

# Forord

Denne rapport er udarbejdet af gruppe 8 på 7. semester ved Ingeniørhøjskolen i København. Det overordnede tema for afslutningsprojektet er projektering af byggekonstruktioner, hvor det er valgt at arbejde med projekteringen af Multimediehuset i Århus.

De tre hovedområder for afslutningsprojektet er vægtet med 60 % konstruktioner, 20 % installationer og 20 % husbygning.

Hovedprojektet består af en statiskprojekteringsrapport med tilhørende bilag og tegninger. Bagerst i mappen sættes en cd, hvor hele projektets indhold er på.

Tegningerne nummereres på følgende måde:

- Arkitekttegningernes tegningsnummer begynder med A
- Konstruktionstegningernes tegningsnummer begynder med K
- Installationstegningernes tegningsnummer begynder med I

Der er henvisninger på planer, snit og opstalter til samtlige detaljer i projektet.

Multimediehuset i Århus

Afgangsprojekt

Ingeniørhøjskolen i KBH



# Statisk dokumentation

## Hovedprojekt

Afleveret den 3. januar 2011

Navn	Studienummer	Underskrift
Jane Gadeberg	070862	
Kenneth Petersson	070789	
Mikkel Hansen	070754	

## Indholdsfortegnelse

0.	Statisk projekteringsrapport.....	4
0.1	Beskrivelse af byggeriet.....	4
0.1.1	Bygningens art, omfang, funktion og placering.....	4
0.1.2	Beskrivelse af bygningsdele.....	6
0.1.3	Konstruktivt princip.....	20
0.1.4	Brandtekniske forhold.....	21
0.1.5	Princip for montage.....	23
0.2	Konstruktionsprojektets organisation.....	23
0.2.1	Opgavefordeling med udarbejdelse af dokumentation.....	23
0.2.2	Kvalitetssikring.....	24
0.2.3	Tilsyn og udførelseskontrol.....	24
1	Projektgrundlag.....	24
1.1	Dimensioneringsforudsætninger.....	24
1.1.1	Normer og litteratur, EDB-programmer m.v.....	24
1.1.2	Konsekvensklasse.....	24
1.1.3	Funktions- og stivhedskrav.....	25
1.1.4	Materialer.....	25
1.1.5	Geotekniske forhold.....	25
1.1.6	Robusthed.....	26
1.2	Lastansættelse.....	27
1.2.1	Dynamiske laster.....	27
1.2.2	Laster fra svind, krybning og temperatur.....	27
1.2.3	Statiske og kvasistatiske laster.....	28
1.2.4	Lastkombinationer.....	29
2	Statiske beregninger.....	29
2.1	Lastnedføring.....	29
2.1.1	Nedføring af lodrette laster.....	29
2.1.2	Nedføring af vandrette laster.....	29
2.2	Hovedstatik, herunder bygningsstabilitet.....	29
2.2.1	Statisk analyse af konstruktioner.....	29
2.2.2	Samlinger.....	30
3	Bilag.....	35

4	Tegningsliste .....	37
4.1	Arkitekttegninger .....	37
4.2	Konstruktionstegninger .....	38

## 0. Statisk projekteringsrapport

### 0.1 Beskrivelse af byggeriet

#### 0.1.1 Bygningens art, omfang, funktion og placering

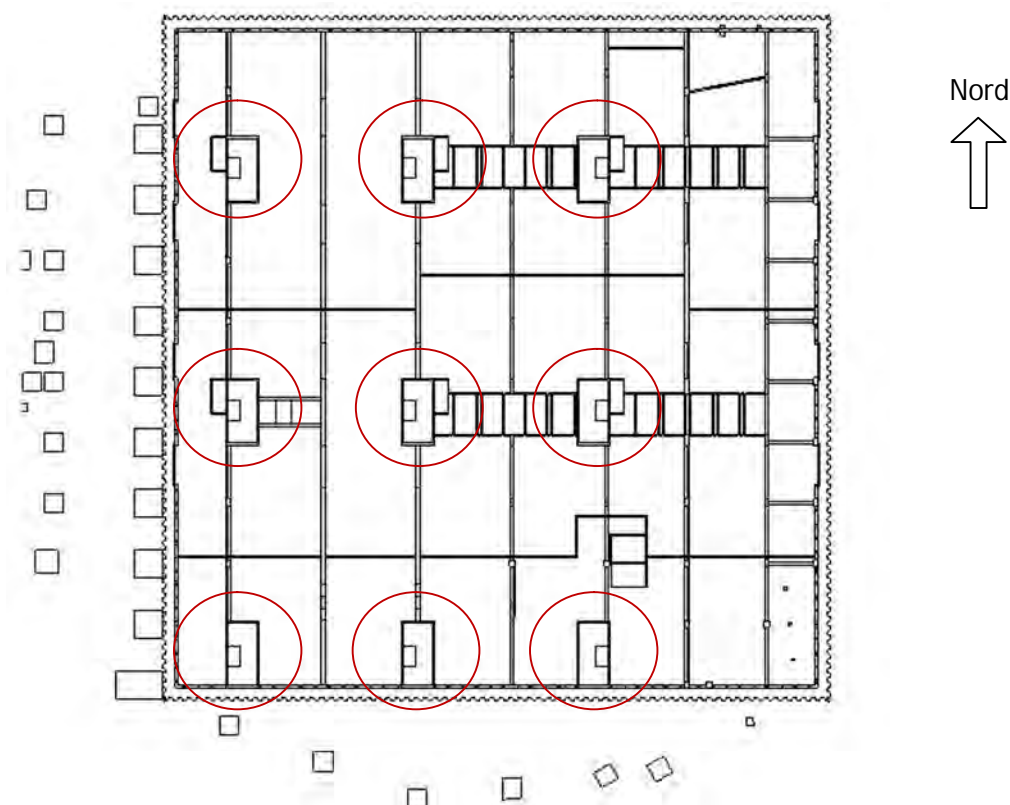
Der skal opføres en 4 etagers bygning på ca. 39.150 m<sup>2</sup>, som hovedsageligt skal bruges til let erhverv, borgerservice og bibliotek, hvorfor der er behov for store og mellemstore åbne rum, samt mindre lukkede lokaler på alle etager.

Under bygningen, vil der blive etableret en underjordisk automatisk parkeringskælder, med plads til 1000 biler.

Byggeriet er placeret på den sydlige del af havnen i Århus.

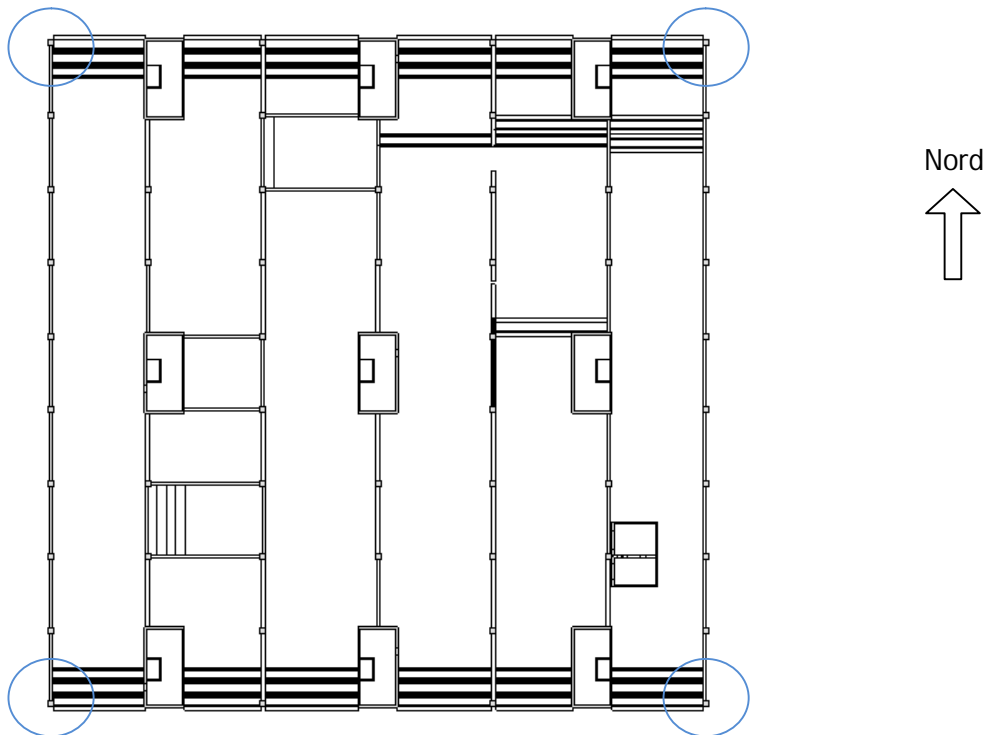
#### *Bygværkets opbygning*

Der er 9 stabiliserende kerner i bygningen, disse er markeret med røde cirkler på den nedenstående tegning.



Figur 1: Niveau -1, øverste etage i automatisk P-kælder. – Grundbygningens størrelse.

Grundbygningen er 85 x 87 meter, som er målene mellem hjørnesøjlerne, som danner en firkant i huset. Se figur 2. Der er i stueetagen mulighed for at køre sin bil ind i den automatiske P-kælder, og det er også på dette niveau letbanen skal køre i.

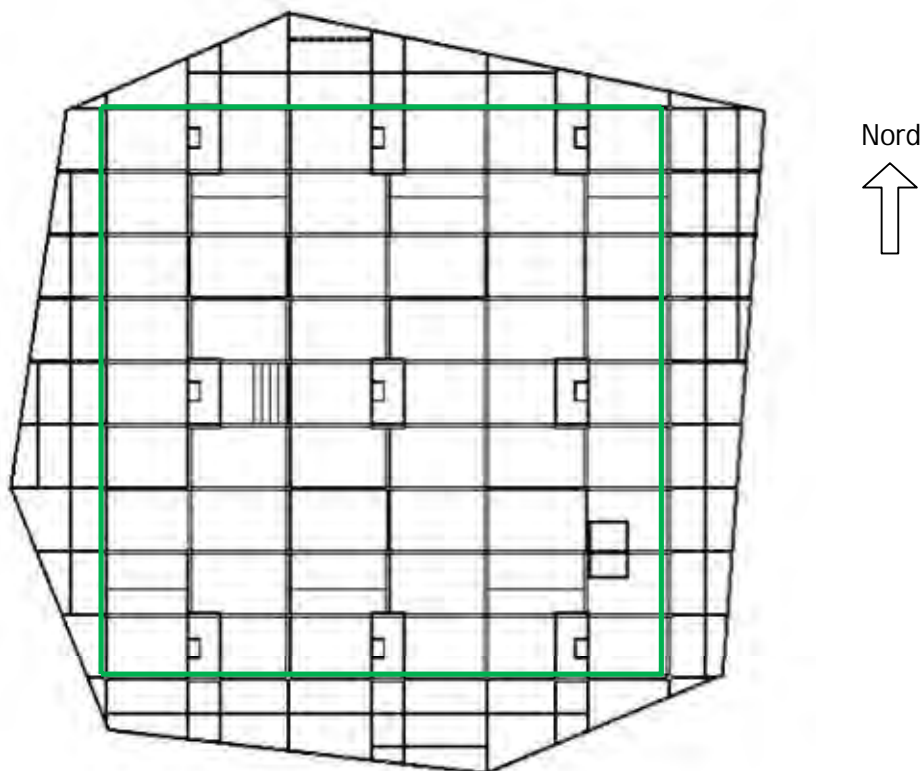


Figur 2: Niveau 1, 2. etage. + markering af hjørnesøjler.

På 1. etage i bygningen er hjørnerne af grundbygningen skåret af, i 2 forskellige vinkler. På 2. etage er etagestørrelsen den samme som grundbygningen, men på dette plan er gulvniveauerne forskudt, i 3 forskellige højder.

På den øverste etage, niveau 3, som også er en del af tagkonstruktionen er konstruktionen udkraget på alle sider af bygningen. Udkragningen kan ses på figur 3. den største udkragning er ca. 15 meter.

For hver 9,6 m nord-syd og 12,6-15 m øst-vest er der gennemgående søjler gennem hele bygningen, fra stuen til 3. etage. – søjlerne er viste på figur 2 som små firkanter.



Figur 3: Niveau 3, 3. etage. – tag, med markering af grundbygning.

Bygningens areal og koter er angivet i nedenstående tabel.

	Niveau	Areal [m <sup>2</sup> ]	Koter OK. Dæk [m]
P-kælder	-2	9.040	- 07,100
P-kælder	-1	2.580	- 03,085
Stue	0	3.250	+ 02,500
1. etage	1	6.930	+ 09,370
2. etage, nedre	2.1	7.230	+ 14,100
2. etage, midt	2.2		+ 15,485
2. etage, øvre	2.3		+ 16,870
3. etage	3	10.120	+ 21,665
Tag	4	10.120	+ 25,965

### 0.1.2 Beskrivelse af bygningsdele

Hovedkonstruktionen ønskes præfabrikeret i størst muligt omfang.

#### 0.1.2.1 Dæk under kælder

Der benyttes TT-bjælker som hviler på fundamentsbjælker, disse er pælefunderet ned på stor dybde.

Denne løsning er valgt, for at modvirke skævvridninger i bygningen, da der optræder forskellige sætninger af havbunden, grundet den uensartede jordbund i området.

#### 0.1.2.2 *Terrændæk*

Terrændækket støbes in-situ, og understøttes af stabiliserende kerner og søjler/bjælker.

#### 0.1.2.3 *P-kælder*

Kældervægge, samt kælder dæk, udføres in-situ.

Spunsen for byggegruben udføres som permanent spuns. Indenfor spunsen, støbes en betonvæg til optagelse af skivekræfter og lodrette laster.

#### 0.1.2.4 *Stabiliserende kerner*

De 9 stabiliserende kerner i bygningen udføres in-situ.

Den nederste del af væggen i en af de stabiliserende kerner, er dimensioneret ud fra maksimalt lodret last, samt Eurocode DS/EN 1992-1-1 krav til dækklag og armering. Tykkelsen på væggen er dimensioneret til 0,3 m.

Bilag 3 beskriver forudsætningerne for dimensionering af in-situ kernerne. Bilag 3a viser et lastnedføringskema fra BEF hvor den maksimale last på væggen er beregnet. Bilag 3b er den endelige bæreevne beregning af en in-situ væg. Det vælges at udlægge vandret armering i væggene, dog er denne armering lidt mindre end den lodrette tryk- og trækarmingen.

Tryk og træk armeringen består af Y12 pr. 330mm og den vandrette armering består af Y8 pr. 240mm

De eneste bærende vægge i bygningen er de stabiliserende kerner, og væggene rundt om 2 elevatorer på niveau 3. Alle vægge udføres in-situ. Kernerne benyttes også som installationsskakte. Det er derfor kontrolleret at gennemføring af kanaler ikke skaber problemer. På bilag 18 er den værste væg beregnet.

Samling mellem præfabrikeret TT-dæk og in-situ kerne ses på tegning K26.

Samling mellem præfabrikeret KB-bjælke og in-situ kerne ses på tegning K26

#### 0.1.2.5 *Ydervægge*

Hovedparten af facaderne er dækket med glas, som spænder mellem etagerne. Hvor der ikke er glas, skal der opbygges lette ydervægge i letklinker som afsluttes med metal eller glasplade. For placering af glas og let ydervæg se arkitekt plantegninger A2-A5 samt facadetegninger A9-A10.

#### 0.1.2.6 *Indervægge*

Omkring vådrum udføres indervægge som letklinkervægge. Til øvrige indervægge anvendes et stålskelet, som beklædes med forskellige materialer alt efter rummets anvendelse.



#### 0.1.2.7 *Etagedæk*

Etage- og tagdæk ønskes udført som dobbelt T-elementer, som spænder øst-vest.

Som etagedæk benyttes dobbelt T-elementer af typen TT76/240, 12L12,5 retlinet, leveret fra Spæncom. Som tagdæk benyttes dobbelt T-elementer af typen TT60/240, 6L12,5 retlinet, leveret fra Spæncom.

Se bilag 2a for dimensionering af dæk mm. Dækplan over niveau 1 fremgår af tegning K10, og forskellige samlingsdetaljer omhandlende dæksamlinger, fremgår af tegning A11, A13 og K26. Placering af dæk, bjælker og søjler over niveau 1 fremgår af hovedsnit øst-vest K16 og hovedsnit, nord-syd K17.

Dækket i in-situ kernerne vælges udført som in-situ. Dækket udføres enkeltspændt fra vest til øst. Forudsætninger for dimensionering af dækket forefindes på bilag 2. Til dimensionering af dækket er benyttet BEF's beregningskema, som kan findes på bilag 2b.

In-situdæk: 200mm, primær armering Y10 pr. 250mm, sekundær armering Y10 pr. 250mm.

Dækplan fremgår af tegning K31 og samlingsdetaljer med in-situ væg fremgår af tegning K26

#### 0.1.2.7.1 *Den udkragede del*

Dækket i den udkragede del af tagkonstruktionen konstrueres som en let etageadskillelse, af hensyn til vægt. Et eksempel på dette, kan findes på Gyproc.dk<sup>1</sup>

Der er kigget nærmere på hvordan etagedækket i den udkragede del kan opbygges, der er lavet en principskitse, som kan ses på tegning K29.

#### 0.1.2.8 *Bjælker og søjler*

Bjælker og søjler udføres i armeret beton.

Der benyttes KB- og KBE-bjælker i hele grundbygningen. Bjælker til udkragninger udføres i HEB-profiler. Der benyttes firkantede betonsøjler.

Til fastholdelse af den udkragede del af tagkonstruktionen, benyttes der stringerbjælke. I stringerbjælkerne i tagdækket anvendes der freyssinet kabler, disse er dimensioneret ud fra trækraften fra den udkragede tagkonstruktion. Se bilag 12 for udregning af vandrette reaktioner. For oversigtsplan se bilag 12a.

Der er valgt 2 stk. 7C15 kabler i hver stringerbjælke, se bilag 14 for valg af kabler, i bilag 10a ses mere info om spændkablerne. Stringerbjælkerne har en dimension på 662x330 og der benyttes beton25 i bjælken. Freyssinet kablet er udlagt på kabelstole pr. 1 meter.

Stringerbjælken er undersøgt for hvad der vil ske, hvis et af de to kabler knækker. Stringerbjælken kan optage lasten i ulykkes tilfælde. Se bilag 14 for beregning.

---

<sup>1</sup> <http://www.gyproc.dk/konstruktioner/etaged%C3%A6k/tca+etaged%C3%A6k>

Dimensioner:

Betonsøjler: 0,8x0,8m – 5Y16+5Y16

Pga. robusthedsberegningerne under hensyntagen til bortfald af element, øges materialepartielkoefficienterne for søjlerne med 1,2.

I bilag 4 opstilles laster for søjlerne og i bilag 4b dimensioneres søjlerne

Betonbjælker: KBE 110/76 og KB 110/76, 32L12,5 + 4L12,5 retlinet, leveret fra Spæncom.

Stålbjælker: HE300B-profiler

Stringerbjælker: beton: 662x330 mm

I bilag 5 laves en beregning for bestemmelse af betonbjælkerne, i bilag 10 laves en beregning for stålbjælkerne.

#### 0.1.2.9 Trapper og ramper

Indvendige trapper udføres som betonelementer.

Der er laves 2 løsninger på medierampen. I den ene løsning er der kigget på gennemskinnelig beton, og i den anden er der kigget på traditionel beton. Der er i projektet arbejdet videre med løsningen med gennemskinnelig beton.

Den gennemskinnelige beton er videre beskrevet i nedenstående afsnit.

##### 0.1.2.9.1 Gennemskinnelig beton

Historie

Betonens historie går mange år tilbage i tiden. Betonen har ændret sig meget gennem tiden, og dens anvendelighed er blevet større. Beton er et komposit materiale, der hovedsageligt består af cement, grus, sten og sand.

Gennemskinnelig beton er en forholdsvis ny opfindelse. Beton som materiale har mange fordele, specielt når man bygger større byggerier, da styrken er stor og der er mange muligheder for at forme betonen som man vil. Et problem har været, at betonen tit har haft et tungt og massivt udtryk, hvilket har gjort at den ofte mere er blevet benyttet som råhus og bliver beklædt med en klimaskærm, af et andet materiale. Det kan skyldes, at mange har den holdning, at beton ikke ældes med ynde. Denne forestilling kan stamme fra de mange betonbyggerier fra 60'erne og 70'erne, som fremstår



Figur 4: Illustration af gennemskinneligheden.

grå og kedelige. Mange af disse byggerier er i dag renoveret, hvor man har gemt betonen bag andre materialer.

Gennemskinnelig beton er primært udforsket af arkitekterne Bill Price og Aron Losonczi. Det er dog Aron Losonczi der er længst fremme i udviklingen af gennemskinnelig beton. Han tog i 2002 patent på litraconblokke, *Light Transmitting Concrete* (LiTraCon). Han er medejer af en af de førende producenter af gennemskinnelig beton, Litracon<sup>2</sup> i Tyskland.

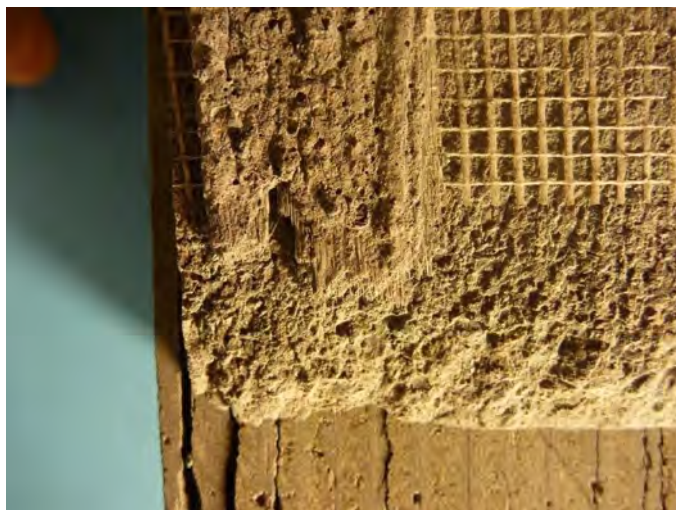
## Opbygning

Gennemskinnelig beton er opbygget i blokke, og støbt som et element på fabrik. Blokkene indeholder tværgående tråde med 3-4 % glas- eller plastfibre.

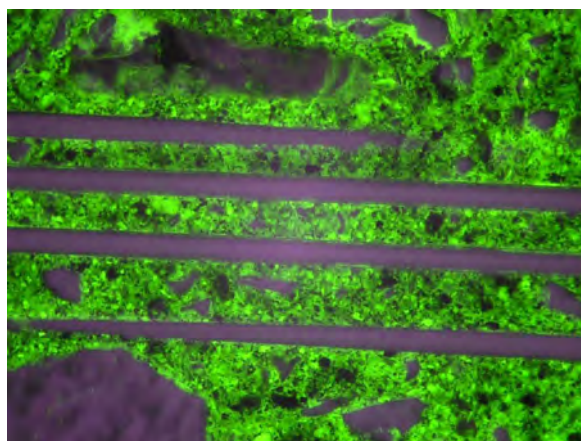
Cowi udsendte i februar 2010 en rapport om gennemskinnelig beton<sup>3</sup>. De ville undersøge den gennemskinnelige beton, med henblik på om de kunne benytte betonen i nogle af deres projekter. Cowi ville undersøge hvordan den gennemskinnelige beton er opbygget, og hvordan betonen kan benyttes i byggerier med hensyn til bæreevne.

Selve betonen er tilsat knust granit, kvarts og feldspat med en stenstørrelse mindre end 4 mm og formentlig også tilsat kalk og sandsten. Betonen er kompakt, med meget få lufthuller. Cementpastaen er kompakt, med en grålig ensartet farve. Lag af 1-3 mm fibre er indlejret i betonen. Imellem fibrelagene er der måtter, der formentlig har det formål, at styre de optiske fibre, så disse fibre ligger i samme retning. Fibrene er opbygget af glas og har en tykkelse på ca. 80µm. De ligger i lag af 10-16 fibre og er indkapslet af cementpastaen.

Lysgennemtrængningen er ikke specielt afhængig af tykkelsen af betonblokken, i teorien kan blokkene være op til 20 meter tykke, da der ikke er det store tab af lys gennem fibrene. Både hvidt og farvet lys kan trænge igennem den gennemskinnelige beton. Gennemtrængningen af lys vil mindskes når overfladen bliver flosset. Dette skyldes, at fibrenes



Figur 5: Billede af optiske fibre, som er placeret oven på måtten som styrer retningen på fibrene.



Figur 6: Billedet viser 4 optiske fibre indlejret i cement pasta. Det ses at der er god vedhæftning mellem fibre og pasta.

<sup>2</sup> <http://www.litracon.hu/>

<sup>3</sup> Transparent Concrete, Cowi, februar 2010



ender ødelægges, og derfor trænger der mindre lys igennem.

Cowi undersøgte ligeledes styrken af den gennemskinnelige beton. For tryk vinkelret på fibre, oplyste producenterne af den gennemskinnelige beton, at den kunne klare et tryk på 50 MPa. Cowi's test gav et resultat, som underbyggede producentens oplyste trykstyrke. For et tryk parallelt med fibre, blev der målt en trykstyrke på 63 MPa. Nedenstående billeder viser hvordan den gennemskinnelige beton bryder, med tryk hhv. vinkelret og parallelt med fibre.



Figur 7: Brud ved tryk vinkelret på fibre



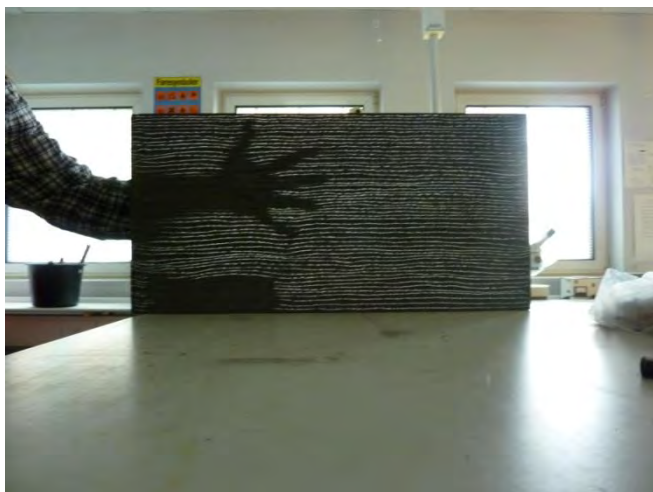
Figur 8: Brud ved tryk parallelt på fibre

Producenterne oplyser en generel trykstyrke på 50 MPa. Ud fra Cowi's forsøg, bedømmes dette at være realistisk. Producenten oplyser en bøjnings trækstyrke på 7 MPa. Denne værdi er ikke testet af Cowi, men det vælges at arbejde videre med denne oplysning, da de oplyste trykstyrker var realistiske.

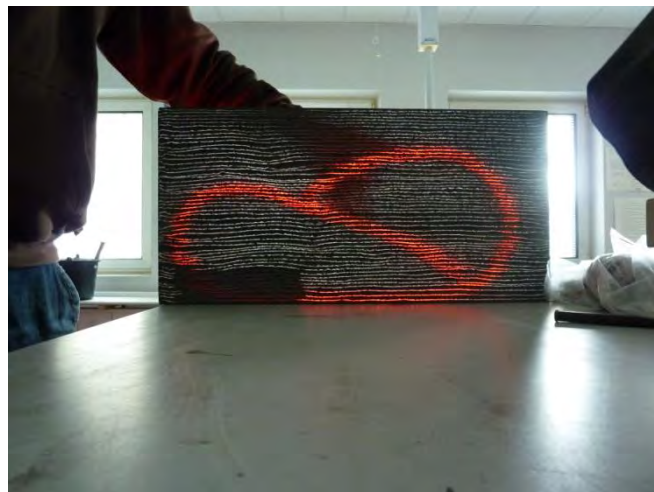
Bøjningstrækstyrken skal undersøges nærmere, hvis det besluttes at føre projektet ud i virkeligheden.

Gruppen var 28. august 2010 til møde hos Cowi, med betonekspert Anders Haumann. Referat af mødet kan ses i bilag 9a. På mødet kunne gruppen ved selvsyn opleve virkningen af den gennemskinnelige beton. Anders Haumann mente ligeledes, at producentens oplyste tryk og træk bøjningsstyrke var realistiske. Han understregede vigtigheden af at overfladen ikke var ru, da dette ville nedsætte gennemtrængningen af lys.

Billeder fra besøg hos Cowi



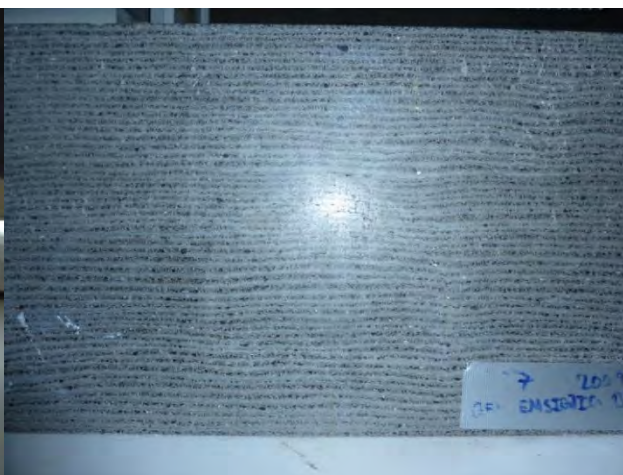
Figur 9: Gennemskinnelig beton med dagslys



Figur 10: Gennemskinnelig beton med farvet lys



Figur 11: Gennemskinnelig beton med rød farve effekt



Figur 12: Gennemskinnelig beton uden gennemskinnelig effekt

### Anvendelighed

Beton og glas supplerer hinanden godt. Betonens styrke har gjort at glasset kunne fylde mere og mere i byggeriet, hvilket bl.a. har betydet store horisontale glaspartier. Den gennemskinnelige beton, kombinerer betonens styrke med glassets gennemskinnelighed. Den gennemskinnelige beton giver mange arkitektoniske muligheder, da det giver mulighed for at få lys igennem betonvæggen. Da både farvet og hvidt lys kan trænge igennem betonen, giver det mulig for at lave mange effekter, f.eks. kan det anvendes til logoer.

I dette projekt er der fokuseret på gennemskinnelig beton uden isolering. Det betyder, at der fokuseres på betonens anvendelighed, hvor betonen ikke skal varmeisolere. Det er valgt at fokusere på anvendelsen af gennemskinnelig beton indenfor byggeriet, betonen kan dog også anvendes til fx skulpturer. Da betonen har en stor tryk styrke, men ikke har den samme bøjningstrækkraft som armeret beton, har den gennemskinnelige beton en begrænset anvendelses mulighed i byggeriet. Den kan fx benyttes som skillevæg, hvor der ikke er store bøjnings kræfter. Der er i projektet arbejdet med, at benytte gennemskinnelig beton i multimedierampen, da der er et forholdsvis kort spænd.

Her er nogle eksempler på, hvordan gennemskinnelig beton er benyttet:



Figur 13 - Gennemskinnelig beton som læskærm



Figur 14 - Gennemskinnelig beton som skillevæg

Gennemskinnelig beton kan ligeledes kombineres med traditionelle materialer. Ifølge "Værktøj for arkitektonisk kvalitet – kompositters designpotentialer" af Birte Møller Andersen kan en facade fremstå massiv og tung om dagen, hvis der ikke er lys igennem. Derimod kan facaden fremstå let og gennemsigtig, hvis der sættes lys igennem om natten. Det vekslende facadeudtryk, lethed contra masse, åbenhed contra lukkethed kan differentieres, afhængig af hvordan den gennemskinnelige beton skal opleves, hvordan rumoplevelsen skal være og hvor meget lys der skal gennemtrænge rummet. Dette giver nye muligheder for indretning af rummene, da man kan få lys ind i rum, hvor der ellers ikke ville være den store mulighed for at få dagslys ind.

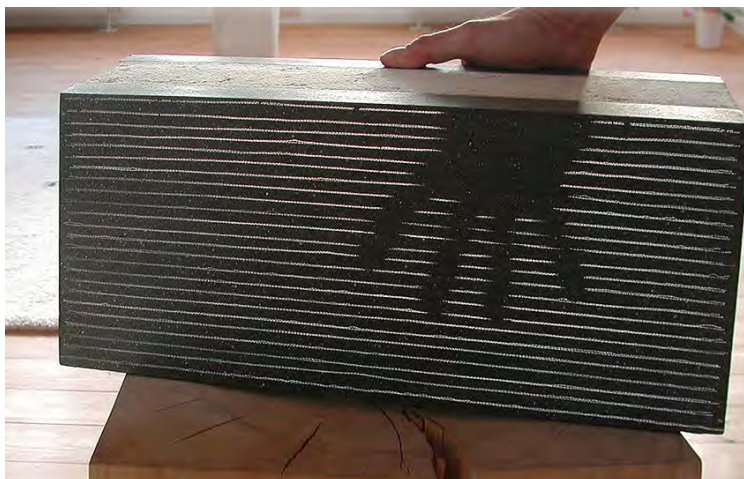


Figur 15: Gennemskinnelig beton oplyst om natten.



## Fremtidsmuligheder

Hvad er mulighederne for gennemskinnelig beton i fremtiden? Aron Losonczi tog i 2002 patent på gennemskinnelig beton i blokke. De gennemskinnelige betonblokke har i sig selv, ikke en stor varmeisolerings evne, og dens mulighed for at spænde over lange spænd uden understøtninger, er ikke mulig. Prisen for den gennemskinnelige beton er høj, den kostede i 2004 omkring 3000-4000 euro/m<sup>2</sup>. Gennemskinnelig beton, er ligesom alt andet i rivende udvikling. Firmaet Luccon<sup>4</sup> har netop offentliggjort en ny slags gennemskinnelig beton, hvor der er isolering imellem de 2 blokke af gennemskinnelig beton. Betonen er stadig gennemskinnelig og den har en U-værdi på 0,18. Dette giver nogle helt nye muligheder, for at anvende den gennemskinnelige beton. Den kan nu anvendes som ydervægge, da væggene er varmeisolerende. Da der ikke er oplyst styrke tal for betonen, vides det ikke hvor anvendelig den er som bærende ydervæg, eller om væggen kan optage store bøjningstræks kræfter fra fx. vinden. Men da den kan anvendes som ydervæg, giver det helt nye arkitektoniske muligheder, hvor man kan give sin bygning forskellige arkitektoniske udtryk, alt efter om der er lys på betonen, eller hvilket lys der anvendes.



Figur 16: Billeder fra Luccon.com, hvor man kan se den gennemskinnelige beton med isolering.

Hvis man tænker længere frem i tiden, kan man udvikle den gennemskinnelige beton yderligere, så snart teknologiens udvikling tillader det. Det kunne være interessant, hvis man kunne armere den gennemskinnelige beton, så man kunne benytte den til at spænde over lange spænd. Da vil armeringen være synlig igennem beton, hvilket igen vil give et andet arkitektonisk udtryk, som ikke nødvendigvis behøver at være ødelæggende. Hvis den gennemskinnelige beton kunne optage store bøjningstræk kræfter, ville det give helt nye muligheder for anvendelsen af den gennemskinnelige beton. Den kunne så benyttes som etage dæk, hvilket vil give rummene helt nye udtryk, hvor der strømmer lys ind fra alle vinkler. En problemstilling der dog skal overvejes, ved at benytte gennemskinnelig beton som etage dæk er, hvad man gør med sine installationer. I dagens byggeri skjules installationerne mellem dækket og det nedhængte loft. Hvis lyset skal strømme gennem etagedækket, skal det udtænkes en anden måde at placere sine installationer på.

Man kunne tænke videre... Hvad nu hvis man kunne benytte gennemskinnelig beton som tag dæk? Hvis man kunne udvikle gennemskinnelig beton så det var vandtæt, og der samtidig kunne strømme lys gennem betonen. Det ville betyde helt nye muligheder for tagetagen. Man kunne få nogle tagrum, der er belyst fra alle vægge og tagflader. Det ville give rummet et helt nyt arkitektonisk udtryk, hvor rummet vil have en helt anden lethed.

<sup>4</sup> <http://luccon.com/en/material.php>

Hvis man kunne finde en metode, hvor man kunne støbe den gennemskinnelige beton in-situ, vil det give mange nye anvendelses muligheder. Så kunne man støbe betonen på byggepladsen, og forme beton som man ønsker. Hvis man støbte betonen in-situ, kunne man støbe de gennemskinnelige elementer, sammen med andre elementer, hvilket kunne give nogle spændende muligheder for at sammenbygge nye og gamle materialer, hvor fx det lette udtryk fra den gennemskinnelige beton, møder det massive udtryk fra armeret beton.

På sigt kunne man forstille sig, at betonens gennemskinnelighed kunne øges. Det ville give nogle helt nye muligheder i designet af bygninger. Man kunne forstille sig, at man kunne erstatte dele af glasset i bygninger med gennemskinneligt beton. Det vil betyde, at man kunne tænke i nye baner indenfor design af bygninger. Gennemskinnelig beton er bedre varmeisolerende og har en højere styrke. Man kunne lave nye designs, hvor man ikke skulle bekymre sig om bygningens U-værdi, og hvor man kunne tænke nye veje med hensyn til bygningers statik.

Fremtiden for gennemskinnelig beton, afhænger meget af mulighederne for at nedbringe produktionsudgifterne. Den gennemskinnelige beton har en stor indkøbspris, hvilke vil afholde mange fra at inddrage gennemskinnelig beton i deres projekter. Problemstillingerne er videre beskrevet nedenunder.

#### Problemstillinger

En problemstilling med gennemskinnelig beton, er den høje pris. I Cowi's rapport fra februar 2010, er det blevet oplyst, at gennemskinnelig beton med en tykkelse på 25 mm koster 845 euro/m<sup>2</sup>, mens en blok med en tykkelse på 200 mm koster 3880 euro/m<sup>2</sup>. Dette er en forholdsvis høj pris, som vil begrænse brugen af gennemskinnelig beton og det vurderes af gruppen, at netop prisen i den nærmeste fremtid vil begrænse brugen af betonen. Det vurderes, at den gennemskinnelige beton vil blive benyttet i prestigefulde byggerier, hvor det er nytænkning og arkitektonisk udtryk der er prioriteret, frem for prisen. Men det er nødvendigt for producenterne at sænke prisen på den gennemskinnelige beton, hvis betonen skal blive mere benyttet.

Rent arkitektonisk, vil store arealer af gennemskinnelig beton give nye overvejelser. Den gennemskinnelige beton vil give bygninger helt nye udtryk, så brugen af betonen skal overvejes nærmere. Det skal overvejes, hvordan store sammenhængende arealer af gennemskinnelig beton, i fx facader, vil påvirke bygningens udtryk.

En anden problemstilling kan være klimaet. Hvis man vælger at benytte gennemskinnelig beton i fx facader, skal det undersøges hvordan det danske klima påvirker betonen, vil klimaet med tiden nedsætte gennemskinneligheden, og hvordan er mulighederne for at forlænge levetiden på betonen. Dette skal undersøges nærmere, hvis den gennemskinnelige beton skal benyttes i udendørs miljø.

#### Anvendelse i projektet

Den gennemskinnelige beton er i projektet benyttet i multimedierampen, der forbinder niveau 1 og 2. Rampen er 14,4 meter bred, og det er tiltænkt at der skal placeres bogreoler på den. Det er fra



arkitekternes side tænkt, at rampen skal være en central del af Multimediehuset. Den skal være åben, med højt til loftet, så den fremstår tydelig og i centrum af lokalet.

Gruppen synes det kunne være spændende, at udføre rampen i gennemskinnelig beton. Rampen er placeret inde i bygningen, så der er ikke noget krav om varmesolering. Brugen af gennemskinnelig beton i rampen, vil give den et helt nyt udtryk. Der er under rampen valgt, at ilægge glas gulv, således at man kan se de nedenunder kørende biler. Over rampen er der placeret ovenlys vinduer. Der vil derfor være stor mulighed for at føre lys igennem konstruktionen, både oven- og nedenfra rampen. Ligeledes vil man kunne se lyset fra de gennemkørende biler om aftenen, hvilket vil give rampen forskellige udtryk afhængigt af tiden på døgnet.



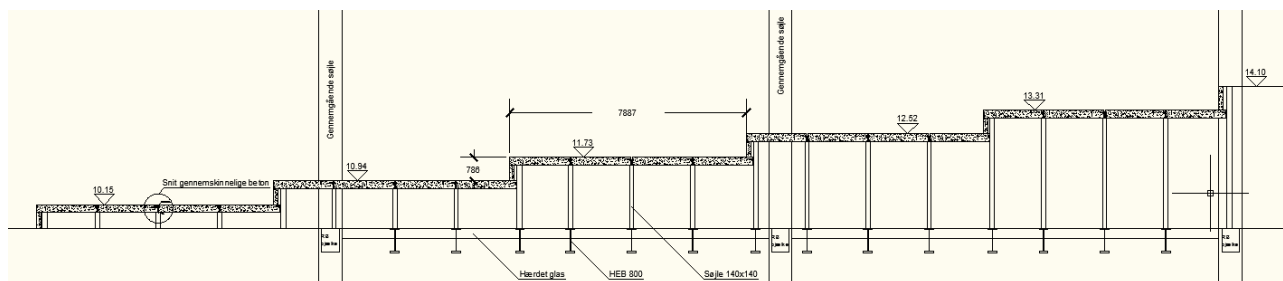
Figur 17: Allianz Arena i München om aftenen.

Der er ligeledes muligheder for, at lade farvet lys gennemskinne rampen. Der kunne ved særlige lejligheder, være opsat forskellig farvet lys under rampen, hvilket vil give rummet og rampen et spændende udtryk, alt efter lejligheden for rummets anvendelse. Dette er inspireret af Allianz Arena i München, der skifter farve alt efter hvilket hold der spiller på stadionet, se figur 17.

Den gennemskinnelige beton lægges i et stålskelet. Der benyttes blokke der spænder 2 meter og har en bredde på 1,2 meter med en tykkelse på 250 mm. Det er vurderet, at stålskelettet ikke vil hæmme rampens udtryk og gennemskinnelighed.

Det er vurderet af gruppen, at det nok er prisen der er afgørende for anvendelsen af gennemskinnelig beton i Multimediehuset. Det vurderes at rampen vil give rummet og rampen et fantastisk udtryk.

Se beregninger af rampen i bilag 9 samt snit og detalje på tegning A16.



Figur 18: Snit af multimedierampe udført i gennemskinnelig beton

### 0.1.2.10 Tagopbygning

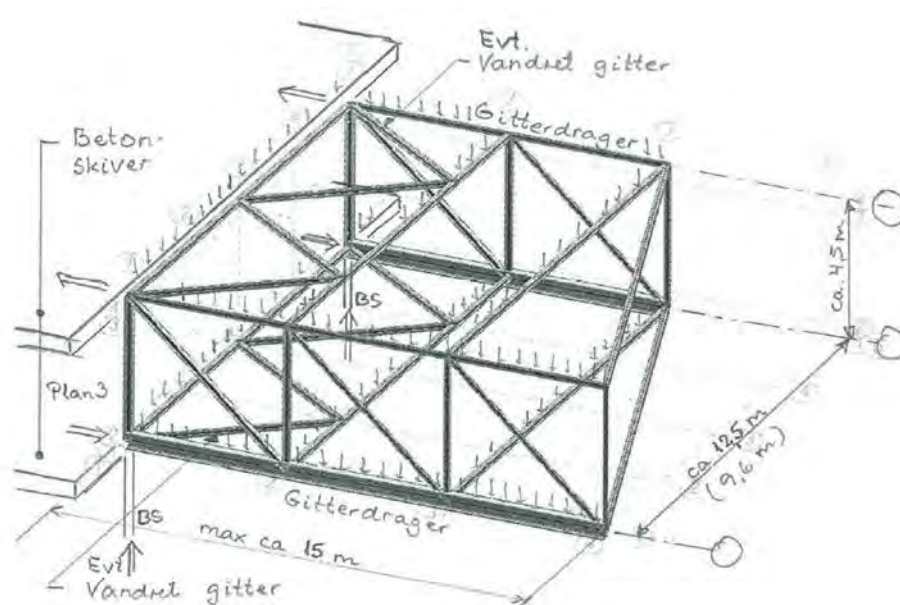
Tagkonstruktionen opbygges af trykfast isolering, der beklædes med 2 lag tagpap og solceller på en del af tagfladen.

Plan for placering af dæk, bjælker og søjler på tagetagen, samt overblik over den udkragede tagkonstruktion, kan ses på tegning K8 og K15. På hovedsnit, øst-vest (K21) samt hovedsnit, nord-syd (K22) ses henvisninger til detaljetegninger mm.

#### 0.1.2.10.1 Den udkragede del

Den udkragede del af tagkonstruktionen opbygges som et stål-gitter. På figur 19 ses en principskitse af den udkragede tagkonstruktion. Det ses på tegning K25 hvordan denne er sammenholdt med den resterende etage.

Stål-gitteret er udført, så gitterdragerne er påvirket af både normalkraft, forskydning og moment og gitrene optager kun normalkraft, da der er charnierer i hver ende af disse, hvor de sidder fast til gitterdragerne.



Figur 19: En principskitse af den udkragede del af tagkonstruktionen.

Til forskel fra principskitzen ovenfor er det valgt at bruge V-gitter, da det ud fra Multiframe har vist sig at være denne gittertype der giver det mindste moment når de belastes med de samme laster og lastkombinationer. I bilag 21 kan ses momentkurverne for begge typer gittersystemer i de 3 lastkombinationer der er anvendt.

De lastkombinationer der anvendes er følgende:

1. Dominerende sne
2. Dominerende vind, med tryk på taget
3. Dominerende vind, med sug på taget

Lastkombination 1 viste sig at være dimensionsgivende.

### *Gitterdrager*

#### *Gitterdragerne generelt*

Udbøjningen for hele den udkragede tagkonstruktion, som er fra Multiframe, er blevet undersøgt.

På de ender af profilerne der skal indspændes i bygningen, påsvejses en stålplade, som i den øvre gitterdrager fastspændes til freyssinet kabler, for på den måde at holde gitterkonstruktionen på hver side af bygningen på plads med de samme kabler. I den nedre gitterdrager skal den påsvejsede endeplade hjælpe til at fordele det store tryk der kommer på bygningen fra hele gitterkonstruktionen. Og samtidig skal endepladen hjælpe til at fastholde gitterdrageren mod eventuelle sidestød som for eksempel kunne komme fra vind på facaden.

Svejsningerne udføres som symmetriske kantsømme, da der svejses hele vejen rundt om profilerne. Det forudsættes at kroppen optager forskydning og flangerne optager normalkraft og moment. Da der er kombinerede påvirkninger regnes der med en elastisk spændingsfordeling.

#### *Øvre*

I den øvre gitterdrager er der træk. Dimensionen af denne er fundet ved at betragte den som en trækpåvirket bjælke, som er påvirket af normalkraft, forskydning og moment, hvor spændingerne er fundet ud fra en elastisk fordeling. Som en forenkling, undersøges det om forskydningskraften ikke overstiger halvdelen af tværsnittets forskydningsbæreevne. Det vælges endvidere af forskydningen kun optages i kroppen, og normalkraft og moment optages i flangerne.

Det blev vurderet at der var sandsynlighed for kipning, så der blev undersøgt for dette, og det viste sig at det ikke var nødvendigt at gå videre med kipningsundersøgelsen, da profilets størrelse ikke gjorde kipningen mulig.

Den endelige dimension på den øvre gitterdrager blev HE300B, beregninger findes i bilag 10.

#### *Nedre*

I den nedre gitterdrager er der tryk. Dimensionen af denne er fundet ved at betragte den som en trykpåvirket bjælke. Der blev endvidere kigget på søjlevirkning, grundet den store normalkraft.

Det blev vurderet at der var sandsynlighed for begyndende foldning, hvor gitterdrageren fastholdes på den øvrige bygning, så der blev undersøgt for dette, og det viste sig, at sandsynligheden for foldning var udelukket.

Den endelige dimension på den øvre gitterdrager blev HE300B. beregninger findes i bilag 10.

Under udarbejdelsen af beregningerne viste det sig, at det var svært at finde en optimal løsning til at optage de store laster der er i den nedre del af tagkonstruktionen. Der blev kigget på følgende løsninger:

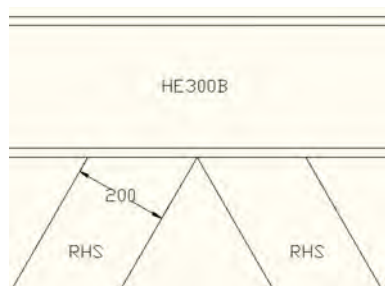
- En boltsamling, hvor der skulle placeres 8 M36 bolte i 2 lodrette rækker gennem stålet og ind i trykstringeren.
  - Samlingen kunne i teorien godt lade sig gøre, men grundet pladsmangel blev denne løsning fravalgt, da endepladen ikke kan være større end dimensionerne på HEB-profilet.
- En løsning, hvor der skulle svejdes et vinkelprofil fast på gitterdrageren. Dette vinkelprofil skulle ligge af på trykstringeren og den lodrette last, eller en procentdel af denne, vil blive overført til bygningen hvor den blev ført ned til fundamentet gennem søjlerne. Den resterende del af den lodrette last skal dermed løses med en boltsamling.
  - Samlingen kunne i teorien godt lade sig gøre, men da det viste sig at vinkelprofilet kun kunne tage 25 % af den lodrette last, hvis man valgte det største profil, vurderede man at dette ikke var nok til at reducere boltstørrelserne, og der ville derfor stadig være pladsmangel.
- En løsning, hvor gitterdragerne ligger af på betonsøjlerne / kernernes vægge, som er placeret udfor alle gitterkonstruktionerne.
  - Der er regnet på lokalt trykbrud på søjlen og trykstringeren, og disse krav er overholdt, så denne løsning vælges.

Se bilag 10 for dimensioneringer af stålprofiler, og se bilag 11 for beregninger til stålsamlinger. Se tegning K25 og K28 for detaljer af samlinger.

Det vælges at beregne søjlen over denne samling, som en 550 mm søjle, for at finde ud om denne kan optage lasten fra den overliggende tagkonstruktion. Dette er overholdt, men grundet vederlag til bjælker, vælges det at beholde søjlens bredde på 800 mm. Grunden til denne beregning er at udstøbningen under søjlen kun kan være 550 mm, da det nedre HEB-profil ligger af på søjlen nedenunder, og denne må ikke få last fra den ovenstående søjle.

Se bilag 4b og 4c for beregninger.

### Gitre



Det er valgt at anvende RHS-profiler, som gitre mellem HE300B-profilerne. Det er valgt at placere profilerne, som det er vist på skitsen til venstre.

Dimensionen på RHS-profilerne er fundet ud fra træk bæreevnen for den størst påvirkede trækstang, og søjlevirkning ud fra den størst påvirkede trykstang.

Den endelige dimension på gitrene blev RHS 200x120x10 mm, beregninger findes i bilag 10.

RHS-profilerne er placeret i en vinkel af  $60^\circ$  i forhold til vandret. Bortset fra det yderste skrå profil, hvor vinkelen varierer alt efter hvilket gitter man ser på, da udkragningen ikke er den samme hele vejen rundt om bygningen. Det yderste profil er altid lodret, og det er denne der er afgørende hvad angår svejsninger mellem RHS- og HEB-profilerne, da dennes længde på svejsesømmen er mindst.

Gitrene bliver svejset på gitterdragerne hele vejen rundt om profilerne. Da der svejdes på begge sider af profilerne betragtes svejsningerne som symmetriske kantsøm, og beregnes derefter. Da der er kombinerende påvirkninger, regnes der med en elastisk spændingsfordeling. Over disse svejsninger bliver der i øvrigt lavet krop- og flangeforstærkninger på HEB-profilerne. Der er ikke lavet beregninger på disse, men da spændingerne i gitrene er store, er det vurderet at det er nødvendigt at lave disse forstærkninger.

I bilag 10 findes valg af gittertype og dimensionering af stålprofilerne, i bilag 11 findes dimensioneringer af stålsamlinger og i bilag 21 findes momentkurver for øvrige lastkombinationer.

På tegning K25 og K28 findes detaljer af samlingerne.

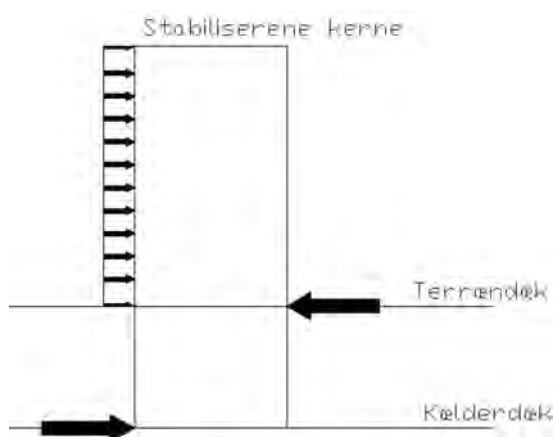
### Tagopbygning

Tagopbygningen i den udkragede del, er ligeledes valgt at lave anderledes end i den øvrige bygning, hovedsageligt grundet vægt. En principskitse af denne kan ses på tegning K29.

#### 0.1.2.11 Gulvopbygning

Gulvopbygningen vil afhænge af rumtypen, og det samme gælder for gulvbeklædningen.

#### 0.1.3 Konstruktivt princip



Figur 20: Optagelse af vandret last i kerne

Tagdæk og etagedæk understøttes af bjælker, som igen understøttes af gennemgående søjler, som går fra kælder til 3. etage. Disse tager kun lodrette kræfter.

De 9 kerner udgør den stabiliserende del af bygningen. Det er herigennem de vandrette samt lodrette laster bliver optaget, og ført ned til fundamentet. De vandrette laster bliver dog kun optaget gennem de stabiliserende kerner, som virker som indspændte søjler i kælderdek og terrændæk. Se figur 20 for illustration.

Se bilag 13 for anskueliggørelse af de stabiliserende kerner og søjler.

#### 0.1.4 Brandtekniske forhold

<sup>5</sup>Bærende konstruktioner udføres som R 120 A2-s1,d0 [BS-bygningsdel 120], dette gælder bjælker, søjler, betondæk, stabiliserende kerner samt stålet i den udkragede del af tagkonstruktionen. Stålet beskyttes med en brandmaling, betonbjælkerne beskyttes med brandisolering som Conlit 150 og de øvrige bygningsdele i beton forudsættes at udføres som BS120 fra leverandøren.

Brandsektionsvægge udføres som EI 60 A2-s1,d0 [BS-væg 60] og brandcellevæggen som EI 60 [BD-bygningsdel 60]

For øvrige bygningsdele udføres væg og loft overflader som K<sub>1</sub> 10 D-s2,d2[klasse 1 beklædning] og gulvoverflader som D<sub>fl</sub>-s1[klasse G gulvbeklædning], da bygningen er i flere etager, hvor højden til gulv i øverste etage er mellem 12 m og 22 m over terræn.

Udvendig overflade udføres som K<sub>1</sub> 10 D-s2,d2.

Bygningen kan deles op i 2 anvendelseskategorier. Det område af bygningen, som kan lejes ud til kontorer, henføres til anvendelseskategori 1, og de øvrige rum i bygningen henføres til anvendelseskategori 3.

Der er mindre end 25 m fra et vilkårligt punkt i rummene til de to nærmeste udgange. Flugtvejene i bygningen, er de 9 stabiliserende kerner, som er opbygget af beton, og udgør deres egen brandsektion. På denne måde er trapperum, elevatorskakte og installationsskakte også adskilt fra andre dele af bygningen.

Udgangsdøre og flugtvejsdøre fra brandsektioner, skal åbne i flugtretningen. Udgangsdøre fra rum på mere end 150 m<sup>2</sup>, udføres på samme måde som døre i flugtveje. I rum som disse, skal der være 2 flugtveje fra rummet.

Ved to-fløjede døre, skal disse forsynes med beslag, der åbner begge dørplader på en gang. Dette sker ved en paskvil.

Etage	Område, som brandsektioner
1	Teater og multisal
	Kontorer mod syd
	Kontorer mod nord
	Øvrigt område på etagen
2	Mediesamlings- og selvbetjeningsområdet
	Kontor lejemål 1
	Kontor lejemål 2
	Kontor lejemål 3
	Fordelingsgang
3	Kontor lejemål 4
	Kontor lejemål 5
	Kontor lejemål 6
	Kantine
	Øvrigt område på etagen
	Gangarealer

<sup>5</sup> Til afsnittet er følgende kilder anvendt: BR10 og eksempelsamling om brandisolering fra [www.ebst.dk](http://www.ebst.dk) og "brandsikring af byggeri", 2. udgave 2005.

Se tegninger A2 – A4, som er vedlagt rapporten " Forudsætninger og forundersøgelser - Dispositionsforslag" for placering af de forskellige områder.

Det er valgt, grundet bygningens størrelse, at etablere et sprinkleranlæg i bygningen. Der skal samtidigt være et varslingsanlæg, og flugtvejsbelysning i hele bygningen.

#### Brandkrav for bærende konstruktioner

Der er i hovedprojektet undersøgt brandkravene for in-situ støbte betonkonstruktioner. Brandkravene er undersøgt for vægge og dæk i kernerne, søjlerne og stringerbjælkerne. Kravet til de bærende konstruktioner er at det skal være R 120 A2-s1,d0 [BS-bygningsdel 120].

#### Bærende vægge i kerner

For at væggen skal være en REI 120 konstruktion, skal væggen have en minimumstykkelse på 220 mm og have et dæklag med en centerafstand på 35 mm. Se bilag 15 for bestemmelse af brandkrav og bilag 3 for dimensionering af væg. I henhold til kravet i TS 5.3.2, skal dæklaget minimum være 33mm. Dette hæves til 35mm og derved er brandkravet ligeledes overholdt.

#### Dæk i kerner

For at dækket skal være en REI 120 konstruktion, skal dækket have et dæklag med en centerafstand på 40 mm. Se bilag 15 for bestemmelse af brandkrav og bilag 2 for dimensionering af dæk. Der benyttes et dæklag med en centerafstand på 40 mm efter brandkravet.

#### Søjler

For at søjlen skal være en REI 120 konstruktion, skal søjlen have en minimumsbredde på 550 mm og have et dæklag med en centerafstand på 25 mm. Se bilag 15 for bestemmelse af brandkrav.

Dæklaget for søjlerne vælges efter TS 5.3.2 og vælges til et dæklag på 35 mm.

#### Stringerbjælker

Brandkravet til dæklaget til kabelstolen, er en centerafstand på 30 mm. Dæklaget til kantafstand vælges dog til 30 mm efter kravet i TS 5.3.2 og således er brandkravene også overholdt.

Kantafstand og afstand mellem freyssinet kabler er hhv. 165 og 330 mm og er beskrevet i bilag 14.

## 0.1.5 Princip for montage

### 0.1.5.1 *Bjælke/søjle*

Bygningen opføres som et bjælke/søjle-system. Bjælkerne understøttes ved udskæringer i søjlerne, som konsolbjælkerne ligger af på.

Bjælkerne monteres på søjlerne, og fastholdes i en dornsamling. Samlingen udstødes kun i den ene ende af bjælken.

Se tegning A15 for samlingsdetaljer.

### 0.1.5.2 *Dæk/bjælke*

Det er valgt at bruge KB-bjælker til understøttelse af TT-dæk, bygningsdelene svejses sammen ved hjælp af indstøbte lejeplader.

Se tegning A11 og A14 for samlingsdetaljer.

### 0.1.5.3 *Montage af den udkragede tagkonstruktion*

Den udkragede tagkonstruktion på niveau 3 er bygget op af et gittersystem, som er indspændt i etagedækket og tagdækket.

I tagdækket er gitterdrageren, grundet det store træk, fastholdt af 2 stk. 7C15 freyssinet kabler som er placeret i en stringerbjælke. Disse kabler spænder fra den ene udkragede del til den anden, på hver side af bygningen. Kablerne efterspændes efter opsætning. Kablerne er placeret symmetrisk i forhold til HEB-profilets tyngdepunkt, så der ikke opstår skævvridninger i gitterdrageren.

I den nedre gitterdrager, er etagedækket udsat for tryk. Betonen i stringerbjælken er undersøgt for knusning. HEB-profilet er sammenholdt med stringerbjælken med bolte.

Se tegning K25 og K27 for samlingsdetaljer.

## 0.2 Konstruktionsprojektets organisation

### 0.2.1 Opgavefordeling med udarbejdelse af dokumentation

Som udgangspunkt vælges betonelementer fra Spæncom. De stabiliserende kerner udføres dog in-situ.

Gruppen udfører dimensionering af bygningsdele, herunder også en overordnet dimensionering af fundamenter, og sørger for at den overordnede sammenhæng mellem de forskellige beregningsbidrag.



### 0.2.2 Kvalitetssikring

Interne vejledere: Tommy Johansen (konstruktioner), Jesper Molin (installationer), Birte Møller Andersen (husbygning), Mads Nicolaj Jensen (konstruktioner) og censor kvalitetssikrer materialet til eksamen.

### 0.2.3 Tilsyn og udførelseskontrol

Ikke aktuelt

## 1 Projektgrundlag

### 1.1 Dimensioneringsforudsætninger

#### 1.1.1 Normer og litteratur, EDB-programmer m.v.

Litteratur:

- [1] Teknisk ståbi, 20. udgave  
2009 – Nyt teknisk forlag
  - [2] DS/EN 1990  
EuroCode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
  - [3] DS/EN 1991  
EuroCode 1: Laster
  - [4] DS/EN 1992  
EuroCode 2: Betonkonstruktioner
  - [5] DS/EN 1993  
EuroCode 3: Stålkonstruktioner
  - [6] Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993, 1. Udgave  
2009 - Nyt teknisk forlag
  - [7] Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1,  
1. udgave 2008 – Nyt teknisk forlag
  - [8] Brandsikring af byggeri, 2. Udgave 2005
  - [9] BR10 – Erhvervs- og byggestyrelsen
- EDB-programmer:
- [10] MultiFrame  
Statisk beregningsprogram

#### 1.1.2 Konsekvensklasse

I henhold til EuroCode vurderes byggeriet henført til høj konsekvensklasse (CC3), da bygningen har flere etager og højden til gulv i øverste etage er mere end 12 m over terræn.

### 1.1.3 Funktions- og stivhedskrav

For stålkonstruktion under multimedierampen benyttes et udbøjningskrav på L/250

### 1.1.4 Materialer

#### 1.1.4.1 *Betonkonstruktioner*

Betonkonstruktioner i udendørs miljø, herunder bl.a. søjler i niveau 0, ydervægge og udendørs trapper opføres i henhold til aggressiv miljøklasse, og hensættes til en betontrykstyrke på 35 MPa.

Betonkonstruktioner i indendørs miljø, herunder bl.a. søjler i niv. 1, 2 og 3, indervægge og indendørs trapper og ramper opføres i henhold til passiv miljøklasse, og hensættes til en betontrykstyrke på 25 MPa.

Der benyttes den samme armeringsstyrke ved al in-situ betonarbejde svarende til 550 MPa.

#### 1.1.4.2 *Stålkonstruktioner*

Stålkonstruktionen som udgør den udkragede del af tagkonstruktionen, hensættes til styrkeklasse S355.

#### 1.1.4.3 *Trækonstruktioner*

Ikke aktuelt

#### 1.1.4.4 *Murværk*

Ikke aktuelt

### 1.1.5 Geotekniske forhold

Grundet en meget besværlig undergrund, bestående hovedsageligt af fed ler, er det valgt at afgrave og opfylde en del jord, samt pælefundere hele bygningen ned til stor dybde. Der benyttes fundamentbjælker til bærende vægge og terrændæk. Fundamentbjælkerne pælefunderes.

Byggegruben opbygges med jernbetonpæle, som rammes til det bærende tertiære lerlag. For oplysninger om grundforhold se afsnittet om grundforhold i rapporten "Forudsætninger og forundersøgelser - Dispositionsforslag".

Fundamentspælene er dimensioneret i bilag 8. se tegning K14 for pæleplan.

### 1.1.6 Robusthed

#### 1.1.6.1 *Periferi trækarmring*

Der placeres randarmring i randen ved hvert etage- og tagdæk. Randarmringen dimensioneres for den forskydningskraft det vil opstå i mellem 2 af de bærende søjler. Robusthedskravene fra Eurocode 9.10.2.2(2) er dimensionsgivende.

Randarmring i facade fra nord til syd: 2Y20 - Se tegning K25 for placering af randarmring.

Randarmring i facade fra nord til syd: 2Y25 – Udføres ligesom detalje K25

#### 1.1.6.2 *Interne trækforbindelser*

Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.3(2)

Grundet TT-dækkenes pladetykkelse er det ikke hensigtsmæssigt at udføre de interne trækforbindelser i samlingen imellem disse. De interne trækforbindelser udføres i overbetonen på TT-dækkene. Der er i forvejen ilagt et armeringsnet i overbetonen hvor armeringen spænder i to retninger vinkelret på hinanden. Robusthedskravene til de interne trækforbindelser optages således i armeringsnettet.

Se bilag 16 for beregninger og tegning K26 for opbygning

Armering i overbeton: Y8 pr. 150mm / Y8 pr. 150mm – Se detalje K25 for opbygning.

#### 1.1.6.3 *Vandrette søjle- /vægtrækforbindelser*

Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.4(2)

Væggene i kernerne forbindes vandret til hvert etage- og tagdæk med et armeringsnet i overbetonen på TT-dækkene. Denne armering overholder robusthedskravene.

Se bilag 16 for beregninger og tegning K26 for opbygning

Armering i overbeton: Y8 pr. 150mm / Y8 pr. 150mm – Se detalje K25 for opbygning.

#### 1.1.6.4 *Lodrette trækforbindelser*

Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.5

Det er påtænkt at der skal være en armeringsstang, i et korrigeret rør, i hver søjle. Denne er ikke dimensioneret men på detaljetegning A14 er det anskueliggjort hvorledes løsningen tænkes gennemført.

Der placeres lodrette trækforbindelser i væggene i kernerne for at begrænse skade ved sammenstyrtning af en etage. Samlingen udføres med gennemgående armering som stødes i hvert vægelement.

Lang væg:

Robusthedskravet til den lange væg overholdes ved brug af 5Y12 for hele væggen. Dermed kan den lodrette tryk og trækarmoring i in-situ væggen sagtens overholde robusthedskravene og det er dermed ikke nødvendigt at ilægge ekstra armering. Se bilag 20 for eftervisning af robusthedskravene.

Kort væg

I den korte væg er det ikke robusthedskravene der er dimensionsgivende men den nødvendige trækraft som bliver indført pga. trykzone beregningerne i bilag 7. Trækraften sættes til 750kN for at opnå en fornuftig trykzone. Dimensioneringen af trækforbindelserne ses på bilag 19.

Ekstra armering: 5Y20

Tegninger: Placering i væg se tegning K31. Samling i væg se tegning K26



#### 1.1.6.5 Bortfald af element

I henhold til EC0-EN1990NA - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner - Anneks E - Supplerende regler for robusthed pkt. 7. Er det nødvendigt at kontrollere for bortfald af elementer. Dette kontrolleres ved hjælp af "Nøgle elementmetoden".

Krav: Maks 240 m<sup>2</sup> pr etage og maks 360 m<sup>2</sup> i alt

Metoden er benyttet på den værst belastede søjle i bygningen. Beregningerne viser at kravet til det samlede etage areal ikke er overholdt.

Det er derfor nødvendigt at øge materialepartielkoefficienterne i søjleberegningen med 1,2. Dette gælder både stålet og betonens partielkoefficienter. Beregningerne forefindes på bilag 17

## 1.2 Lastansættelse

Etage- og tagdæk regnes for at være uendeligt stive i eget plan.

De lodrette laster føres ned til jorden via søjler og de 9 stabiliserende kerner. De vandrette laster føres ligeledes ned til jorden via de stabiliserende kerner, der virker som indspændte søjler, indspændt i fundamentet, se figur 5 for illustration.

### 1.2.1 Dynamiske laster

### 1.2.2 Laster fra svind, krybning og temperatur

Ikke aktuelt

### 1.2.3 Statiske og kvasistatiske laster

#### 1.2.3.1 *Egenlast*

Egenlasten for de enkelte bygningsdele er fundet ud fra tyngdetabeller i DS409, da tilsvarende tabel ikke fremgår af Eurocode.

Den samlede egenlast, af hele bygningen er beregnet til:  $19,36 \text{ kN/m}^2$

I bilag 1a ses beregningerne af egenlasten.

#### 1.2.3.2 *Nyttelast*

Af hensyn til fremtidig ombygning og fleksibilitet i Multimediehuset, vælges det at der ikke er forskellige nyttelaster i hvert enkelt rum. På niveauerne 1 og 2 vurderes bibliotekets nyttelast at være dimensionsgivende. På tagetagen, Niveau 3, som kun består af kontorarealer vælges der dog en lavere nyttelast.

Nyttelasten for niveau 1 og 2 er sat til kategori C5 og på niveau 3 vælges kategori B.

Lastværdierne for kategori C5 er:

Fladelast:  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Punktlast:  $Q_k = 4,0 \text{ kN}$

Lastværdierne for kategori B er:

Fladelast:  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Punktlast:  $Q_k = 2,5 \text{ kN}$

I bilag 1b ses begrundelsen for valg af denne nyttelast.

#### 1.2.3.3 *Snelast*

Der regnes med en snelast på  $s = 0,576 \text{ kN/m}^2$

Se bilag 1c for beregningerne af snelasten.

#### 1.2.3.4 *Vindlast*

Der regnes med en dimensionsgivende vindlast på tværs af bygningen, på  $q = 0,32 \text{ kN/m}^2$

I bilag 1d ses beregningerne af vindlasten.

#### 1.2.3.5 *Masselast*

Masselasten svarer til 1,5 % af egenlasten, og vil derfor være:  $0,29 \text{ kN/m}^2$ . Masselasten er udregnet med partielkoefficienter som ekstra sikkerhed, selvom masselasten er en ulykkeslast.

I bilag 1e ses beregningerne.

#### 1.2.3.6 *Ulykkeslast*

Til bestemmelse af brandkravet for in-situ konstruktionerne, er ulykkeslasten udregnet. Denne værdi benyttes til at se lasten på søjler i brandtilfælde, hvorved dæklaget og minimumsdimensionen kan bestemmes. Ulykkeslasten for vægge i kerner og søjler, ses på bilag 15.

#### 1.2.4 Lastkombinationer

Lastkombinationer vurderes i henhold til den enkelte beregning.

## 2 Statiske beregninger

### 2.1 Lastnedføring

#### 2.1.1 Nedføring af lodrette laster

De 9 kerner udgør den stabiliserende del af bygningen. De lodrette laster bliver optaget igennem kernerne og de bærende søjler, og ført ned til fundamentet. Se bilag 13 for overblik over bærende kerner.

#### 2.1.2 Nedføring af vandrette laster

De vandrette laster bliver optaget gennem de 9 stabiliserende kerner, der virker som indspændte søjler i kælder- og terrændæk. Se figur 5 for illustration.

### 2.2 Hovedstatik, herunder bygningsstabilitet

#### 2.2.1 Statisk analyse af konstruktioner

##### 2.2.1.1 *Stabilitet på langs af bygningen*

I bilag 6 fordeles masselasten i de bærende vægge på langs af bygningen (nord-syd). Dette gøres med brug af væggenes inertimomenter.

De eneste bærende vægge der er i bygningen, er de stabiliserende vægge i kernerne. Grundet symmetri, bliver masselasten fordelt ligeligt ud i væggene, og forskydningscentrummet er placeret i etagens tyngdepunkt.

Se bilag 6 og 7 for beregninger og bilag 13 for tegning.

### 2.2.1.2 *Stabilitet på tværs af bygningen*

I bilag 6 fordeles masselasten i de bærende vægge på tværs af bygningen (øst-vest). Dette gøres med brug af væggenes inertimomenter.

Det som står i afsnittet ovenfor, om stabilitet på langs af bygningen, er også gældende for stabilitet på tværs, da der også her er symmetri.

### 2.2.1.3 *Trykzone*

I bilag 7 beregnes trykzonerne for tværgående lang væg (øst-vest) og tværgående kort væg (nord-syd), i en af de stabiliserende kerner.

Som det ses af beregningen for stabilitet, se bilag 6, er det ligegyldigt hvilken væg der benyttes til denne beregning, men pga. tillægget fra den udkragede tagkonstruktions skævhed, se bilag 12, vælges væg 17 og 35 som reference. Se tegning på bilag 12a. Den samlede masselast opfattes som punktlaster fordelt i dækkene, lasten optages i væggene. Tillægget til masselasten fra den udkragede tagkonstruktion tilgår i tagskiven

Lang væg nr. 17:

Der opstår ingen problemer men hensyn til trykzone. Egenvægten af væggene er nok til at overholde kravet til spænding i bunden af vægen:  $1,78 \text{ MPa} < 10 \text{ MPa}$

Kort væg nr. 35:

Ved den korte væg opstår der problemer men trykzonen da den effektive længde bliver negativ. Det er derfor nødvendigt at ilægge trækarmring som kan optage den nødvendige ekstra normalkraft. Der regnes med en trækraft på 750kN. Dermed overholdes kravet til spænding i bunden af væggen:  $8,24 \text{ MPa} < 10 \text{ MPa}$ .

### 2.2.2 *Samlinger*

Se tegning K21, K22 og K30 for placering af detaljer. Detaljetegningerne ses på tegning A11-A15 og K25-K29

#### 2.2.2.1 *Detalje 1 – Dæk/bjælke/dæk (indvendig)*

Ses på tegning A11.

Det er vist hvordan TT-dækkene ligger af på KB-bjælken. Det vises hvordan samlingen udføres med svejsninger mellem de indstøbte lejeplader.

#### 2.2.2.2 *Detalje 2 – Dæk/bjælke/dæk (udvendig)*

Ses på tegning A11.

Det er vist hvordan TT-dækkene ligger af på KB-bjælken. Det vises hvordan samlingen udføres med svejsninger mellem de indstøbte lejeplader, men her er det dog også vigtigt at tænke på kuldebroer, da denne samling både er ude og inde i bygningen. Der er derfor isoleret lige over det nedhængte loft.

#### 2.2.2.3 *Detalje 3 – Søjle/dæk/bjælke (udvendig)*

Ses på tegning A14.

Det er vist hvordan KB-bjælkerne ligger af på søjlen. Det vises hvordan samlingen udføres med dorne i søjlen og bjælkerne, der efterfølgende støbes ud. Her er det dog vigtigt at tænke på kuldebroer, da denne samling både er ude og inde i bygningen. Der er derfor isoleret lige over det nedhængte loft.

#### 2.2.2.4 *Detalje 4 – Søjle/dæk/bjælke (indvendig)*

Ses på tegning A14.

Det er vist hvordan KB-bjælkerne ligger af på søjlen. Det vises hvordan samlingen udføres med dorne i søjlen og bjælkerne, der efterfølgende støbes ud.

#### 2.2.2.5 *Detalje 5 – Tagsamling/udkraget*

Ses på tegning K25.

Der er anvendt stringerbjælker til fastholdelse af den udkragede tagkonstruktion til resten af bygningen. Disse stringerbjælker er armeret med 2 stk. 7C15 freyssinet kabler. Det er valgt at anvende 2 mindre freyssinet kabler frem for et stort, da det vurderes at monteringen af 2 mindre kabler er lettere end monteringen af et stort. Det vil ligeledes være en fordel med 2 kabler, da der i ulykkestilfælde kan bortfalde et kabel. Kablerne skal monteres på en stålplade som er svejset på HE300B-profil, som udgør den øverste gitterdrager i gitterbjælken, som den udkragede tagkonstruktion er opbygget af. Freyssinet kablerne er placeret symmetrisk omkring HE300B-profilets krop. For dimensioner af endeplade se bilag 14. Freyssinet kablet opstrammes med en monodonkraft, se bilag 14 for illustration.

#### 2.2.2.6 *Detalje 6 – Etagesamling/udkraget*

Ses på tegning K25.

Den nederste gitterdrager i gitterbjælken er samlet i etageadskillelsen mellem niveau 2 og 3. Gitterdragen trykker på en trykstringerbjælke, hvor overkanten ligger på samme niveau som overkanten på overbetonen. Stringerbjælken er udsat for et stort tryk, og denne sørger for at etagedækkene ikke bliver belastet. Betonen i stringerbjælken er undersøgt for knusning. HEB-profilet er sammenholdt med stringerbjælken med 4 M16 bolte, som går gennem en stålplade, som er svejset på HEB-profilet.



#### 2.2.2.7 *Detalje 7 – Stålfacade samling*

Ses på tegning K25.

Det er valgt at udføre gitterdragerne som HE300B-profiler og resten af gitret er udført af RHS 200x120x10-profiler, samlingen mellem disse profiler er vist på denne detalje. Samlingen er udført som svejsesamlinger, hvor der er svejset hele vejen rundt om profilerne.

#### 2.2.2.8 *Detalje 8 – Dæk/bjælke/facade*

Ses på tegning A13.

Denne detalje viser en samling i facaden, hvor KBE-bjælken ligger af på en søjle, og TT-dækket ligger af på KBE-bjælken. Der skal i denne samling tages højde for kuldebroer.

#### 2.2.2.9 *Detalje 9 – In-situ væg/ TT dæk*

Ses på tegning K26.

I denne detalje ligger et TT-dæk af på en in-situ væg, og på den anden side af væggen er der et in-situ dæk.

Dette udføres ved at støbe væggen en etage ad gangen. I toppen af væggen laves der en udstøbning, så TT-dækket kan ligge af på væggen. TT-dækket ligger af på et mellemlag af neopren. TT-dækket fastholdes til in-situ væggen ved brug af overbeton med indstøbt armering, der fungerer som interne trækforbindelser. Denne armering forankres sammen med hovedarmeringen i in-situ dækket og danner på den måde en skivekonstruktion.

Lodrette trækforbindelser sikres ved gennemgående lodret armering i væggen, som stødes i henhold til beskrivelser på tegningen.

#### 2.2.2.10 *Detalje 10 – Tagdæk/bjælke/tagdæk*

Ses på tegning A11.

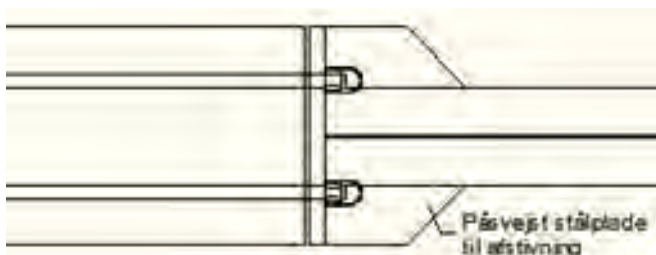
Detaljen viser opbygningen af tagkonstruktionen med løsning af kuldebrosproblemer. TT-dækkene ligger af på en KB-bjælke, og fastholdes med indstøbte lejeplader.

#### 2.2.2.11 *Detalje 11 – Tagdæk/bjælke/stringerbjælke*

Ses på tegning K27.

Detaljen viser hvordan stringerbjælken og KBE-bjælkerne er integreret i en bærende søjle i facaden. KBE-bjælkerne fastholdes med en dornsamling i søjlen. Stringerbjælken indstøbes i overbetonen, og bøjlearmeringen i bjælken bindes på armeringen i overbetonen.

Gitterbjælkerne er fastholdt til bygningen med forspændte freyssinet kabler. Disse kabler er spændt mod en endeplade, som er dimensioneret i bilag 14. Mellem endepladen og HEB profilet er der påsvejet stabiliserende stålplader, som hindrer at pladen udbøjer i enderne.



Jævnfør detaljen er der ikke nogen pladsmæssige hindringer, for at udføre stringerbjælken.

#### 2.2.2.12 *Detalje 12 – Gittersamling*

Ses på tegning K28

RHS-profilerne, som udgør selve gitteret på gitterkonstruktionen, er svejset på HEB-profilene. Der er svejset hele vejen rundt om profilerne. Det er valgt at lave krop- og flangeforstærkninger på HEB-profilerne hvor samlingerne er, som en ekstra sikkerhed for at profilerne kan holde. Det er forudsat at stålet der er valgt til forstærkninger er stærkt nok til at kunne holde.

#### 2.2.2.13 *Detalje 13 – Tagopbygning, principskitse*

Ses på tegning K29.

Dette er en principskitse med et forslag til hvordan tagopbygningen kunne se ud.

Se afsnit 0.1.2.10.1 for mere beskrivelse.

#### 2.2.2.14 *Detalje 14 – Gulvopbygning, principskitse*

Ses på tegning K29.

Dette er en principskitse med et forslag til hvordan gulvopbygningen kunne se ud. Der er samtidig lavet et eksempel på en afslutning på kanten af tagkonstruktionen.

Se afsnit 0.1.2.7.1 for mere beskrivelse.

#### 2.2.2.15 *Detalje 15 – In-situ væg/KB-bjælke*

Ses på tegning K26.

Detaljen viser hvordan en KB-bjælke indbygges i in-situ kernen, samt hvorledes trækforbindelserne udføres.

Dette udføres ved at støbe væggen en etage ad gangen. I toppen af væggen laves der en udstøbning, så KB-bjælken kan ligge af på væggen. I KB-bjælken er der fra fabrikken indstøbt lejeplader og der skal ligeledes indstøbes lejeplader i udstøbningen i væggen. Til fastholdelse under montage benyttes en Y20 dorn indstøbt i væggen.

De interne trækforbindelser udføres ved hjælp af armeringen i overbetonen på TT-dækkene. Denne armering forankres sammen med hovedarmeringen i in-situ dækket og danner på den måde en skivekonstruktion.

Lodrette trækforbindelser sikres ved gennemgående lodret armering i væggen, som stødes i henhold til beskrivelser på tegningen.

Omkring udstødningen til bjælkevederlaget ilægges ekstra armering i form af 1Y10 bøjle samt 3Y10 vandret armering.

### 3 Bilag

1. Lastfastsættelse
  - 1a. Egenlast
  - 1b. Nyttelast
  - 1c. Snelast
  - 1d. Vindlast
  - 1e. Masselast
2. Dækberegning
  - 2a. TT-dæk
  - 2b. In-situ dæk
3. Vægberregning – In-situ væg
  - 3a. Vægberregning (BEF)
  - 3b. Væg lastnedføring
  - 3c. Væg lastnedføring, brand
4. Søjle lastfastsættelse, søjle i niveau 0
  - 4a. Søjleberregning (BEF), søjle i niveau 0
  - 4b. Søjle lastfastsættelse, søjle i niveau 3
  - 4c. Søjleberregning (BEF), søjle i niveau 3
5. Bjælkeberregning
6. Stabilitet af bygningen
7. Trykzone
8. Pælefundament
9. Medierampe
  - 9a. Referat af møde med Cowi
10. Tagkonstruktion
  - 10a. Spændkabler – optimering af design
11. Stålsamlinger
12. Reaktionen, tagkonstruktion
  - 12a. Skitse, vandret kraftfordeling
13. Stabilitet, niveau 1
14. Stringerbjælke
15. Brand
16. Trækforbindelse

17. Robusthed
18. Stringerarmering
  - 18a. Lastfastsættelse
  - 18b. Tegning
19. Samling, kort væg
20. Samling, lang væg
21. Momentkurver for øvrige lastkombinationer

## 4 Tegningsliste

### 4.1 Arkitekttegninger

Tegn. nr.	Emne	Type	Dato	Mål	Format	Afleveret i dispositionsforslaget	Afleveret i projektforslaget	Afleveret i hovedprojektet
A1	Situationsplan	Plan	2010-09-17	1:1000	A0	X*		
A2	Plan, Niveau 3	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A3	Plan, Niveau 2	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A4	Plan, Niveau 1	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A5	Plan, Niveau 0	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A6	Plan, Niveau -1	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A7	Plan, Niveau -2	Plan	2010-09-17	1:200	A1	X*		
A8	A-A og B-B	Snit	2010-09-17	1:200	A0	X*		
A9	Facader, nord og vest	Opstalt	2010-09-17	1:200	A0	X*		
A10	Facader, syd og øst	Opstalt	2010-09-17	1:200	A0	X*		
A11	Detalje 1: Dæk/bjælke/dæk (indvendig) Detalje 2: Dæk/bjælke/dæk (udvendig) Detalje 10: Tagdæk/bjælke/tagdæk	Detalje	2010-11-26	1:10	A2		X	
A12	Detalje 5: Tagsamling/udkraget Detalje 6: Etagesamling/udkraget Detalje 7: Stålfacade samling	Detalje	2011-01-03	1:10	A2		X	Se K25
A13	Detalje 8: Dæk/bjælke/facade Detalje 9: In situ samling	Detalje	2011-01-03	1:10	A2		X	Se K26
A14	Detalje 3: Søjle/dæk/bjælke (mod kælder) Detalje 4: Søjle/dæk/bjælke (i bygning)	Detalje	2010-11-26	1:10	A2		X	
A15	Detalje 11: Tagdæk/bjælke/stringerbjælke	Detalje	2011-01-03	1:10	A3		X	Se K27
A16	Medierampe – snit C-C	Opstalt / detalje	2010-11-26	1:5 / 1:100	A3		X	

## 4.2 Konstruktionstegninger

Tegn. nr.	Emne	Type	Dato	Mål	Format	Afleveret i dispositionsforslaget	Afleveret i projektforslaget	Afleveret i hovedprojektet
K1	Tagplan	Plan	2010-11-26	1:200	A1			
K2	Plan, Niveau 3	Plan		1:200	A1			
K3	Plan, Niveau 2	Plan		1:200	A1			
K4	Plan, Niveau 1	Plan		1:200	A1	X*		
K5	Plan, Niveau 0	Plan		1:200	A1			
K6	Plan, Niveau -1	Plan		1:200	A1			
K7	Plan, Niveau -2	Plan		1:200	A1			
K8	Dækplan over niveau 3	Plan		1:250	A1		X	
K9	Dækplan over niveau 2	Plan		1:250	A1			
K10	Dækplan over niveau 1	Plan	2010-11-26	1:250	A1	X*	X	X
K11	Dækplan over niveau 0	Plan		1:250	A1			
K12	Terrændæk	Plan		1:250	A1			
K13	Dækplan over niveau -2	Plan		1:250	A1			
K14	Pæleplan	Plan	2010-11-26	1:250	A1		X	
K15	Bjælke / søjle-plan over niveau 3	Plan	2010-11-26	1:250	A1		X	
K16	Bjælke / søjle-plan over niveau 2	Plan		1:250	A1			
K17	Bjælke / søjle-plan over niveau 1	Plan	2010-11-26	1:250	A1		X	
K18	Bjælke / søjle-plan over niveau 0	Plan		1:250	A1			
K19	Bjælke / søjle-plan over niveau -1	Plan		1:250	A1			
K20	Bjælke / søjle-plan over niveau -2	Plan		1:250	A1			
K21	Snit A-A, nord-syd	Snit	2011-01-03	1:200	A1		X	X
K22	Snit B-B, øst-vest	Snit	2011-01-03	1:200	A1		X	X
K23	Niveau inddeling, niveau 1	Plan	2010-11-26	1:250	A1		X	
K24	Stringerbjælke plan	Plan	2011-01-03	1:500	A2			X
K25	Detalje 5: Tagsamling / udkraget Detalje 6: Etagesamling / udkraget Detalje 7: Stålfacade samling	Detalje	2011-01-03	1:10	A2			X
K26	Detalje 9: In-situ samling / TT-dæk Detalje 15: In-situ samling / KB-bjælke	Detalje	2011-03-01	1:10	A2			X

K27	Detalje 11: Tagdæk / bjælke / stringerbjælke	Detalje	2011-03-01	1:10	A3			X
K28	Detalje 12: Gittersamling	Detalje	2011-03-01	1:10	A3			X
K29	Detalje 13: Tagopbygning Detalje 14: Gulvopbygning	Principskitse	2011-03-01	-	A2			X
K30	Opstalt, kerne	Opstalt	2011-03-01	1:100	A2			X
K31	Armering i dæk og væg, kerne	Plan	2011-03-01	1:50	A2			X

X: Tegninger der er vedlagt i den pågældende fase.

\*: Tegninger udleveret fra ALECTIA eller Schmidt Hammer Lassen Architects





## Egenlast

### Tagkonstruktion v/ beton

	Tykkelse [m]	Specifik tyngde [kN/m <sup>3</sup> ]	Tyngde
Tagpap 2 lag			0,08 kN/m <sup>2</sup>
Krydsfiner	0,012	7	0,084 kN/m <sup>2</sup>
Isolering	0,25	1	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Overbeton	0,1	15	1,5 kN/m <sup>2</sup>
Tagdæk, TT50/240, retlinet, leveret fra Spæncom			2,65 kN/m <sup>2</sup>
Membran			0,05 kN/m <sup>2</sup>
Beton bjælke			0,80 kN/m <sup>2</sup>
Nedhængt loft inklusiv installationer			0,8 kN/m <sup>2</sup>
			<u>6,21 kN/m<sup>2</sup></u>

### Tagkonstruktion v/ stål

Tagpap 2 lag			0,08 kN/m <sup>2</sup>
Krydsfiner	0,012	7	0,084 kN/m <sup>2</sup>
Isolering			0,25 kN/m <sup>2</sup>
Trapez plade			0,01 kN/m <sup>2</sup>
Stål bjælker som underlag			0,1 kN/m <sup>2</sup>
Stålgitter		77	0,06 kN/m <sup>2</sup>
Tværgående stål			0,06 kN/m <sup>2</sup>
Nedhængt loft inklusiv installationer			0,8 kN/m <sup>2</sup>
Let etagedæk (Dano-gips)			0,75 kN/m <sup>2</sup>
Gulvopbygning			0,5 kN/m <sup>2</sup>
			<u>2,70 kN/m<sup>2</sup></u>

### Etageadskildelse

Etagedæk, TT76/240, retlinet, leveret fra Spæncom			4,0 kN/m <sup>2</sup>
Overbeton			1,5 kN/m <sup>2</sup>
Nedhængt loft inklusiv installationer			0,8 kN/m <sup>2</sup>
Gulvopbygning			0,5 kN/m <sup>2</sup>
			<u>6,8 kN/m<sup>2</sup></u>

### Bærende indervægge (kerner)

Betonvægge	Højde [m]	Tykkelse [m]	Specifik tyngde [kN/m <sup>3</sup> ]	Tyngde
	7,5	0,3	24	<u>2,02 kN/m<sup>2</sup></u>
Meter væg pr. etage:	279 m			

### Søjler

Beton søjler	Højde [m]	Bredde [m]	Specifik tyngde [kN/m <sup>3</sup> ]	Tyngde
	7,5	0,8	24	<u>0,77 kN/m<sup>2</sup></u>
Søjler på en etage	50 stk/etage			

### Lette facader

Glas/aluminium

20 0,06 kN/m<sup>2</sup>

### Bjælker pr. etage

KB 110/60, retlinet, leveret fra Spæncom

0,80 kN/m<sup>2</sup>

### Medierampe

Overbygning på beton

2 kN/m<sup>2</sup>

### Samlet egenlast

Gennemsnitslig egenlast pr. etage

19,36 kN/m<sup>2</sup>  
6,45 kN/m<sup>2</sup>

Multiframe:

Egenlast tagkonstruktion			
tagpap 2 lag			0,08 kN/m <sup>2</sup>
Krydsfiner	0,012	7	0,084 kN/m <sup>2</sup>
isolering			0 kN/m <sup>2</sup>
trapez plade			0,01 kN/m <sup>2</sup>
Stål bjælker som underlag			0,1 kN/m <sup>2</sup>
tværgående stål			0,06 kN/m <sup>2</sup>
Nedhængt loft inklusiv installationer			0,8 kN/m <sup>2</sup>
			<hr/>
			1,14 kN/m <sup>2</sup>
<hr/>			
Egenlast gulvkonstruktion			
Let etagedæk (Dano-gips)			0,75 kN/m <sup>2</sup>
Gulvopbygning			0,5 kN/m <sup>2</sup>
			<hr/>
			1,25 kN/m <sup>2</sup>
<hr/>			

## Nyttelast

I henhold til EN 1991-1-1 DK NA:2007, er følgende nyttelaster valgt i dette projekt.

Nyttelast på gulve, balkoner og trapper i bygninger

Kategori C5 - Uden faste siddepladser \*

qk= 5,0 kN/m<sup>2</sup>

Qk= 4,0 kN

Kategori B - Nyttelast for kontorarealer

qk= 2,5 kN/m<sup>2</sup>

Qk= 2,5 kN

\* Grundet biblioteket på niveau 1, er denne kategori valgt.

## Snelast

Det antages af snelasten virker lodret, og henføres til en vandret projektion af tagarealet.  
Ifølge EN 1991-1-3 DK NA 2(3-4), regnes der ikke med exceptionel snelast.  
Ifølge EN 1991-1-3 5.2.3.a arbejdes der med vedvarende/midlertidig dimensioneringstilfælde

Formfaktoren er givet ved en taghældning på 0 - 30 grader  
Eksponeringsfaktoren, termisk faktor og terrænværdi er givet i henhold til det nationale  
anneks EN 1991-1-3 DK NA

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k = \underline{\underline{0,576 \text{ kN/m}^2}}$$

Hvor:

Formfaktor	$\mu_i =$	0,8
Eksponeringsfaktoren*	$C_e =$	0,8
Termisk faktor	$C_t =$	1
Terrænværdi	$S_k =$	0,9

\* Vindblæst topografi er valgt, da taget er fritliggende, og er udsat til alle sider uden eller med kun lidt afskærmning fra terræn, højere bygværker eller træer.

## Vindlast

### Bestemmelse af peakhastighed

Multimediehuset er placeret i et by område, hvorfra terrænkategorien er bestemt.  
Bestemmelse af peakhastigheden er udført i henhold til TS-20 afsnit 4,7

Basis vindhastighed	$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b0}$	$C_{dir} = 0,8$
		$C_{season} = 1$
		$v_{b0} = 24 \text{ m/s}$
		$v_b = 19,2 \text{ m/s}$
Terrænkategori		1
Ruhedslængde		$z_0 = 0,003 \text{ m}$
Højde		$z = 23,9 \text{ m}$
Terrænfaktor	$K_r = 0,19 * (z_0/z_0,11)^{0,07}$	0,16
Ruhedsfaktor	$c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0)$	1,40
Middelvind	$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$	26,9 m/s
Turbulensintensitet	$Z_{min} 5\text{m} < z < Z_{max} 200\text{m}$	
Turbulensfaktor		$k_l = 1$
Turbelensintensitet	$I_v(z) = k_l / (c_0(z) * \ln(z/z_0))$	0,1 m/s
Peakhastighedstryk		
Luftens densitet		$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
Peakhastighedstryk	$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * 0,5 * \rho * (v_m(z))^2$	<u><u>0,81 kN/m<sup>2</sup></u></u>

### Bestemmelse af den dimensionsgivende vindlast på facader

Bygningen betragtes som en firkantet bygning, hvor målene på bygningen er:

Længde	$b = 116,4 \text{ m}$
Højde	$h = 23,9 \text{ m}$
Bredde	$d = 113 \text{ m}$
Formfaktorer for facader	
$e = \text{den mindste værdi af } b \text{ eller } 2 h$	47,8 m
$h/d$	0,2

Værdierne for  $h/d$  er aflæst i skemaet nedenunder (Eurocode)

Zone:	Formfaktor $q_{pk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
A:	-1,2	-0,97
B:	-0,8	-0,64
C:	-0,5	-0,40
D:	0,7	0,56
E:	-0,3	-0,24

Zone	A		B		C		D		E	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

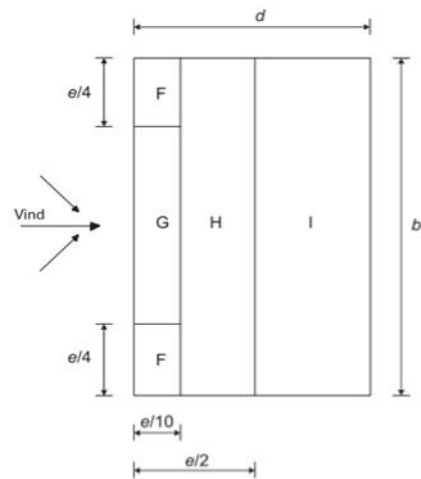
Dimensionsgivende vindlast på tværs af multimediehuset

$$q = D + E = 0,81 \text{ kg/m}^2$$

### Bestemmelse af formfaktorer for tryk på fladt tag

Taget udføres med brystning

Højde af bygning  $h = 23,9 \text{ m}$   
 Brystnings højde  $h_p = 0,5 \text{ m}$   
 $h_p/h = 0,02$



$e =$  Den mindste værdi af  $b$  eller  $2h$   
 $b =$  dimension på tværs af viden

Zone:

- F, cpe 10
- F, cpe 1
- G, cpe 10
- G, cpe 1
- H, cpe 10
- H, cpe 1
- I, cpe 10 negativ
- I, cpe 1 negativ
- I, cpe 10 positiv
- I, cpe 1 positiv

Form faktor qpk [kN/m<sup>2</sup>]

-1,6	-1,29
-2,2	-1,77
-1,1	-0,89
-1,8	-1,45
-0,7	-0,56
-1,2	-0,97
-0,2	-0,16
-0,2	-0,16
0,2	0,16
0,2	0,16

Tabel 7.2 – Formfaktorer for udvendige tryk på flade tage

Tagtype	Zone								
	F		G		H		I		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	
Skarp tagkant	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2	
Med brystninger	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
		-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2



## Masselast

For at tage højde for utilsigtet vandrette påvirkninger og små jordrustelser er masselasten for bygningen blevet beregnet

### Egenlast

Egenlaster for Multimediehuset er fundet under afsnittet for egenlast

Dimensioner på bygningen

Længde  $l = 86,4 \text{ m}$   
Bredde  $b = 85,3 \text{ m}$

Egenlast, tag  $G_{\text{tag}} = 6,21 \text{ kN/m}^2$   
Egenlast, etage  $G_{\text{etage}} = 6,86 \text{ kN/m}^2$

Tilæg fra egenlast, tag  
 $Ad, g = 1,5 \% * b * l * G_{k, \text{tag}}$   $Ad, g = 687 \text{ kN}$

Tilæg fra egenlast, etage  
 $Ad, g = 1,5 \% * b * l * G_{k, \text{etage}}$   $Ad, g = 758 \text{ kN}$

### Nyttelast

Den variable last faktor  $\psi_2$  findes i TS tabel 4.6 og er fastsat for kategori C.

$\psi_2 = 0,2$   
Vandret masselast, etage  
 $Ad = 1,5 \% * \psi_2 * b * l * G_{k, \text{etage}}$   $Ad = 152 \text{ kN}$

### Vindlast

Maksimal vindlast på taget  
 $w = c_{scd} * q_p * c * p_k * h * d =$   $w = 191,66 \text{ kN}$

Maksimal vindlast pr. Etage  
 $w = c_{scd} * q_p * c * p_k * h * d =$   $w = 348,48 \text{ kN}$

### Sammenligning af masselast og vindlast

Tag:	687 kN	<u>Masselast</u> <u>dimensionsgivende</u>
Etage:	910 kN	<u>Masselast</u> <u>dimensionsgivende</u>

## Etagedæk, niveau 1

### Forudsætninger

Nyttelast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$$

Egenlast eksklusiv TT-dæk	$g_k =$	1,3 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast	$q_k =$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Samtidighedsfaktor	$\alpha_{n1} =$	1,0
	$K_{FI} =$	1,0
Last på dæk	$=$	<u>8,8 kN/m<sup>2</sup></u>
Lastopland	$=$	1 m
Last på dæk	$=$	8,8 kN/m
Maksimal spændvidde	$=$	15 m

### Valg af dæk

Der vælges TT76/240, 12L12,5 retlinet  
fra Spæncom  
Se bilag 2 for tabel

Dette dæk vælges, da bjælken ikke er synlig, så  $q_{rev}$  skal ikke overholdes.

## Tagdæk

### Lastkombinationer

Snelast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$$

$$S_k = 0,576 \text{ kN/m}^2$$

$$V_k = 0,16 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 1,18 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{FI} = 1,0$$

Snelast på dæk

$$= \underline{\underline{2,12 \text{ kN/m}^2}}$$

Vindlast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$$

Vindlast på dæk

$$= \underline{\underline{1,42 \text{ kN/m}^2}}$$

Når tagdækket dimensioneres, regnes der efter dominerende snelast.

Last på dæk

$$= \underline{\underline{2,12 \text{ kN/m}^2}}$$

Lastopland

$$= 1 \text{ m}$$

Last på dæk

$$= 2,12 \text{ kN/m}$$

Maksimal spændvidde

$$= 15 \text{ m}$$

## Valg af dæk

Der vælges TT60/240, 6L12,5 retlinet  
fra Spæncom  
Se bilag 2 for tabel

Dette dæk vælges, da bjælken ikke er synlig, så  $q_{rev}$  skal ikke overholdes.

## In-situ dæk

### Forudsætninger

Der tages udgangspunkt i det øverste in-situ dæk, som ligger af oppe mod taget. Dette dæk vil være det mest belastede da der her er placeret aggregater.

Laster

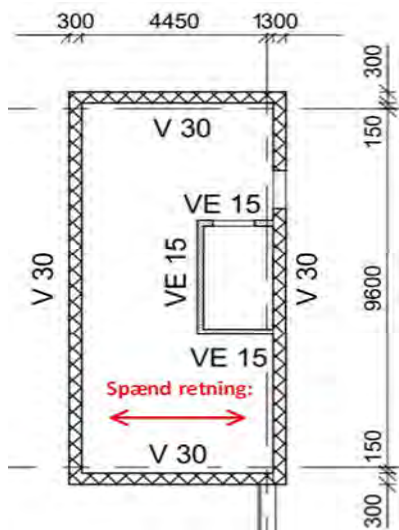
Aggregat = 3 kN/m

Egenvægt af nedhængt loft, gulvopbygning mm. = 1,7 kN/m

Lastkombination:

Tabel 4.4 - TS20 Lastkombination 5 - Egenlast dominerende =  $1,2 \cdot g_k$   
= 5,7 kN/m

Geometri:

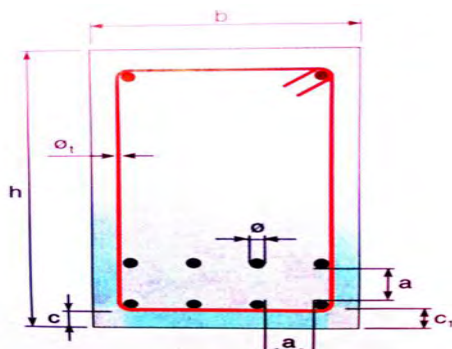


$h = 200 \text{ mm}$   
 $l = 5000 \text{ mm}$   
 $b = 1000 \text{ mm}$

BEF's beregningsdiagram benyttes til at dimensionere pladen. Der betragtes en meter af pladen. Partialkoefficienter mm. er angivet i beregningsdiagrammet. Se bilag 2b

### Dækklag og armeringsafstande

Minimumsafstanden for dækklag og armering i forbindelse med udførelse af in-situ elementer  
Udregninger i henhold til TS20



In-situ dæk

Forudsætninger:

Armering diameter  $\varnothing = 12 \text{ mm}$

Bøjlearmering diameter  $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

Hovedprojekt

Dækberegning / Valg af dæk

Ingeniørhøjskolen i KBH

Krav:

Min. længde af c (5.24)	c >	25 mm
Min. længde af c1 (5.25)	c1 >	35 mm
Min. længde af a (5.25)	a >	37 mm

Dæklaget c1 sættes til min 40mm, således overholdes også brandkrav, se bilag 15

## Valg af dæk armering

Dimensioner	h =	200 mm
	l =	5000 mm
	b =	1000 mm

Armering:

Længde armering	Tryk =	1Y10 pr. 333mm
	Træk =	1Y10 pr. 333mm

Afstandkrav iht. Eurocode DS/EN 1992 1-1 pkt. 9.3.1.1

Hovedarmerings afstand < 2\*h eller 250mm

Sekundærarmerings afstand < 3\*h eller 400mm

Hovedarmering	=	<u>1Y10 pr. 250mm</u>
Sekundær armering	=	<u>1Y10 pr. 250mm</u>

**TT60/240**
**+ 6**
**Retlinet arm**

 Egenvægt ekskl overbeton i kN/m<sup>2</sup>

3,21

07-08-2009

MRd 350,4 kNm  I: 15917 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> 4L12,5 retlinet	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>					
	qRd kN/m <sup>2</sup>	46,0	27,8	17,9	11,9	8,0	5,4	3,5	2,1	1,0					
	qrev kN/m <sup>2</sup>	47,7	28,5	18,0	11,7	7,6	4,8	2,8	1,3	0,2					
	flev mm	2,7	4,0	5,1	6,0	6,4	6,0	4,6	1,7	-2,9					
	fob mm	0,1	0,3	0,5	1,0	1,7	2,8	4,2	6,2	8,7					
	f1 mm	0,0	0,1	0,2	0,3	0,6	0,9	1,4	2,1	3,0					
	Egenf Hz	27,1	20,9	16,8	13,7	11,5	9,7	8,3	7,2	6,3					
MRd 515,1 kNm  I: 16179 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> 6L12,5 retlinet	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>				
	qRd kN/m <sup>2</sup>	69,9	43,0	28,5	19,7	14,0	10,1	7,3	5,2	3,6	2,4				
	qrev kN/m <sup>2</sup>	63,7	38,7	25,1	16,9	11,6	8,0	5,4	3,4	2,0	0,8				
	flev mm	4,1	6,1	8,1	10,1	11,8	12,9	13,1	12,1	9,6	5,0				
	fob mm	0,1	0,3	0,5	1,0	1,7	2,7	4,1	6,1	8,6	11,8				
	f1 mm	0,0	0,1	0,2	0,3	0,6	0,9	1,4	2,1	2,9	4,0				
	Egenf Hz	24,4	18,9	15,3	12,6	10,6	9,1	7,8	6,8	6,0	5,3				
MRd 679,7 kNm  I: 16439 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> 8L12,5 retlinet	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>		
	qRd kN/m <sup>2</sup>		58,3	39,1	27,5	19,9	14,8	11,1	8,4	6,3	4,7	3,4	2,3		
	qrev kN/m <sup>2</sup>		48,9	32,2	22,2	15,6	11,1	7,9	5,6	3,8	2,4	1,2	0,3		
	flev mm		8,1	11,0	14,1	17,0	19,5	21,3	22,1	21,5	19,1	14,5	7,1		
	fob mm		0,3	0,5	1,0	1,7	2,7	4,1	6,0	8,5	11,7	15,7	20,7		
	f1 mm		0,1	0,2	0,3	0,6	0,9	1,4	2,0	2,9	3,9	5,3	7,0		
	Egenf Hz		17,5	14,2	11,8	10,0	8,5	7,4	6,5	5,7	5,1	4,5	4,1		
MRd 834,0 kNm  I: 16656 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> 10L12,5 retlinet	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>		
	qRd kN/m <sup>2</sup>			49,0	34,8	25,5	19,2	14,7	11,3	8,8	6,8	5,2	3,9		
	qrev kN/m <sup>2</sup>			38,8	27,0	19,3	14,0	10,3	7,5	5,4	3,7	2,4	1,4		
	flev mm			13,6	17,5	21,5	25,3	28,5	30,8	31,9	31,4	28,8	23,7		
	fob mm			0,5	1,0	1,7	2,6	4,0	5,9	8,4	11,5	15,5	20,4		
	f1 mm			0,2	0,3	0,6	0,9	1,4	2,0	2,8	3,9	5,2	6,9		
	Egenf Hz			13,3	11,1	9,5	8,1	7,1	6,2	5,5	4,9	4,4	4,0		
MRd 988,3 kNm  I: 16872 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> 12L12,5 retlinet	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>		
	qRd kN/m <sup>2</sup>				42,0	31,1	23,6	18,2	14,3	11,2	8,9	7,0	5,5		
	qrev kN/m <sup>2</sup>				31,7	23,0	16,9	12,6	9,4	7,0	5,1	3,6	2,4		
	flev mm				20,9	25,9	30,8	35,4	39,2	42,0	43,2	42,6	39,7		
	fob mm				1,0	1,6	2,6	4,0	5,8	8,3	11,4	15,3	20,2		
	f1 mm				0,3	0,6	0,9	1,3	2,0	2,8	3,8	5,2	6,8		
	Egenf Hz				10,6	9,0	7,8	6,8	6,0	5,3	4,8	4,3	3,9		

qRd = Regningsmæssig bæreevne.

I = Transformeret Inertimoment

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

qrev = Revnebæreevne.

flev = Leveringspilhøjde

qbal = Balancebæreevne.

 fe1 = Nedbøjning for 1 kN/m<sup>2</sup> urevnet. α=7

**Forudsætninger**

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa

Konsekvensklasse: CC2

Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_b$ : 1,330

DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

 Kontrolklasse: Spærpet  $\gamma_s$ : 1,140

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Bæreevner gælder udover over egenvægt af element + overbeton

Side 4 af 5

# Bæretabel TT med overbeton

TT76/240 + 8 Retlinet arm Egenvægt ekskl overbeton i kN/m<sup>2</sup> 4,00

07-08-2009

MRd	460,7 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>			
		qRd kN/m <sup>2</sup>	60,7	36,7	23,7	15,8	10,7	7,2	4,7	2,9	1,5			
		qrev kN/m <sup>2</sup>	70,3	42,3	27,1	17,9	11,9	7,8	4,9	2,7	1,1			
		flev mm	1,7	2,5	3,2	3,8	4,1	3,9	3,1	1,5	-1,3			
		fob mm	0,1	0,2	0,4	0,7	1,1	1,8	2,7	4,0	5,7			
I:	34314 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,0	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,7	1,0	1,4			
	4L12,5 retlinet	Egenf Hz	33,3	25,8	20,8	17,1	14,4	12,2	10,5	9,1	8,0			
MRd	680,4 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>18,0</b>	
		qRd kN/m <sup>2</sup>	92,5	57,1	37,8	26,2	18,7	13,5	9,8	7,1	5,0	3,4	3,3	
		qrev kN/m <sup>2</sup>	92,0	56,2	36,7	25,0	17,4	12,1	8,4	5,6	3,5	1,9	0,6	
		flev mm	2,6	3,9	5,2	6,5	7,6	8,4	8,7	8,2	6,7	4,1	6,4	
		fob mm	0,1	0,2	0,4	0,6	1,1	1,8	2,7	4,0	5,6	7,7	13,7	
I:	34778 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm	0,0	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,7	1,0	1,4	1,9	2,5	
	6L12,5 retlinet	Egenf Hz	30,1	23,4	19,0	15,7	13,3	11,4	9,9	8,6	7,6	6,7	5,2	
MRd	900,2 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>		77,4	52,0	36,6	26,6	19,8	14,9	11,3	8,5	6,4	4,7	3,3
		qrev kN/m <sup>2</sup>		70,1	46,4	32,1	22,8	16,4	11,9	8,5	5,9	3,9	2,4	1,1
		flev mm		5,2	7,1	9,1	11,0	12,7	14,0	14,7	14,5	13,3	10,7	6,4
		fob mm		0,2	0,3	0,6	1,1	1,8	2,7	3,9	5,5	7,6	10,3	13,5
I:	35239 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,9	1,3	1,8	2,5	3,3
	8L12,5 retlinet	Egenf Hz		21,7	17,6	14,7	12,4	10,7	9,3	8,2	7,2	6,4	5,8	5,2
MRd	1109,5 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>			65,4	46,5	34,2	25,8	19,8	15,3	11,9	9,3	7,2	5,5
		qrev kN/m <sup>2</sup>			55,4	38,7	27,9	20,4	15,1	11,2	8,2	5,9	4,0	2,5
		flev mm			8,8	11,4	14,0	16,6	18,8	20,5	21,4	21,5	20,2	17,5
		fob mm			0,3	0,6	1,1	1,7	2,6	3,9	5,5	7,5	10,1	13,4
I:	35643 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm			0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,9	1,3	1,8	2,4	3,2
	10L12,5 retlinet	Egenf Hz			16,6	13,9	11,8	10,2	8,9	7,8	7,0	6,2	5,6	5,0
MRd	1318,8 kNm	<b>Lgd m</b>	<b>4,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,6</b>	<b>10,8</b>	<b>12,0</b>	<b>13,2</b>	<b>14,4</b>	<b>15,6</b>	<b>16,8</b>	<b>18,0</b>
		qRd kN/m <sup>2</sup>				56,4	41,8	31,8	24,6	19,3	15,3	12,1	9,7	7,6
		qrev kN/m <sup>2</sup>				45,3	32,9	24,4	18,4	13,9	10,5	7,8	5,7	4,0
		flev mm				13,6	17,0	20,3	23,4	26,1	28,2	29,4	29,5	28,2
		fob mm				0,6	1,1	1,7	2,6	3,8	5,4	7,5	10,0	13,2
I:	36045 *10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	f1 mm				0,2	0,3	0,4	0,6	0,9	1,3	1,8	2,4	3,2
	12L12,5 retlinet	Egenf Hz				13,2	11,3	9,7	8,5	7,5	6,7	6,0	5,4	4,9

qRd = Regningsmæssig bæreevne.

I = Transformeret Inertimoment

Angivne egenfrekvens gælder for simpelt understøttet element belastet med egenvægt + 1/3 af revnebæreevnen.

qrev = Revnebæreevne.

flev = Leveringspilhøjde

qbal = Balancebæreevne.

fe1 = Nedbøjning for 1 kN/m<sup>2</sup> urevnet. α=7

## Forudsætninger

Elementbeton fck: 45 MPa, fcd: 33,8 MPa  
 Armering: Liner iht Spæncom pro 0021

Konsekvensklasse: CC2

Kontrolklasse: Spærpet  
 γ<sub>b</sub>: 1,330  
 γ<sub>s</sub>: 1,140

DS/EN 1992 - 1-1, Beton, 2. udg + AC 1. udg 20-2-2008

Beregningsprogram: Bjælke v.3.00

Bæreevner gælder udover over egenvægt af element + overbeton

Side 5 af 5



Sagsnavn: Multimediehuset i Århus Bygningsdel: In-situ dæk i kerne Emne: <b>Normale lastkombinationer</b>		Sag nr.: Bilag 2b Dato: 03-01-2011 Init:		BJÆLKE, version 2.0 / EC Betonement-Foreningen mar. 2009 #DIVISION/0!																																																																																				
<p>Momenter i kNm</p> <p><math>M_{Ed,max} = 16,9 \text{ kNm} &lt; M_{Rd}</math></p> <p>— : <math>M_L</math>                  - - : <math>M_{kar}</math>                  — : <math>M_{Ed}</math></p>		<p>Forskydningskræfter i kN</p> <p>— : <math>V_{Ed}</math>                  - - : <math>V_{Rd,1}</math>                  - - : <math>V_{Rd,2}</math>                  ····· : <math>z \cot\theta</math>                  + : <math>L / 10</math></p>		<b>Spændvidde</b> L 5,00 m <b>Tværsnit</b> h 200 mm b 1000 mm <b>Længdearmring</b> $c' =$ c' = 40 mm $b_{eff}$ 1000 mm Tryklag t d (mm) c (mm) antal Trækklag 1 10 35 3 Trækklag 2 10 35 3 <b>Bøjler</b> d (mm) a (mm) $\cot\theta$ Type 1 0 0 2,00 Type 2 0 0 2,00																																																																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="3">Jævnt fordelte laste</th> <th colspan="3">Punktlaste</th> </tr> <tr> <th><math>p_1</math></th> <th><math>p_2</math></th> <th><math>p_3</math></th> <th><math>P_1</math></th> <th><math>P_2</math></th> <th><math>P_3</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Langtidsværdi</td> <td>(kN/m)</td> <td>4,7</td> <td>1,7</td> <td>(kN)</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Kar. værdi</td> <td>(kN/m)</td> <td>4,7</td> <td>1,7</td> <td>(kN)</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Regnm. værdi</td> <td>(kN/m)</td> <td>5,7</td> <td>2,0</td> <td>(kN)</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Excentricitet, exc.</td> <td>(mm)</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>(mm)</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td><math>x_1</math></td> <td>(m)</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>4,00</td> <td>(m)</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td><math>x_2</math></td> <td>(m)</td> <td>5,00</td> <td>4,00</td> <td>5,00</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			Jævnt fordelte laste			Punktlaste			$p_1$	$p_2$	$p_3$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	Langtidsværdi	(kN/m)	4,7	1,7	(kN)	0	0	Kar. værdi	(kN/m)	4,7	1,7	(kN)	0	0	Regnm. værdi	(kN/m)	5,7	2,0	(kN)	0	0	Excentricitet, exc.	(mm)	0	0	(mm)	0	0	$x_1$	(m)	0,00	0,00	4,00	(m)	0,00	$x_2$	(m)	5,00	4,00	5,00			<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Beton</th> <th colspan="2">Bøjlearmring</th> </tr> <tr> <th><math>f_{ck}</math></th> <th><math>f_{cd}</math></th> <th><math>f_{yk}</math></th> <th><math>f_{yd}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>25 MPa</td> <td>17,9 MPa</td> <td>410 MPa</td> <td>342 MPa</td> </tr> </tbody> </table>			Beton		Bøjlearmring		$f_{ck}$	$f_{cd}$	$f_{yk}$	$f_{yd}$		25 MPa	17,9 MPa	410 MPa	342 MPa	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Partialkoefficienter</th> <th colspan="2">Længdearmring</th> </tr> <tr> <th><math>\gamma_c</math></th> <th><math>\gamma_s</math></th> <th><math>f_{yk}</math></th> <th><math>f_{yd}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>1,40</td> <td>1,20</td> <td>550 MPa</td> <td>458 MPa</td> </tr> </tbody> </table>			Partialkoefficienter		Længdearmring		$\gamma_c$	$\gamma_s$	$f_{yk}$	$f_{yd}$		1,40	1,20	550 MPa	458 MPa
	Jævnt fordelte laste			Punktlaste																																																																																				
	$p_1$	$p_2$	$p_3$	$P_1$	$P_2$	$P_3$																																																																																		
Langtidsværdi	(kN/m)	4,7	1,7	(kN)	0	0																																																																																		
Kar. værdi	(kN/m)	4,7	1,7	(kN)	0	0																																																																																		
Regnm. værdi	(kN/m)	5,7	2,0	(kN)	0	0																																																																																		
Excentricitet, exc.	(mm)	0	0	(mm)	0	0																																																																																		
$x_1$	(m)	0,00	0,00	4,00	(m)	0,00																																																																																		
$x_2$	(m)	5,00	4,00	5,00																																																																																				
	Beton		Bøjlearmring																																																																																					
	$f_{ck}$	$f_{cd}$	$f_{yk}$	$f_{yd}$																																																																																				
	25 MPa	17,9 MPa	410 MPa	342 MPa																																																																																				
	Partialkoefficienter		Længdearmring																																																																																					
	$\gamma_c$	$\gamma_s$	$f_{yk}$	$f_{yd}$																																																																																				
	1,40	1,20	550 MPa	458 MPa																																																																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Nedbøjninger</th> <th colspan="2">Krybetal</th> </tr> <tr> <th><math>u_L</math></th> <th><math>u_{kar}</math></th> <th>RH</th> <th><math>t_o</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>5,8 mm</td> <td>5,8 mm</td> <td>55%</td> <td>28 døgn</td> </tr> </tbody> </table>			Nedbøjninger		Krybetal		$u_L$	$u_{kar}$	RH	$t_o$		5,8 mm	5,8 mm	55%	28 døgn	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Revnevidder</th> <th colspan="2">Svindtøjning</th> </tr> <tr> <th><math>w_{k,L}</math></th> <th><math>w_{k,kar}</math></th> <th><math>\phi_o</math></th> <th><math>\epsilon_{cs}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>urevnet</td> <td>0,25 mm</td> <td>2,60</td> <td>0,48 o/oo</td> </tr> </tbody> </table>			Revnevidder		Svindtøjning		$w_{k,L}$	$w_{k,kar}$	$\phi_o$	$\epsilon_{cs}$		urevnet	0,25 mm	2,60	0,48 o/oo	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Momentkapacitet</th> <th colspan="2">Forskydningskapacitet</th> </tr> <tr> <th><math>M_{Rd}</math></th> <th><math>EI_{L,revnet}</math></th> <th><math>EI_{k,ort,revnet}</math></th> <th><math>V_{Rd,0}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>23,9 kNm</td> <td>920 kNm<sup>2</sup></td> <td>1083 kNm<sup>2</sup></td> <td>645 kN</td> </tr> </tbody> </table>			Momentkapacitet		Forskydningskapacitet		$M_{Rd}$	$EI_{L,revnet}$	$EI_{k,ort,revnet}$	$V_{Rd,0}$		23,9 kNm	920 kNm <sup>2</sup>	1083 kNm <sup>2</sup>	645 kN																																									
	Nedbøjninger		Krybetal																																																																																					
	$u_L$	$u_{kar}$	RH	$t_o$																																																																																				
	5,8 mm	5,8 mm	55%	28 døgn																																																																																				
	Revnevidder		Svindtøjning																																																																																					
	$w_{k,L}$	$w_{k,kar}$	$\phi_o$	$\epsilon_{cs}$																																																																																				
	urevnet	0,25 mm	2,60	0,48 o/oo																																																																																				
	Momentkapacitet		Forskydningskapacitet																																																																																					
	$M_{Rd}$	$EI_{L,revnet}$	$EI_{k,ort,revnet}$	$V_{Rd,0}$																																																																																				
	23,9 kNm	920 kNm <sup>2</sup>	1083 kNm <sup>2</sup>	645 kN																																																																																				
tryklag t trækklag 1 trækklag 2 c måles til midte jern				<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Kontrolparametre</th> <th colspan="2">Langtid</th> <th colspan="2">Brudstadiet</th> </tr> <tr> <th>M</th> <th>x</th> <th><math>\epsilon_0</math></th> <th><math>\sigma_{st}</math></th> <th>Z</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>(kNm)</td> <td>13,9</td> <td>urevnet</td> <td>458</td> <td>157</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>(mm)</td> <td>urevnet</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>(o/oo)</td> <td>urevnet</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>(MPa)</td> <td>urevnet</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>(mm)</td> <td>-</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			Kontrolparametre		Langtid		Brudstadiet		M	x	$\epsilon_0$	$\sigma_{st}$	Z			(kNm)	13,9	urevnet	458	157			(mm)	urevnet						(o/oo)	urevnet						(MPa)	urevnet						(mm)	-					v/ trykbrud i krop: $V_{Rd,0}$ 645 kN v/ type 1 bøjler: $V_{Rd,1}$ #DIVISION/0! v/ type 2 bøjler: $V_{Rd,2}$ #DIVISION/0! Forskydningskraftens største excentricitet, exc.: 0 mm Forankringskrav til hovedarmring over lejer, $N_a$ : 14 kN																																		
	Kontrolparametre		Langtid		Brudstadiet																																																																																			
	M	x	$\epsilon_0$	$\sigma_{st}$	Z																																																																																			
	(kNm)	13,9	urevnet	458	157																																																																																			
	(mm)	urevnet																																																																																						
	(o/oo)	urevnet																																																																																						
	(MPa)	urevnet																																																																																						
	(mm)	-																																																																																						
<b>Vejledning</b> PC-statik: Bjælkeberregning efter EC2		Udgivet på www.bef.dk december 2008		<b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>																																																																																				



## In-situ væg

### Forudsætninger

Der tages udgangspunkt i en in-situ væg placeret på niveau 0. Der ses på en lang væg i kerne da denne væg har det største lastopland. Lange og korte vægge i kernen dimensioneres ens

Laster

Nyttelast - kategori C5 (se bilag 1b)

$q_k = 5 \text{ kN/m}$

Permanent last tag (se bilag 1a)

$g_k = 6,2 \text{ kN/m}$

Permanent last etage (se bilag 1a)

$g_k = 6,8 \text{ kN/m}$

Lastkombination:

Nyttelast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$$

Lastopland

Lastopland fra TT-dæk som lægger af på kernen

= 6,2 m

Lastopland fra in-situ dæk i kernen

= 2,6 m

Dimensionsgivende last på væg

Dimensionering af last på væg sker ved hjælp af BEF's beregningsdiagram "Lastnedføring". Beregningerne for dette kan ses på bilag 3.b

## Dimensionering af væg

Geometri:

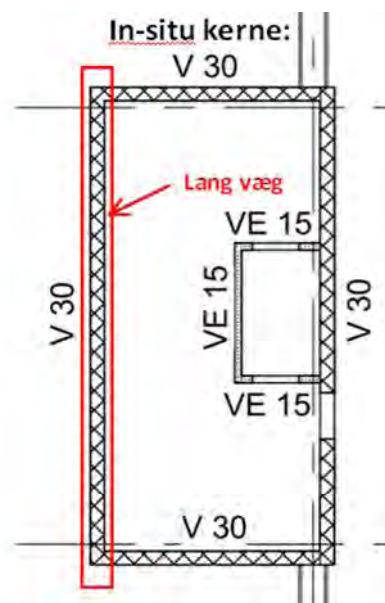
BEF's beregningsdiagram benyttes til at dimensionere væggen. Der betragtes en meter af væggen. Partialkoefficienter mm. er angivet i beregningsdiagrammet. Se bilag 3.a

Længde

$l = 1000 \text{ mm}$

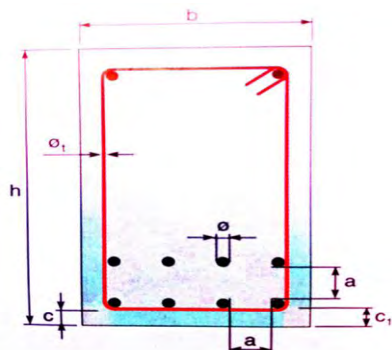
Bredde

$b = 300 \text{ mm}$



## Dæklag og armeringsafstande

Minimumsafstanden for dæklag og armering i forbindelse med udførsel af in-situ elementer  
Udregninger i henhold til TS20



### In-situ væg

Forudsætninger:

Hovedarmering armering diameter

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

Sekundær armering diameter

$$\varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Passiv miljøklasse

Krav:

Min. længde af c (5.24)

$$c > 25 \text{ mm}$$

Min. længde af c1 (5.25)

$$c_1 > 33 \text{ mm}$$

Min. længde af a (5.25)

$$a > 37 \text{ mm}$$

Dæklaget c1 sættes til min 35mm, således overholdes også brandkrav, se bilag 15

## Valg af dæk armering

Armeringkrav i henhold til Eurocode DS/EN 1992 1-1 pkt. 9.6 kontrolleres

Armering i henhold til BEF beregning, bilag 3a

Lodret armering = Y12/333mm

Vandret armering = Y6/240mm

### Lodret armering

Afstandkrav i henhold til Eurocode DS/EN 1992 1-1 pkt. 9.6.2.3

Krav:  $3 \cdot \text{væg tykkelse eller } 400\text{mm}$  = 400mm  
OK

Mængde krav iht. Eurocode DS/EN 1992 1-1 pkt. 9.6.2.1

Krav:  $As, v_{min} = 0,0002 \cdot A_c < As < As, v_{max} = 0,04 \cdot A_c$

Minimums armering  $As, v_{min} = 60 \text{ mm}^2$

Maximum armering  $As, v_{max} = 12000 \text{ mm}^2$

Armering areal  $As, lodret = 679 \text{ mm}^2$   
OK

### Vandret armering

Mængde krav iht. Eurocode DS/EN 1992 1-1 pkt. 9.6.3

Krav:  $A_{s,vandret} > 25\% \text{ af } A_{s,lodret} \text{ eller } 0,001 * A_c$

25 % af den lodrette armering  $A_{s,25} = 169,75 \text{ mm}^2$

Minimums armering  $A_{s,hmin} = 300 \text{ mm}^2$

Armering areal  $A_{s,vand} = 226 \text{ mm}^2$

IKKE OK

Den vandrette armering ændres til Y8 pr 240  $A_{s, vand} = 402 \text{ mm}^2$

OK

### Endelig armering

Lodret armering = Y12/330mm

Vandret armering = Y8/240mm

Sagsnavn: Multimediehuset i Århus Bygningsdel: Vægberægning Emne: <b>Normale lastkombinationer</b>		Sag nr.: Bilag 3a Dato: 03-01-2011 Init:		<b>SØJLE, version 2.0 / EC2</b>		Betonelement-Foreningen mar. 2008			
				<b>Materialer</b> $f_{ck}$ 25 MPa $f_{yk}$ 550 MPa $\gamma_c$ 1,40 $\gamma_s$ 1,20		<b>Regningsmæssige parametre</b> $f_{cd}$ 17,9 MPa $f_{yd}$ 458 MPa $E_{cd}$ 22483 MPa			
				<b>Søjlelængde</b> $L_s$ 6870 mm		<b>Krybetal</b>			
				<b>Tværsnit</b> $h$ 300 mm $b$ 1000 mm $c$ 36 mm		$RH$ 55% $t_o$ 28 døgn $\phi_o$ 2,48 $M_{0Eq}/M_{0Ed}$ 0,90 $\phi_{ef}$ 2,23			
				<b>Trykarm.</b> $d_a$ 12 mm Antal 3 stk		<b>Bøjler</b> Generelt: $\phi$ 6 / 240 mm Top og bund: $\phi$ 6 / 144 mm			
				<b>Trækarm.</b> $d_a$ 12 mm Antal 3 stk		<b>Kritisk last (central)</b> $\sigma_{crd}$ 11,85 MPa $\phi_c$ 0,11% $\phi_t$ 0,11% $N_{cr}$ 3628 kN			
				<b>Anvendelsestilstand</b> I anvendelsestilstand skønnes $\alpha$ til en passende værdi afhængig af forholdet mellem lang- og kort-tidslast: $\alpha_{anv.} = 24$					
		<b>Kontrolparametre</b>		<b>Brudlasttilfælde</b>		<b>Anv. - tilfælde</b>			
		$N_{Ed}$ (kN) 362 0 0 $M_{0Ed}$ (kNm) 8 0 0 $M_{0Rd}$ (kNm) 53 38 38 $u$ (mm) 66,2 53,0 53,0 $w_k$ (mm) - - - $\epsilon_o / (1+\phi)$ 0,44 0,21 0,21 $\sigma_{c0}$ (Mpa) 8,3 4,4 4,4 $\sigma_{st}$ (Mpa) 456 458 458 $\sigma_{sc}$ (Mpa) 184 54 54 $x$ (mm) 101 60 60		<b>A B D</b> 62 5,0 - 1,2 urevnet - 0,5 1 10 urevnet		<b>Brudlasttilfælde</b>		<b><math>N_1</math> (kN) <math>N_0</math> (kN) <math>N_2</math> (kN) <math>w</math> (kN/m)</b>	
				<b>A</b> 59 283 20 0,00 <b>B</b> 0 0 0 0,00 <b>C</b> 0 0 0 0,00 <b>D</b> 0 0 0 0,00 <b>E</b> 0 0 0 0,00 <b>F</b> 0 0 0 0,00 <b>G</b> 0 0 0 0,00 <b>H</b> 0 0 0 0,00 <b>I</b> 0 0 0 0,00		<b>Anvendelsestilfælde:</b> 47 15 0 0,00 Excentriciteter (mm) : 103 15 97			
<b>Vejledning:</b> PC-statik: Søjle- og vægberægning efter EC2		Udgivet på www.bef.dk december 2008		<b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>					



Sag: Multimediehuset i Århus Emne: Laster på væg Vedvarende dimensioneringstilstande (kombination 6.10b)		Nr.: Bilag 3b Init:		Lastnedføring version 2.0 / EC		Udgivet af Betonelement-Foreningen mar. 2009																																																																												
						Egenvægt, $\gamma_{g,sup} = 1,00$ $\gamma_{g,inf} = 0,90$		Konsekvensklasse: $K_{FI} = 1,10$																																																																										
				<p>L1 og L2 betegner linielaste. <math>L_v</math> og <math>L_h</math> er dækkenes spændvidder.</p> <p>Resultanter på <u>underliggende væg</u> eller bjælke:</p> <p><math>n_v</math> og <math>n_h</math> : Laste fra dæk i etagen <math>n_o</math> : Last fra højereliggende dæk og fra egenvægte i bærelinie</p>		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Fladelaste</th> <th><math>g_k</math> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th><math>g_{fri,k}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th><math>q_k</math> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_0</math></th> <th>Kategori</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>F1 Tagflade, sne</td> <td>6,21</td> <td>0,00</td> <td>0,58</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>F2 3. Etage, dæk</td> <td>6,80</td> <td>0,00</td> <td>5,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>F3 2. Etage, dæk</td> <td>6,80</td> <td>0,00</td> <td>5,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>F4 1. Etage, dæk</td> <td>6,80</td> <td>0,00</td> <td>5,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>0,60</td> <td>B</td> </tr> </tbody> </table>		Fladelaste	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_{fri,k}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori	F0	0,00	0,00	0,00				F1 Tagflade, sne	6,21	0,00	0,58	1,50	0,60	C	F2 3. Etage, dæk	6,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C	F3 2. Etage, dæk	6,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C	F4 1. Etage, dæk	6,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C		0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Linielaste</th> <th><math>g_k</math> (kN/m)</th> <th><math>g_{fri,k}</math> (kN/m)</th> <th><math>q_k</math> (kN/m)</th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_0</math></th> <th>Kategori</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>L1</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>0,60</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>L2 Etage, væg</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>1,50</td> <td>0,60</td> <td>C</td> </tr> </tbody> </table>		Linielaste	$g_k$ (kN/m)	$g_{fri,k}$ (kN/m)	$q_k$ (kN/m)	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori	L0	0,00	0,00	0,00				L1	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B	L2 Etage, væg	0,00	0,00
Fladelaste	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_{fri,k}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori																																																																												
F0	0,00	0,00	0,00																																																																															
F1 Tagflade, sne	6,21	0,00	0,58	1,50	0,60	C																																																																												
F2 3. Etage, dæk	6,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C																																																																												
F3 2. Etage, dæk	6,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C																																																																												
F4 1. Etage, dæk	6,80	0,00	5,00	1,50	0,60	C																																																																												
	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B																																																																												
Linielaste	$g_k$ (kN/m)	$g_{fri,k}$ (kN/m)	$q_k$ (kN/m)	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori																																																																												
L0	0,00	0,00	0,00																																																																															
L1	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B																																																																												
L2 Etage, væg	0,00	0,00	0,00	1,50	0,60	C																																																																												
Etage	Egenvægt i bærelinie $g_k$ (kN/m) $g_{fri,k}$ (kN/m)		Laste på venstre dækfelt $L_v$ (m)    Fladelast    Linielast $s_v$ (m)				Laste på højre dækfelt $L_h$ (m)    Fladelast    Linielast $s_h$ (m)				maksimalværdier $n_v$ (kN/m) $n_o$ (kN/m) $n_h$ (kN/m)			reducerede værdier $n_v$ (kN/m) $n_o$ (kN/m) $n_h$ (kN/m)			minimalværdier $n_v$ (kN/m) $n_o$ (kN/m) $n_h$ (kN/m)																																																																	
Tag			2,60	F1	L0	0,00	6,17	F1	L2	0,00	10,1	16,7	24,0	9,6	16,7	22,8	7,3	13,6	17,2																																																															
Niv 3.	15,15	0,00	2,60	F2	L0	0,00	6,17	F2	L2	0,00	20,4	67,4	48,5	16,2	65,8	38,3	8,0	51,8	18,9																																																															
Niv 2.	15,15	0,00	2,60	F3	L0	0,00	6,17	F3	L2	0,00	20,4	151,4	48,5	16,2	136,9	38,3	8,0	92,2	18,9																																																															
Niv 1.	15,15	0,00	2,60	F4	L0	0,00	6,17	F4	L2	0,00	20,4	222,5	48,5	16,2	208,1	38,3	8,0	132,7	18,9																																																															
Niv 0.	15,15	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,0	277,0	0,0	0,0	262,6	0,0	0,0	159,5	0,0																																																															
	0,00	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,0	277,0	0,0	0,0	262,6	0,0	0,0	159,5	0,0																																																															
	0,00	0,00										277,0			262,6			159,5																																																																
<b>Vejledning:</b> PC-statik: Lodret lastnedføring efter EC0 + EC1				Udgivet på www.bef.dk december 2008				<b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>																																																																										



Sag: Multimediehuset i Århus Emne: Laster på væg ved brand Vedvarende dimensioneringstilstande (kombination 6.10b)		Nr.: Bilag 3c Init:		Lastnedføring version 2.0 / EC			Udgivet af Betonelement-Foreningen mar. 2009																																												
<p>venstre dækfelt højre dækfelt</p> <p>L1 L2</p> <p>s<sub>v</sub> s<sub>h</sub></p> <p>L<sub>v</sub> L<sub>h</sub></p> <p>L1 og L2 betegner linielaste. L<sub>v</sub> og L<sub>h</sub> er dækkenes spændvidder.</p> <p>Resultanter på underliggende væg eller bjælke:</p> <p>n<sub>v</sub> og n<sub>h</sub> : Laste fra dæk i etagen n<sub>o</sub> : Last fra højereliggende dæk og fra egenvægte i bærelinie</p>				Egenvægt, $\gamma_{g,sup} = 1,00$ $\gamma_{g,inf} = 0,90$ Konsekvensklasse: $K_{FI} = 1,10$																																															
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Fladelaste</th> <th>g<sub>k</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th>g<sub>fri,k</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th>q<sub>k</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_0</math></th> <th>Kategori</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>F1 Tagflade, sne</td> <td>3,58</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>0,20</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>F2 3. Etage, dæk</td> <td>4,80</td> <td>0,00</td> <td>5,00</td> <td>1,00</td> <td>0,20</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>F3 2. Etage, dæk</td> <td>4,80</td> <td>0,00</td> <td>5,00</td> <td>1,00</td> <td>0,20</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>F4 1. Etage, dæk</td> <td>4,80</td> <td>0,00</td> <td>5,00</td> <td>1,00</td> <td>0,20</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>0,60</td> <td>B</td> </tr> </tbody> </table>			Fladelaste	g <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	g <sub>fri,k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori	F0	0,00	0,00	0,00				F1 Tagflade, sne	3,58	0,00	0,00	1,00	0,20	C	F2 3. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,00	0,20	C	F3 2. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,00	0,20	C	F4 1. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,00	0,20	C		0,00	0,00
Fladelaste	g <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	g <sub>fri,k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori																																													
F0	0,00	0,00	0,00																																																
F1 Tagflade, sne	3,58	0,00	0,00	1,00	0,20	C																																													
F2 3. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,00	0,20	C																																													
F3 2. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,00	0,20	C																																													
F4 1. Etage, dæk	4,80	0,00	5,00	1,00	0,20	C																																													
	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B																																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Linielaste</th> <th>g<sub>k</sub> (kN/m)</th> <th>g<sub>fri,k</sub> (kN/m)</th> <th>q<sub>k</sub> (kN/m)</th> <th><math>\gamma_q</math></th> <th><math>\psi_0</math></th> <th>Kategori</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L0</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>L1</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>0,60</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>L2 Etage, væg</td> <td>54,00</td> <td>0,00</td> <td>3,00</td> <td>1,00</td> <td>0,20</td> <td>C</td> </tr> </tbody> </table>				Linielaste	g <sub>k</sub> (kN/m)	g <sub>fri,k</sub> (kN/m)	q <sub>k</sub> (kN/m)	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori	L0	0,00	0,00	0,00				L1	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B	L2 Etage, væg	54,00	0,00	3,00	1,00	0,20	C																				
				Linielaste	g <sub>k</sub> (kN/m)	g <sub>fri,k</sub> (kN/m)	q <sub>k</sub> (kN/m)	$\gamma_q$	$\psi_0$	Kategori																																									
L0	0,00	0,00	0,00																																																
L1	0,00	0,00	0,00	1,00	0,60	B																																													
L2 Etage, væg	54,00	0,00	3,00	1,00	0,20	C																																													
Etage	Egenvægt i bærelinie g <sub>k</sub> (kN/m) g <sub>fri,k</sub> (kN/m)		Laste på venstre dækfelt L <sub>v</sub> (m) Fladelast Linielast s <sub>v</sub> (m)			Laste på højre dækfelt L <sub>h</sub> (m) Fladelast Linielast s <sub>h</sub> (m)			maksimalværdier n <sub>v</sub> (kN/m) n <sub>o</sub> (kN/m) n <sub>h</sub> (kN/m)			reducerede værdier n <sub>v</sub> (kN/m) n <sub>o</sub> (kN/m) n <sub>h</sub> (kN/m)			minimalværdier n <sub>v</sub> (kN/m) n <sub>o</sub> (kN/m) n <sub>h</sub> (kN/m)																																				
Tag			2,60	F1	L0	0,00	6,17	F1	L2	0,00	5,1	6,2	74,8	5,1	6,2	72,2	4,2	5,0	58,5																																
3. sal	5,60	0,00	2,60	F2	L0	0,00	6,17	F2	L2	0,00	14,0	92,3	95,9	8,3	89,6	79,7	5,6	72,8	61,9																																
2. sal	5,60	0,00	2,60	F3	L0	0,00	6,17	F3	L2	0,00	14,0	205,8	95,9	8,3	183,8	79,7	5,6	145,4	61,9																																
1. sal	5,60	0,00	2,60	F4	L0	0,00	6,17	F4	L2	0,00	14,0	299,9	95,9	8,3	278,0	79,7	5,6	218,0	61,9																																
Stue	5,60	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,0	388,0	0,0	0,0	366,0	0,0	0,0	285,5	0,0																																
	0,00	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,00	F0	L0	0,00	0,0	388,0	0,0	0,0	366,0	0,0	0,0	285,5	0,0																																
	0,00	0,00										388,0			366,0			285,5																																	
<b>Vejledning:</b> PC-statik: Lodret lastnedføring efter EC0 + EC1				Udgivet på www.bef.dk december 2008				<b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>																																											

## Søjleberegning

### Lastfastsættelse på nederste søjle

Der tages udgangspunkt i en søjle midt i huset, som har det største lastopland

Samtidighedsfaktor.

$$\alpha_n := \frac{1 + n - 1\psi_0}{n}$$

Antal etager	n=	3
Kategori C		
Variable laster	$\psi_0=$	0,6
Samtidighedsfaktor	$\alpha_n=$	0,73
For nedenstående beregninger sættes $K_{fi}$ til:	$K_{fi}=$	1,00

### Last fra tagetage

Snelast dimensionsgivende på tagetagen

Lastopland	=	144,00 m <sup>2</sup>
Egenlast tagdæk	=	119,14 kN
Egenlast betonbjælke	=	91,8 kN
Snelast	$s_k=$	0,576 kN/m <sup>2</sup>
Last fra snelast	=	82,9 kN
Vindlast	$v_k=$	0,16 kN/m <sup>2</sup>
Last fra vindlast	=	23,2 kN
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k \cdot K_{fi} + 0,45 \cdot v_k \cdot K_{fi}$	=	345,80 kN

### Last fra etagedæk og ovenliggende søjler på nederste søjle

Egenlast 3 søjler	=	345,6 kN
Egenlast 2 bjælker	=	183,6 kN
Egenlast 2 etagedæk	=	6,8 kN/m <sup>2</sup>
Lastopland	=	144,00 m <sup>2</sup>
Last fra 2 etagedæk	=	1958,4 kN
Nyttelast	$q_k=$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
lastopland 1 etage	=	144,0 m <sup>2</sup>
Last fra nyttelast	=	720,0 kN
Nyttelast dominerende		
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{fi}$	=	4863,6 kN
Last på søjle i niveau 0	$N_0=$	<u>5209,40 kN</u>

### Last fra dæk på nederste søjle

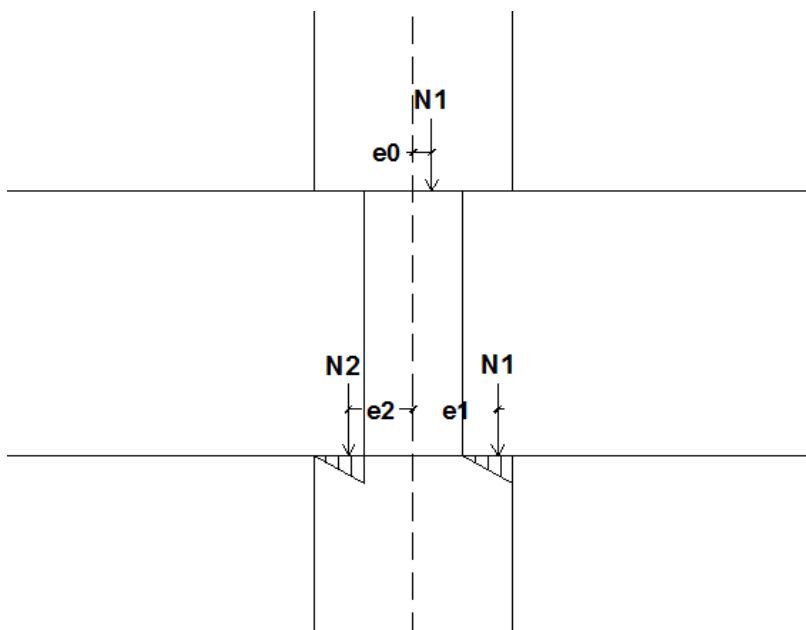
Lastopland	=	72
Egenlast bjælke	=	45,9 kN
Egenlast etagedæk	=	61,85 kN
Nyttelast	=	360 kN
Nyttelast dominerende $1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$	N1 og N2=	<u>647,75 kN</u>

### Vederlag

Der vælger et vederlag på: = 200 mm

### Ekcentriteter

$1/3 \cdot 190$	=	63,3 mm
$1/3 \cdot 210$	=	70,0 mm
$e_0 =$	=	15 mm
$e_1 =$	=	336,7 mm
$e_2 =$	=	270,0 mm

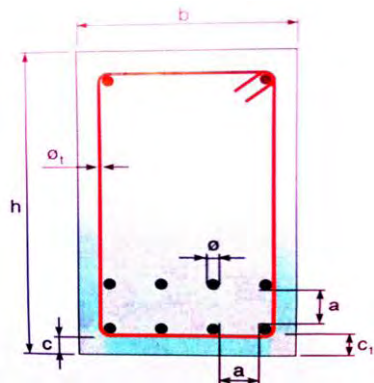


Ud fra søjle beregningsprogram fra bef.dk, se bilag 4B, er søjlen 800x800.



## Dæklag og armeringsafstande

Minimumsafstanden for dæklag og armering i forbindelse med udførelse af in-situ elementer  
Udregninger i henhold til TS20



## Søjler

Forudsætninger:

Armering diameter	$\varnothing =$	10 mm
Bøjlearmering diameter	$\varnothing_t =$	6 mm
Passiv miljøklasse		

Krav:

Min. længde af c (5.24)	$c >$	25 mm
Min. længde af c <sub>1</sub> (5.25)	$c_1 >$	31 mm
Min. længde af a (5.25)	$a >$	37 mm

Dæklaget c<sub>1</sub> sættes til 35mm, således overholdes også brandkrav, se bilag 15



## Søjleberegning

### Lastfastsættelse på søjle i niveau 3

Det vælges at beregne søjlen i niveau 3, som en 550 mm søjle, for at finde ud om denne kan optage lasten fra den overliggende tagkonstruktion. Grundet vederlag til bjælker, vælges det at beholde søjlens bredde på 800 mm. Grunden til denne beregning er at udstøbningen under søjlen kun kan være 550 mm, da det nedre HEB-profil ligger af på søjlen nedenunder, og denne må ikke få last fra den ovenstående søjle.

### Last fra tagetage

Snelast dimensionsgivende på tagetagen

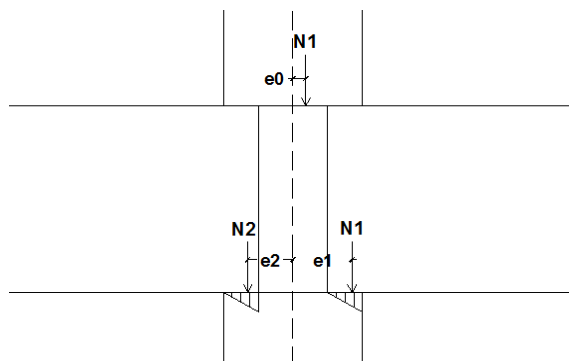
Lastopland	=	144,00 m <sup>2</sup>
Egenlast tagdæk	=	119,14 kN
Egenlast betonbjælke	=	91,8 kN
Snelast	$s_k =$	0,576 kN/m <sup>2</sup>
Last fra snelast	=	82,9 kN
Vindlast	$v_k =$	0,16 kN/m <sup>2</sup>
Last fra vindlast	=	23,2 kN
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot v_k \cdot K_{FI}$	=	346 kN

### Vederlag

Der vælges et vederlag på: = 200 mm

Ekcentriteter

1/3*190	=	63,3 mm
1/3*210	=	70,0 mm
e0 =	=	15 mm
e1 =	=	336,7 mm
e2 =	=	270,0 mm



Ud fra søjle beregningsprogram fra bef.dk, se bilag 4c, er søjlen 550x550.

Sagsnavn: Multimediehuset i Århus Bygningsdel: Søjleberegning, øverste søjle Emne: <b>Normale lastkombinationer</b>		Sag nr.: Bilag 4c Dato: 03-01-2011 Init:		<b>SØJLE, version 2.0 / EC2</b>		Betonelement-Foreningen mar. 2008	
				<b>Materialer</b>		<b>Regningsmæssige parametre</b>	
				$f_{ck}$ 25 MPa $f_{yk}$ 550 MPa $\gamma_c$ 1,40 $\gamma_s$ 1,20		$f_{cd}$ 17,9 MPa $f_{yd}$ 458 MPa $E_{cd}$ 22483 MPa	
				<b>Søjlelængde</b> $L_s$ 7500 mm		<b>Krybetal</b>	
				<b>Tværsnit</b> $h$ 550 mm $b$ 550 mm $c$ 36 mm		RH 55% $t_o$ 28 døgn $\phi_o$ 2,42 $M_{0Eq}/M_{0Ed}$ 0,90 $\phi_{ef}$ 2,18	
				<b>Trykarm.</b> $d_a$ 14 mm Antal 4 stk		<b>Bøjler</b>	
				<b>Trækarm.</b> $d_a$ 14 mm Antal 4 stk		Generelt: $\emptyset$ 6 / 280 mm Top og bund: $\emptyset$ 6 / 168 mm	
				<b>Anvendelsestilstand</b> I anvendelsestilstand skønnes $\alpha$ til en passende værdi afhængig af forholdet mellem lang- og kort-tidslast: $\alpha_{anv.} = 24$		<b>Kritisk last (central)</b> $\sigma_{crd}$ 15,14 MPa $\phi_c$ 0,20% $\phi_t$ 0,20% $N_{cr}$ 4745 kN	
		<b>Kontrolparametre</b>		<b>Brudlasttilfælde</b>		<b>Anv. - tilfælde</b>	
		$N_{Ed}$ (kN) 1431 $M_{0Ed}$ (kNm) -120 $M_{0Rd}$ (kNm) 284 $u$ (mm) 62,3 $w_k$ (mm) - $\epsilon_o / (1+\phi)$ 1,04 $\sigma_{c0}$ (Mpa) 14,6 $\sigma_{st}$ (Mpa) 458 $\sigma_{sc}$ (Mpa) 458 $x$ (mm) 298		<b>A</b> 1431 0 0 <b>B</b> 0 133 133 <b>D</b> 0 0 0 133 34,1 34,1 - - - 0,26 0,26 5,3 5,3 458 458 121 121 136 136		0 0,0 urevnet - 0,0 0 0 -	
		<b>Brudlasttilfælde</b>		<b><math>N_1</math> (kN)</b>		<b><math>N_0</math> (kN)</b>	
		<b>A</b> 346 <b>B</b> 0 <b>C</b> 0 <b>D</b> 0 <b>E</b> 0 <b>F</b> 0 <b>G</b> 0 <b>H</b> 0 <b>I</b> 0 <b>Anvendelsestilfælde:</b> 0 Excentriciteter (mm) : 337		<b>0</b> 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0		<b>1085</b> 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 218	
Vejledning: PC-statik: Søjle- og vægberegning efter EC2		Udgivet på www.bef.dk december 2008		<b>NB: Resultaterne skal altid kontrolleres af ansvarlig statiker</b>			

## Bjælke, niveau 1

Det vælges at dimensionere bjælken med størst last opland.

Nyttelast dominerende

$$1,0 * G + q_k * 1,5 * \alpha_{n1} * K_{FI}$$

Nyttelast	$q_k =$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Samtidighedsfaktor	$\alpha_{n1} =$	1,0
	$K_{FI} =$	1,0
Egenvægt af etageadskillelse eksklusiv bjælke	$G_{TT \text{ dæk}}$	6,8 kN/m <sup>2</sup>
Last på bjælke (lastkombination)	=	14,3 kN/m <sup>2</sup>
Lastbredde	=	15 m
Maksimal spændvidde	=	9,6 m
Last på bjælke	=	214,5 kN/m

## Valg af bjælke

Der vælges KB 110/60 32L12,5 + 4L12,5 retlinet

fra Spæncom

Se bilag 5a for tabel

Da bæreevnen for projektets spændvidde ikke er angivet i skemaet, udregnes denne.

$$1/8 * q_1 * l_1^2 = 1/8 * q_2 * l_2^2$$

q1: bæreevnen for projektets spændvidde

l1: projektets spændvidde

$$l_1 = 9,6 \text{ m}$$

q2: bæreevne angivet i tabel

$$q_2 = 115,3 \text{ kN/m}$$

l2: spændvidde angivet i tabel

$$l_2 = 13,2 \text{ m}$$

De 2 ligninger sættes lig hinanden, da de antages at have samme moment. q1 isoleres.

$$q_1 = q_2 * l_2^2 / l_1^2$$

$$q_1 = 217,99 \text{ kN/m}$$

Dermed er bæreevnen i orden på KB 110/60 32L12,5 + 4L12,5 retlinet ved dette spænd.

Af hensyn til installationer som føres i det nedhængte loft er det nødvendigt at minimere konstruktionshøjden. De valgte TT-dæk har en højde på 760mm og den valgte standardbjælke har en frihøjde på 600mm. Dette resulterer i en stor udstøbning i toppen af bjælken. Derfor vælges det at lave en speciel bjælke med samme bjælke højde som den nuværende men med mindre konsoller.

Valgte dimensioner på special bjælke

KB 110/76

Dermed er frihøjden på bjælken optimeret til at passe til dækhøjden. Bæreeven er stadigvæk den samme da bjælkehøjden er uændret. Omkring konsolopbygningen skal armeringsmængden øges således at konsollerne stadigvæk kan overføre kræfterne til "kroppen" af bjælken.

Det forudsættes ikke at være noget problem at få fremstillet disse specielle bjælker, pga. det store antal af bjælker af denne type som skal benyttes til byggeriet.

## Bjælke, tagdæk

Det vælges at dimensionere bjælken med størst last opland.

Dimensioner:

Maksimal spændvidde = 9,6 m

Lastopland:

Lastbredde = 15 m

Laster:

Snelast  $S_k = 8,6 \text{ kN/m}$

Vindlast, tryk på tag  $V_k = 12,1 \text{ kN/m}$

$K_{FI} = 1,0$

Egenlast af tagkonstruktion  $G_{TT \text{ dæk}} = 81,2 \text{ kN/m}$

Lastkombination:

Nyttelast dominerende

Dimensionsgivende last på bjælke  $1,0 * G + q_k * 1,5 * \alpha_{n1} * K_{FI} = \underline{\underline{99,61 \text{ kN/m}}}$

## Valg af bjælke

Der vælges KB 80/50 18L12,5 + 2L12,5 retlinet

fra Spæncom

Se bilag 5a for tabel

Da bæreevnen for projektets spændvidde ikke er angivet i skemaet, udregnes denne.

$$1/8 * q_1 * l_1^2 = 1/8 * q_2 * l_2^2$$

q1: bæreevnen for projektets spændvidde

l1: projektets spændvidde  $l_1 = 9,6 \text{ m}$

q2: bæreevne angivet i tabel

$q_2 = 58,5 \text{ kN/m}$

l2: spændvidde angivet i tabel

$l_2 = 13,2 \text{ m}$

De 2 ligninger sættes lig hinanden, da de antages at have samme moment. q1 isoleres.

$$q_1 = q_2 * l_2^2 / l_1^2 \quad q_1 = 110,60 \text{ kN/m}$$

Dette betyder at denne bjælke vælges.

## Stabilitet af bygningen

Fordeling af lasten, vil blive gjort ved brug af væggenes inertimoment, grundet bygningens størrelse. Masselasten er den dominerende vandrette last, og denne vil derfor blive fordelt i væggene. Inertimomentet vil kun variere i forhold til længden af væggene, da bredde og højde er ens for alle vægge.

Stabiliteten er regnet ud fra grundbygningen på 87 x 85 m

Væg nr.	b [mm]	L [m]	$S_{ix}$ [m <sup>4</sup> ]	$S_{iy}$ [m <sup>4</sup> ]	$x_i'$ [m]	$y_i'$ [m]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$S_{ix} * x_i^2$	$S_{iy} * y_i^2$
1	300	10,2	0	26,53	12,4	82,2	-30,3	38,5	0,0	39.368,7
2	300	10,2	0	26,53	17,3	82,2	-25,4	38,5	0,0	39.368,7
3	300	10,2	0	26,53	40,2	82,2	-2,4	38,5	0,0	39.368,7
4	300	10,2	0	26,53	45,1	82,2	2,5	38,5	0,0	39.368,7
5	300	10,2	0	26,53	68,1	82,2	25,4	38,5	0,0	39.368,7
6	300	10,2	0	26,53	73,0	82,2	30,3	38,5	0,0	39.368,7
7	300	10,2	0	26,53	12,4	43,5	-30,3	-0,2	0,0	0,8
8	300	10,2	0	26,53	17,3	43,5	-25,4	-0,2	0,0	0,8
9	300	10,2	0	26,53	40,2	43,5	-2,4	-0,2	0,0	0,8
10	300	10,2	0	26,53	45,1	43,5	2,5	-0,2	0,0	0,8
11	300	10,2	0	26,53	68,1	43,5	25,4	-0,2	0,0	0,8
12	300	10,2	0	26,53	73,0	43,5	30,3	-0,2	0,0	0,8
13	300	10,2	0	26,53	12,4	5,3	-30,3	-38,3	0,0	39.015,2
14	300	10,2	0	26,53	17,3	5,3	-25,4	-38,3	0,0	39.015,2
15	300	10,2	0	26,53	40,2	5,3	-2,4	-38,3	0,0	39.015,2
16	300	10,2	0	26,53	45,1	5,3	2,5	-38,3	0,0	39.015,2
17	300	10,2	0	26,53	68,1	5,3	25,4	-38,3	0,0	39.015,2
18	300	10,2	0	26,53	73,0	5,3	30,3	-38,3	0,0	39.015,2
19	300	4,9	2,94	0	14,8	87,0	-27,8	43,3	2.275,8	0,0
20	300	4,9	2,94	0	14,8	76,8	-27,8	33,1	2.275,8	0,0
21	300	4,9	2,94	0	42,6	87,0	-0,1	43,3	0,01	0,0
22	300	4,9	2,94	0	42,6	76,8	-0,1	33,1	0,01	0,0
23	300	4,9	2,94	0	70,5	87,0	27,9	43,3	2.286,7	0,0
24	300	4,9	2,94	0	70,5	76,8	27,9	33,1	2.286,7	0,0
25	300	4,9	2,94	0	14,8	48,6	-27,8	4,9	2.275,8	0,0
26	300	4,9	2,94	0	14,8	38,4	-27,8	-5,3	2.275,8	0,0
27	300	4,9	2,94	0	42,6	48,6	-0,1	4,9	0,01	0,0
28	300	4,9	2,94	0	42,6	38,4	-0,1	-5,3	0,01	0,0
29	300	4,9	2,94	0	70,5	48,6	27,9	4,9	2.286,7	0,0
30	300	4,9	2,94	0	70,5	38,4	27,9	-5,3	2.286,7	0,0
31	300	4,9	2,94	0	14,8	10,2	-27,8	-33,5	2.275,8	0,0
32	300	4,9	2,94	0	14,8	0,0	-27,8	-43,7	2.275,8	0,0
33	300	4,9	2,94	0	42,6	10,2	-0,1	-33,5	0,01	0,0
34	300	4,9	2,94	0	42,6	0,0	-0,1	-43,7	0,01	0,0
35	300	4,9	2,94	0	70,5	10,2	27,9	-33,5	2.286,7	0,0
36	300	4,9	2,94	0	70,5	0,0	27,9	-43,7	2.286,7	0,0
			52,9	477,5	1.535,5	1.569,1			27.375,5	470.307,8

### Koordinater til forskydningscentrummet

$$x_F = \Sigma(S_{xi} * X_i) / \Sigma S_x \quad 42,64 \text{ m}$$

$$y_F = \Sigma(S_{yi} * y_i) / \Sigma S_y \quad 43,67 \text{ m}$$

Tyngdepunkt: 42,57 ; 43,65

## Kraftbidrag i vægge

Masselasten defineres positivt i forhold til x-aksen.

Væg nr.	$P_x$ [kN]	$P_y$ [kN]
1	40,1	-
2	40,1	-
3	40,1	-
4	40,1	-
5	40,1	-
6	40,1	-
7	40,1	-
8	40,1	-
9	40,1	-
10	40,1	-
11	40,1	-
12	40,1	-
13	40,1	-
14	40,1	-
15	40,1	-
16	40,1	-
17	40,1	-
18	40,1	-
19	-	40,1
20	-	40,1
21	-	40,1
22	-	40,1
23	-	40,1
24	-	40,1
25	-	40,1
26	-	40,1
27	-	40,1
28	-	40,1
29	-	40,1
30	-	40,1
31	-	40,1
32	-	40,1
33	-	40,1
34	-	40,1
35	-	40,1
36	-	40,1

Sum af laster            721,1      721,1

$$P_{ix} = S_{iy} * (P_x/S_y - T/V * y_i)$$

$$P_{iy} = S_{ix} * (P_y/S_x + T/V * x_i)$$

$$V = 497.683,3 \text{ m}^3$$

$$P_x = 721,1 \text{ kN}$$

$$P_y = 721,1 \text{ kN}$$

$$T_x = 0,1 \text{ kNm}$$

$$T_y = 0,02 \text{ kNm}$$

Se tegning på bilag 13 for væg angivelser mv.



## Trykzone

### Tværgående lang væg (Nord-syd)

Som det ses af beregningen for stabilitet (bilag 6), er det ligegyldigt hvilken væg der benyttes til denne beregning, men på grund af tillægget fra den udkragede tagkonstruktion (bilag 12) vælges væg 17 som reference. Se tegning på bilag 12a for fordeling af laster fra den udkragede tagkonstruktion og bilag 13 for angivelse af væggene.

Væggen tænkes som én skive.

Den samlede masselast opfattes som punktlaster fordelt i dækkene, lasten optages i væggene. Tillægget til masselasten fra den udkragede tagkonstruktion tilgår i tagskiven

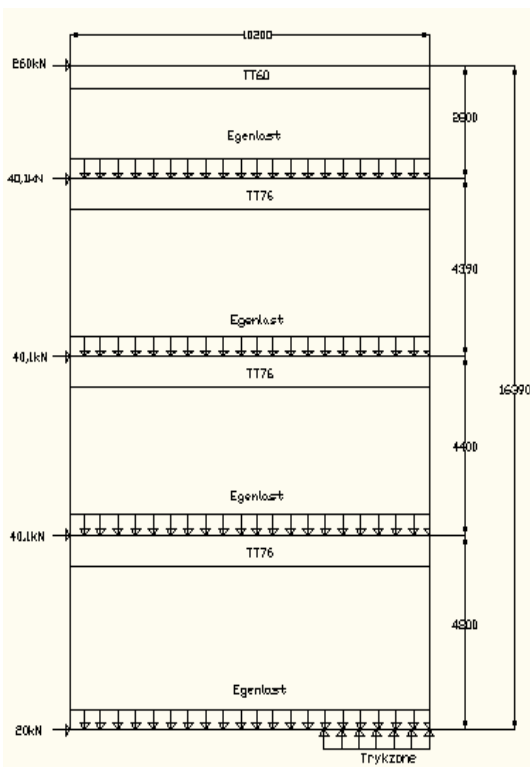
Masselasten korrigeres ikke med en partialkoefficient da denne er en ulykkeslast.

Masselast pr. væg	m =	40,1 kN
Tillæg fra udkraget tagkonstruktion	tm =	240,0 kN
Længde af væg	l =	10,2 m

Egenlast fra væg	Gvæg =	1.769,9 kN
Nødvendig tillæg i form af trækraft armering i væg*	Na =	0 kN

\*Beregning af armering ses på bilag 17

Normalkraft i væg	N =	1.769,9 kN
-------------------	-----	------------



Etagehøjde for niveau 0	$h_{\text{etage, niv. 0}} =$	4,8 m
Etagehøjde for niveau 1	$h_{\text{etage, niv. 1}} =$	4,4 m
Etagehøjde for niveau 2	$h_{\text{etage, niv. 2}} =$	4,39 m
Etagehøjde for niveau 3	$h_{\text{etage, niv. 3}} =$	2,8 m

Moment i bunden af væggen	$M_0 =$	5368,8 kNm
Excentricitet	e =	3,0 m
Trykzonens effektive længde	$l - 2 * e =$	$l_{\text{eff}} =$ 4,1 m
Kontrol: $\sigma_c = N / ((l - 2 * e) * t) \leq 10 \text{ MPa}$	$\sigma_c =$ 1,43 MPa	< 10 MPa

OK

### Tværgående kort væg (øst-vest)

Som det ses af beregningen for stabilitet, er det ligegyldigt hvilken væg der benyttes til denne beregning, men på grund af tillægget fra den udkragede tagkonstruktion bilag 12 vælges væg 35 som reference. Se tegning på bilag 12a for fordeling af laster fra den udkragede tagkonstruktion og bilag 13 for angivelse af

Væggen tænkes som én skive.

Den samlede masselast opfattes som punktlaster fordelt i dækkene, lasten optages i væggene. Tillægget til masselasten fra den udkragede tagkonstruktion tilgår i tagskiven.

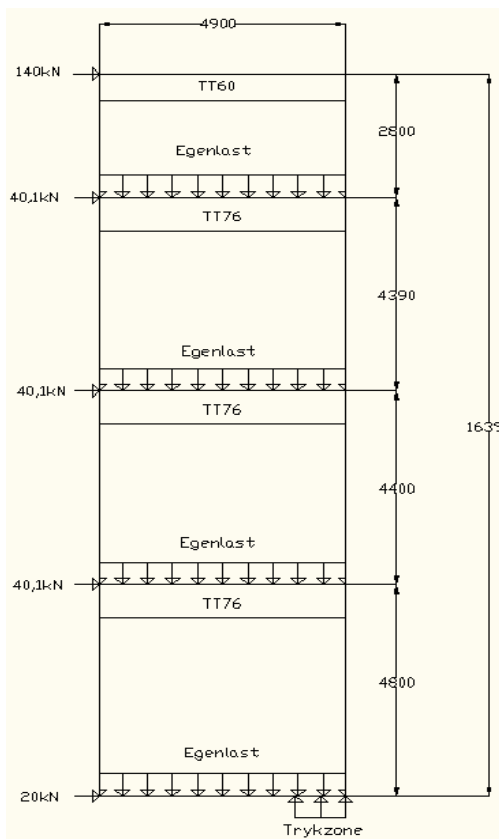
Masselasten korrigeres ikke med en partialkoefficient da denne er en ulykkeslast.

Masselast pr. væg	m =	40,1 kN
Tillæg fra udkraget tagkonstruktion	tm =	120,0 kN
Længde af væg	l =	4,9 m

Egenlast fra væg	Gvæg =	850,2 kN
Nødvendig tillæg i form af trækraft armering i væg*	Na =	750 kN

\*Beregning af armering ses på bilag 17

Normalkraft i væg	N =	1.600,2 kN
-------------------	-----	------------



Etagehøjde for niveau 0	$h_{\text{etage, niv. 0}} =$	4,8 m
Etagehøjde for niveau 1	$h_{\text{etage, niv. 1}} =$	4,4 m
Etagehøjde for niveau 2	$h_{\text{etage, niv. 2}} =$	4,39 m
Etagehøjde for niveau 3	$h_{\text{etage, niv. 3}} =$	2,8 m

Moment i bunden af væggen	$M_0 =$	3401,4 kNm
Excentricitet	e =	2,1 m
Trykzonens effektive længde	$l - 2 * e =$	0,6 m
Kontrol: $\sigma_c = N / ((l - 2 * e) * t) \leq 10 \text{ MPa}$	$\sigma_c =$	8,22 MPa < 10 MPa

OK

## Pælefundament

Det er oplyst fra Alectia, at pælernes gennemsnitlige bæreevne er 1000 kN.

### Pæle under søjler

#### Last på fundament

Fra tagetagen

Snelast dominerende

Lastopland 144,00 m<sup>2</sup>

Egenlast tagdæk 119,14 kN

Egenlast betonbjælke 91,8 kN

Snelast  $s_k = 0,576 \text{ kN/m}^2$

Last fra snelast 82,9 kN

Vindlast  $v_k = 0,16 \text{ kN/m}^2$

Last fra vindlast 23,2 kN

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k + 0,45 \cdot v_k$  345,80 kN

### Fra etage dæk og søjler på punktfundament

Egenlast, 5 søjler 576 kN

Egenlast, 4 bjælker 367,2 kN

Egenlast, etagedæk 6,8 kN/m<sup>2</sup>

Lastopland 144,00 m<sup>2</sup>

Last fra 4 etagedæk 3916,8 kN

Nyttelast  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Lastopland 1 etage 144,0 m<sup>2</sup>

Last fra nyttelast på 1. etage 720,0 kN

Nyttelast dominerende

$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$  8028 kN

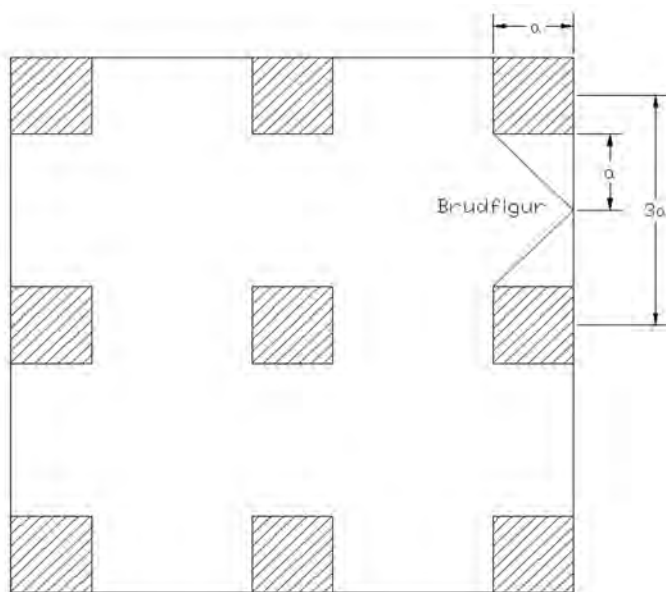
Samlet last på punkt fundament (fra tag og etage dæk) 8373,80 kN

Det antages at punktfundamentet fordeler kræfterne ligeligt fra søjlen ud på pælene. Da pælene har en bæreevne på 1000 kN, betyder det at der skal bruges følgende pæle:

Antal pæle 9 stk

## Afstand mellem pæle

For at finde afstanden mellem pælene, undersøges brudfigurer



Ved at se på brudfiguren, kan det ses at man vil opnå fuldbæreevne af pæle ved en afstand på  $3a$

Dimension af pæl, $a$	0,3 m
Afstand mellem pæle c/c	0,9 m
Bredde af punktfundament	2,1 m

## Pæle under vægge

Det er oplyst fra Alectia, at pælenes gennemsnitlige bæreevne er 1000 kN.

### Last på fundament

Fra tagetagen		
Snelast dominerende		
Lastopland		144,00 m <sup>2</sup>
Egenlast tagdæk		119,14 kN
Egenlast betonbjælke		91,8 kN
Snelast		
Last fra snelast	$s_k =$	0,576 kN/m <sup>2</sup> 82,9 kN
Vindlast		
Last fra vindlast	$v_k =$	0,16 kN/m <sup>2</sup> 23,2 kN
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k + 0,45 \cdot v_k$		345,80 kN
Fra etagedæk og søjler på bærende betonvæg		
Egenlast 4 søjler		460,8 kN
Egenlast 3 bjælker		275,4 kN
Egenlast, etagedæk		6,8 kN/m <sup>2</sup>
Lastopland		144,00 m <sup>2</sup>
Last fra 3 etagedæk		2937,6 kN
Nyttelast	$q_k =$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Lastopland 1 etage		144,0 m <sup>2</sup>
Last fra nyttelast på 1. etage		720,0 kN
Nyttelast dominerende		
$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$		6049,8 kN
Samlet punktlast på nederste bærende betonvæg		<u>6395,60 kN</u>

Da lasten er en punktlast på den bærende væg, vil kraften fordeles med en hældning på 1:1 gennem den bærende væg. Det giver følgende linjelast på fundamentet.

Højde bærende væg	$h_v =$	10 m
Længde lastopland	$l =$	20 m
Linjelast på fundament fra last over kælder.		319,78 kN/m

Linielast på nederste bærende væg

Last på fundament fra det ovenstående etagedæk og egenlasten fra nederste bærende væg.

Der undersøges for 1 meter væg.

Egenlast af 1 etagedæk

Nyttelast på etagedæk

102 kN/m

Egenlast bærende betonvæg

75 kN/m

72 kN/m

Nyttelast dominerende

$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{FI}$

286,5 kN/m

Samlet last på fundament

Søjlerne på den bærende væg er placeret med en indbyrdes afstand, så fordelingskurverne krydser.

For at finde den værste last på fundamentet, skal linjelasten fra last over kælderen medtages 2 gange.

Samlet last på fundament

926,06 kN/m

Da pælene har en bæreevne på 1000 kN, skal pælene have en afstand c/c på 1 meter.

## Medierampe

Løsning med TT-dæk

Nyttelast dominerende

$$1,0 * G + q_k * 1,5 * \alpha_{n1} * K_{F1}$$

Samtidighedsfaktor

$$\alpha_{n1} = 1,0$$

$$K_{F1} = 1,0$$

Egenlast af betonkonstruktion

$$g_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Nyttelast

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Last på dæk

$$= \underline{\underline{9,5 \text{ kN/m}^2}}$$

Da medierampen er skrå, omregnes kraften så den står vinkelret på betonpladen.

Lastopland

$$= 1 \text{ m}$$

Hældning

$$\alpha = 7,5^\circ$$

Last på dæk

$$= \underline{\underline{9,42 \text{ kN/m}}}$$

Maksimal spændvidde

$$= 15 \text{ m}$$

## Valg af dæk

Der vælges TT76/240, 12L12,5 retlinet

fra Spæncom

Se bilag 2 for tabel

## Løsning med gennemskinnelig beton

Bredde plade		b =	1000 mm
Højde		h =	250 mm
Spændvidde		l =	2000 mm
Modstandsmoment	$W=1/6*b*h^2$	W =	1,0E+07 mm <sup>3</sup>
Bøjnings trækstyrke (oplyst af fabrikant)		$\sigma =$	7 Mpa
Moment kapacitet	$M=W*\sigma$	M =	7,3E+07 Nmm
		M =	72,92 kNm

Vha af formlen  $M_{max}=q*l^2$  kan man finde den maksimale last som det gennemskinnelige element kan bære.

Maksimal last på dæk	$q=M_{max}/l^2$	=	18,23 N/mm
		=	18,23 kN/m

Last på dækket

Egenlast		g =	6 kN/m
Nyttelast		q =	5 kN/m

## Lastkombination

Nyttelast dominerende

$$1,0 * g_k + q_k * 1,5 * \alpha_{n1} * K_{FI} = 13,5 \text{ kN/m}$$

Der kan til medierampen benyttes gennemskinnelige betonblokke med en dimension på 2000x1200x250.  
Der udregnes en stålkonstruktion, som de gennemskinnelige betonblokke kan ligge i.

## Stålkonstruktion til gennemskinnelig beton



### T-profil

Profil, rundkantet T-profil 140x140x15

Stål styrkeklasse S355

$$F_{yd} = 322,73 \text{ Mpa}$$

Bredde af rampe

$$b_r = 14,4 \text{ m}$$

Spændvidde (mellem søjler)

$$l = 2,4 \text{ m}$$

Antal søjler

$$n = 7$$

Modstandsmoment

$$W_{el,y} = 6,47E+04 \text{ mm}^2$$

Elasticitetsmodul

$$E = 2,10E+05 \text{ Mpa}$$

Inertimoment

$$I = 6,60E+06 \text{ mm}^4$$

Lastbredde

$$b = 1 \text{ m}$$

Det ønskes at finde lasten på det omvendte T-profil, da denne vurderes at have påført de største laster. Der undersøges for en meter af betonen.

### Last

Egenlast gennemskinnelig beton

$$g = 6 \text{ kN}$$

Nyttelast

$$q = 5 \text{ kN}$$

Nyttelast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + q_k \cdot 1,5 \cdot \alpha_{n1} \cdot K_{Fl} = 13,5 \text{ kN}$$

Last på T-profil (undersøges for 1 meter)

$$= 13,5 \text{ kN/m}$$

Dette er lasten på hver side af T-profilet

### Dimensionering

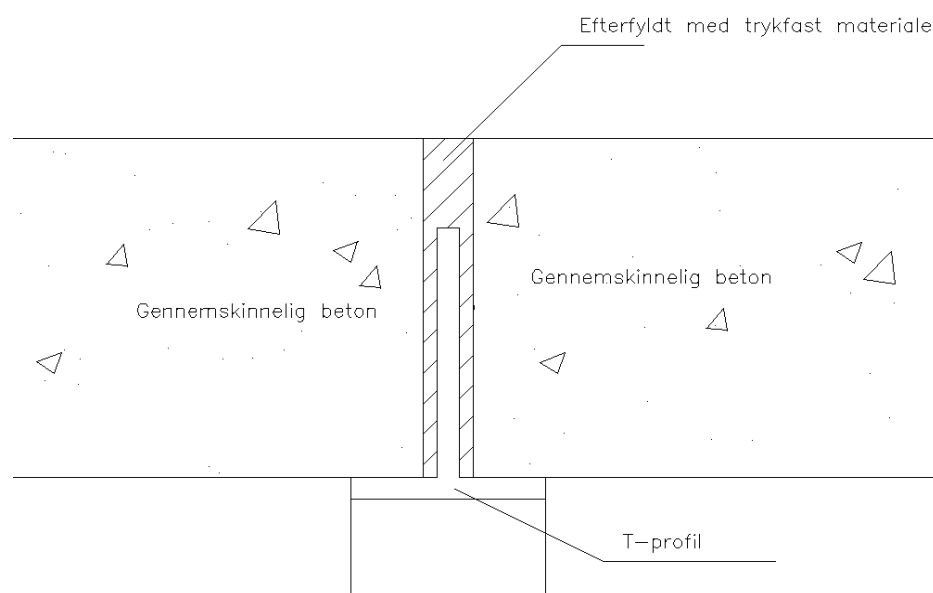
Det maksimale moment er fundet vha. Multiframe.

$$M_{RD} = 16,4 \text{ kN/m}$$

Det betyder at modstandsmomentet er

$$W = M_{RD} / f_{yd} \quad W = 5,08E+04 \text{ mm}^3$$

For at fastholde kroppen på det omvendte T-profil, er profilet udstøbt mellem de 2 betonblokke, se tegning. Derfor er der ikke regnet for kipning og foldning, da profilet er fastholdt mod dette.



### Stivhed

Det omvendte T-profil tjekkes for udbøjning om y-aksen, som er den stærke akse.

Udbøjning

$$u := \frac{5}{384} \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

u = 8,42 mm

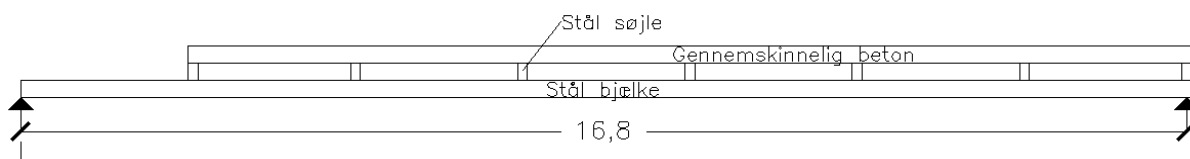
Krav:

$$u < \frac{1}{250}$$

u<sub>krav</sub> = 9,60 mm  
OK

Se tegning for rampe med gennemskinnelig beton på tegning A16

Under rampen er der glas. Rampen er placeret på HEB profiler, hvor der er glas imellem. Bæring af glasset mellem de bærende bjælker, skal dimensioneres af leverandøren, og er udenfor dette projekt.



Last på stål bjælke  
Reaktioner fra Multiframe

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN	Mx' kN-m	My' kN-m	Mz' kN-m
1	1		0,000	25,553	0,000	0,000	0,000	0,000
2	2		0,000	73,482	0,000	0,000	0,000	0,000
3	3		0,000	62,474	0,000	0,000	0,000	0,000
4	4		0,000	65,424	0,000	0,000	0,000	-0,000
5	5		0,000	64,632	0,000	0,000	0,000	0,000
6	6		0,000	64,848	0,000	0,000	0,000	0,000
7	7		0,000	32,388	0,000	0,000	0,000	-12,950
8	<b>Total</b>	<b>(Global)</b>	<b>Rx=0,000</b>	<b>Ry=388,8</b>	<b>Rz=0,000</b>			

Egenlast stål søjler mellem stål bjælke og omvendt T-profil = 1,48 kN

Reaktioner på stål bjælke

$$I = 0$$

$$R_1 = 26,98 \text{ kN}$$

$$R_2 = 74,98 \text{ kN}$$

$$R_3 = 63,98 \text{ kN}$$

$$R_4 = 66,88 \text{ kN}$$

$$R_5 = 66,08 \text{ kN}$$

$$R_6 = 66,28 \text{ kN}$$

$$R_7 = 33,88 \text{ kN}$$

Maksimalt moment fra Multiframe



$$M_{ED} = 928 \text{ kNm}$$

Stålklasser S275

$$F_{yd} = 250 \text{ Mpa}$$

Nødvendigt modstandsmoment

$$W = 3,71E+06 \text{ mm}^3$$

Valgt profil

HE500B

Grundet nedenstående udbøjningskrav vælges en HE800B bjælke.

HE800B

## Udbøjning af stålbjælke

Formel for udbøjning med enkelkraft på bjælke

$$\frac{1}{6} \cdot \frac{Q \cdot b \cdot l \cdot x}{E \cdot I} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right]$$

for  $x < a$

$$\frac{1}{6} \cdot \frac{Q \cdot a \cdot l \cdot (1-x)}{E \cdot I} \cdot \left[ \frac{2 \cdot x}{l} - \left( \frac{a}{l} \right)^2 - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right]$$

for  $x > a$

Inertimoment  $I = 3591000000 \text{ mm}^4$   
 E-modul  $E = 2,10E+05 \text{ Mpa}$   
 Længde bjælke  $l = 16,8 \text{ m}$

Udbøjning for R1

Længden a  $a = 16,8 \text{ m}$   
 Længden x  $x = 16,8 \text{ m}$   
 $u_1 = 0,00 \text{ mm}$

Udbøjning for R2

Længden b  $b = 2,4 \text{ m}$   
 Længden a  $a = 14,4 \text{ m}$   
 Længden x  $x = 10 \text{ m}$   
 $u_1 = 4,18 \text{ mm}$

Udbøjning for R3

Længden b  $b = 4,8 \text{ m}$   
 Længden a  $a = 12$   
 Længden x  $x = 9 \text{ m}$   
 $u_3 = 6,48 \text{ mm}$

Udbøjning for R4

Længden b  $b = 7,2 \text{ m}$   
 Længden a  $a = 9,6$   
 Længden x  $x = 9 \text{ m}$   
 $u_4 = 8,52 \text{ mm}$

Udbøjning for R5

Længden b  $b = 9,6 \text{ m}$   
 Længden a  $a = 7,2$   
 Længden x  $x = 8 \text{ m}$   
 $u_5 = 8,42 \text{ mm}$

Udbøjning for R6

Længden b		b =	12 m
Længden a		a =	4,8
Længden x		x =	7 m
		$u_6 =$	6,69 mm
Udbøjning for R7			
Længden b		b =	14,4 m
Længden a		a =	2,4
Længden x		x =	7 m
		$u_7 =$	1,89 mm
Samlet udbøjning		$u_{\text{samlet}} =$	36,18 mm
Maksimal udbøjning	L/500	$u_{\text{max}} =$	37,3

Udbøjningen er dimensionsgivende for størrelsen af bjælken. Der er valgt en HE800B stålbjælke.

## Møde hos COWI omhandlende gennemskinnelig beton.

Tirsdag den 28. august 2010

Deltagere:

Mikkel Hansen (IHK)  
Jane Gadeberg (IHK)  
Kenneth Petersson (IHK)  
Anders Haumann (COWI)

Mødet:

På mødet blev følgende emner omkring gennemskinnelig beton diskuteret. Ydermere fremviste Anders Haumann en prøve på gennemskinnelig beton, som kunne studeres.

Styrke:

- Der anvendes højstyrke beton. Fiberne lægges oven på en slags "mætter" (for at styre fiberne) dette giver en form for armering i en angrebsvinkel på 90 grader i forhold til måtterne.
- De opgivne trykstyrker for betonen blev testet og viste næsten højere værdier end dem som var opgivet fra fabrikanten. Derfor mener Anders Haumann at det er meget sandsynligt at de bøj/træk styrker som producenten opgiver kan overholdes

Bearbejdning:

- Anders Haumann pointerer at overfladen på betonen skal være glat for at lyset kan trænge igennem. Hvis overfladen er ru og fiber enderne er ødelagte vil der ikke trænge så meget lys igennem.
- Tykkelsen har ikke noget at gøre med hvor meget lys der trænger igennem.
- Umiddelbart skulle det ikke være noget problem at føre stål kabler igennem blokkene. Det vil selvfølgelig bevirke at der ikke trænger lys igennem der hvor kablet løber.
- Det er ikke muligt at lave in-situ. Det vil simpelthen være for omstændigt at styre lysfibrene.

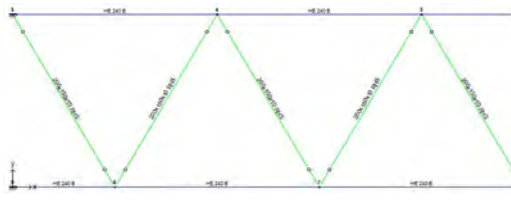
Info:

- Anders Haumann oplyser at Daltonbeton overvejer at lave gennemskinnelig beton. De vil muligvis have noget mere information omkring emnet.

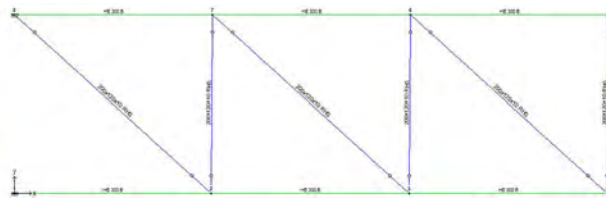
# Tagkonstruktion

## Valg af gittersystem

Der findes 2 forskellige gittersystemer. Det undersøges hvilket gittersystem, der giver det mindste moment.



Figur 1: Tagkonstruktion, type 1



Figur 2: Tagkonstruktion, type 2

## Laster

Lastoplandet på gitterkonstruktionen vurderes at være  $11,45 \times 14,2$  m, som er det værste tilfælde, da den største udkragning er 14,2 m og det største lastopland til gitterdragerne er 11,45 m.

Lastopland for den længste gitterbjælke

$$l_1 = 11,45 \text{ m}$$

Udkragning

$$l = 14,2 \text{ m}$$

Gitterkonstruktionen belastes med følgende laster:

### Øvre

Egenlast, øvre

$$g_{\text{øvre}} = 13,01 \text{ kN/m}$$

Egenlast, gitterdrager

$$g_{\text{gitter}} = 0,72 \text{ kN/m}$$

Vindlast, tryk

$$w_{\text{tryk}} = 1,84 \text{ kN/m}$$

Vindlast, sug

$$w_{\text{sug}} = -20,29 \text{ kN/m}$$

Snelast

$$s = 6,60 \text{ kN/m}$$

### Nedre

Egenlast, nedre

$$g_{\text{nedre}} = 14 \text{ kN/m}$$

Egenlast, gitterdrager

$$g_{\text{gitter}} = 0,73 \text{ kN/m}$$

Nyttelast

$$q = 29 \text{ kN/m}$$

## Lastkombination

Der er anvendt 3 lastkombinationer til bestemmelse af det gittersystem, der giver det mindste moment i den værste lastkombination.

### Type 1

Dominerende sne

$$\text{Tryk fra vind } 1,0 \cdot g + 1,0 \cdot q + 1,5 \cdot s + 0,5 \cdot w$$

Maks.  
Moment  
168,471 kNm

Dominerende vind

$$\text{Sug fra vind } 1,0 \cdot g + 1,5 \cdot 0,6 \cdot q + 1,5 \cdot w_{\text{sug}}$$

96,362 kNm

$$\text{Tryk fra vind } 1,0 \cdot g + 1,5 \cdot 0,6 \cdot q + 1,5 \cdot w_{\text{tryk}}$$

166,841 kNm

### Type 2

Dominerende sne

$$\text{Tryk fra vind } 1,0 \cdot g + 1,0 \cdot q + 1,5 \cdot s + 0,5 \cdot w$$

240,131 kNm

Dominerende vind

$$\text{Sug fra vind } 1,0 \cdot g + 1,5 \cdot 0,6 \cdot q + 1,5 \cdot w_{\text{sug}}$$

178,478 kNm

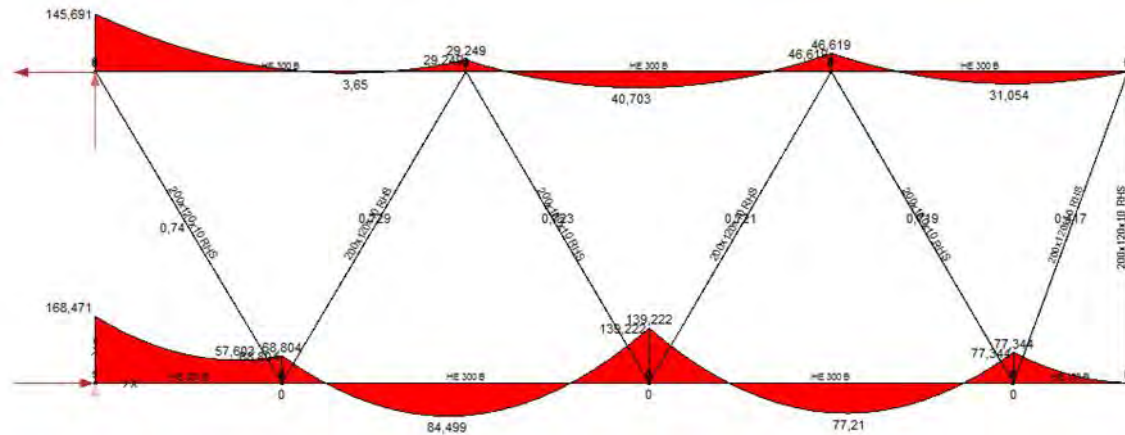
$$\text{Tryk fra vind } 1,0 \cdot g + 1,5 \cdot 0,6 \cdot q + 1,5 \cdot w_{\text{tryk}}$$

222,395 kNm

Af den ovenstående tabel, ses at gittersystem type 1 giver det mindste moment af de 2 gittersystemer. Derfor vælges det at arbejde videre med denne type. Det ses også at den dimensionsgivende lastkombination er dominerende vind, med tryk på taget. I bilag 21 ses momentkraft kurver for de øvrige lastkombinationer.

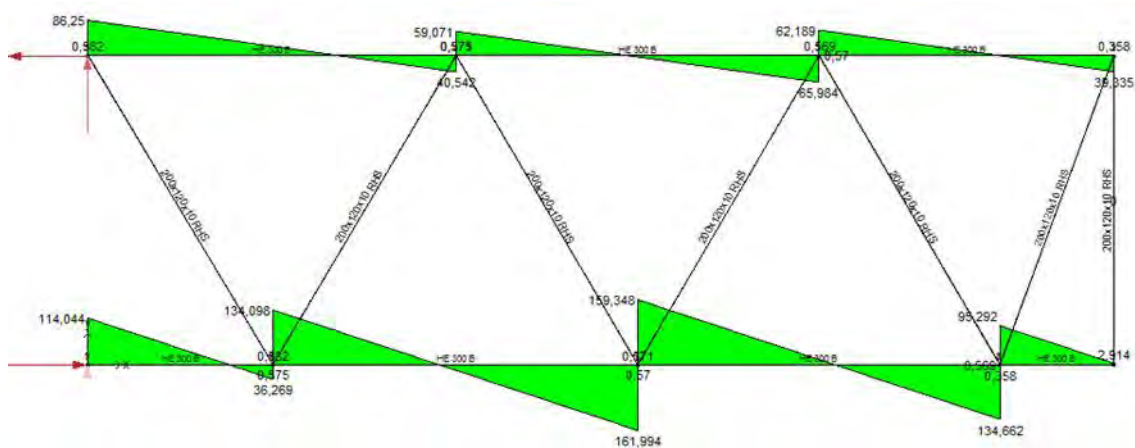
**Snitkraftkurver**

Moment  $M_{Ed} = 168,471 \text{ kNm}$



Momentkurve for type 1, fra Multiframe

Forskydning  $V_{Ed} = 168,471 \text{ kN}$

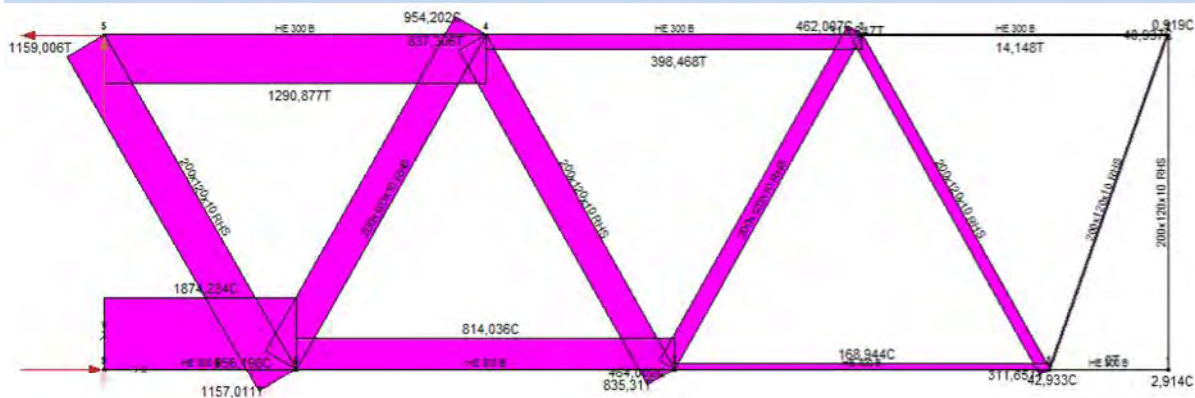


Forskydningskurve for type 1, fra Multiframe

**Normalkraft**

$N_{Ed, \text{træk}} = 1290,877 \text{ kN}$

$N_{Ed, \text{tryk}} = 1874,234 \text{ kN}$



Normalkraftkurve for type 1, fra Multiframe



## Dimensionering af gitterdragere

Det største moment opnås ved indspænding i etagedækket.

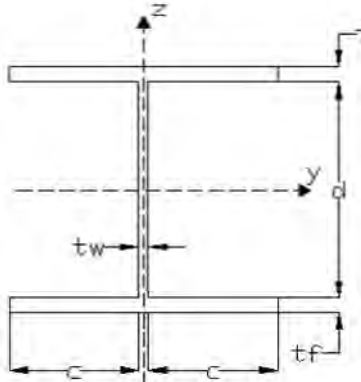
### Forudsat

Det vælges at anvende samme stålstyrke overalt i den udkragede tagkonstruktion.

Stålets flydespænding, S355	$f_y =$	355 MPa
Stålets regningsmæssige flydespænding	$f_{yd} =$	322,73 MPa
Partialkoefficient	$\gamma_{M0} =$	1,10
	$\gamma_{M1} =$	1,20
	$\gamma_{M2} =$	1,35
Stålets trækstyrke	$f_u =$	470 MPa
Partialkoefficient	$\gamma_3 =$	1,00
Elektricitetsmodul	$E =$	2,10E+05 MPa

Som udgangspunkt vælges et HE300B-profil, som er overslagsdimensioneret i projektforslaget.

Dimensioner - HE300B

	Højde	$h =$	300 mm
	Højde, midt flange-midt flange	$h_t =$	281 mm
	Krophøjde	$d =$	262 mm
	Bredde	$b =$	300 mm
		$c =$	144,5 mm
	Kroptykkelse	$t_w =$	11 mm
	Flangetykkelse	$t_f =$	19 mm
	Tværsnitsareal	$A =$	14900 mm <sup>2</sup>
	Inertimoment om y-aksen	$I_y =$	2,52E+08 mm <sup>4</sup>
	Inertimoment om z-aksen	$I_z =$	8,56E+07 mm <sup>4</sup>
	Wælvings inertimomentet	$I_w =$	1,69E+12 mm <sup>6</sup>
	Væltningens inertimomentet	$I_v =$	1,86E+06 mm <sup>4</sup>
	Modstandsmoment, plastisk	$W_{pl} =$	1868000 mm <sup>3</sup>
	Rundingsradius	$r =$	27 mm

Tværsnitsklasse 1

### Øvre gitterdrager - trækpåvirket

Tværsnittet i gitterdragerne er påvirket af moment, normalkraft og forskydning.

Spændingerne findes ud fra en elastisk fordeling.

Som en forenkling, undersøges det om forskydningskraften ikke overstiger halvdelen af tværsnittets forskydningsbæreevne.

Det vælges at forskydningen optages i profilets krop, og normalkraft og moment optages i flangerne.

	$A_v =$	3300 mm <sup>2</sup>
Forskydningsbæreevnen	$V_{Ed} \leq V_{Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$	$V_{Rd} =$ 614,88 kN

Kontrol OK

Overholder forskydningskraften halvdelen af tværsnittets forskydningsbæreevne OK

Dermed kan hele tværsnittet regnes for virksomt ved eftervisning af moment- og normalkraftbæreevnen.

$$\text{Normalspændingen fra normalkraft: } \sigma_N := \frac{N_{Ed}}{A} \quad \sigma_N = 164,41 \text{ MPa}$$

$$\text{Afstand fra tyngdepunktslinjen} \quad z = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Normalspændingen fra momentet} \quad \sigma_M := \frac{M_{Ed} \cdot z}{I_y} \quad \sigma_M = 100,40 \text{ MPa}$$

$$\text{Kontrol} \quad \sqrt{(\sigma_N + \sigma_M)^2} \leq f_y \quad \underline{OK}$$

### Undersøgelse for kipning

Der undersøges om der er sandsynlighed for kipning, overholdes betingelsen er kipningsundersøgelsen unødvendig.

$$\frac{l \cdot h_t}{b \cdot t} < 0,12 \cdot \frac{E}{f_y}$$

$$\frac{l \cdot h_t}{b \cdot t} = 0,70$$

$$\text{Kontrol} \quad 0,12 \cdot \frac{E}{f_y} = 70,99 \quad \underline{OK}$$

Det er derfor ikke nødvendigt at gå videre med kipningsundersøgelsen.

### Nedre gitterdrager - trykpåvirket

$$\text{Bæreevne for tværsnitsklasse 1} \quad N_{Ed} \leq N_{cRd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad N_{cRd} = 4808,64 \text{ kN}$$

$$\text{Kontrol} \quad \underline{OK}$$

### Kontrol af søjlevirkning

Der kigges på udbøjning om den svage akse (z-aksen)

$$\text{Fri søjlelængde} \quad l_s = 2 \cdot l \quad l_s = 28400 \text{ mm}$$

$$\text{Kritisk søjlekraft} \quad N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_s^2} \quad N_{cr} = 219966,3 \text{ N}$$

$$\text{Relativ slankhedsforhold} \quad \lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \lambda = 4,90$$

$$\text{Imperfektionsfaktor for valsede profiler } h/b < 2 \quad \alpha = 0,34$$

$$\text{Hovedprojekt} \quad \phi := 0,5 \cdot (1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

Tagkonstruktion Ingeniørhøjskolen i KBH

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2) \quad \Phi = 13,32$$

Søjlereduktionsfaktor  $\chi := \frac{1}{\phi \cdot \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad \chi = 0,0061$

Søjle bæreevnen  $N_{bRd} := \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{m1}} \quad N_{b,rd} = 26707,61 \text{ kN}$

Kontrol OK

### Undersøgelse af et pladefelt for begyndende foldning

Der vil være sandsynlighed for foldning i den nedre gitterdrager, hvor den fastholdes på den øvrige bygning.

Pladefeltets dimensioner

Foldningskoefficienter

Normalspændingen  $N/A = 0,126 \text{ kN/mm}^2$

Bøjningsspændingen  $M/W = 0,09 \text{ kN/mm}^2$

$\sigma_{act1} = N/A + M/W \quad \sigma_{act1} = 0,22 \text{ kN/mm}^2$

$\sigma_{act2} = N/A - M/W \quad \sigma_{act2} = 0,04 \text{ kN/mm}^2$

$\psi = \sigma_{act2} / \sigma_{act1} \quad \psi = 0,16$

Da  $0 > \psi > -1$ , benyttes denne formel, fra EN1993-1-5. Tabel 4.1

Foldningskoefficienten, normalspænding (8)  $k_{\sigma} := \frac{8,2}{1,05 + \psi} \quad k_{\sigma} = 6,75$

Foldningskoefficienten, forskydningsspænding (12)  $k_{\tau} = 5,34$

Kritiske spændinger

Kritisk normalspænding  $\sigma_{cr} = 0,903 \cdot k_{\sigma} \cdot E \cdot (t/b)^2 \quad \sigma_{cr} = 2256,25 \text{ MPa}$

Kritisk forskydningsspænding  $\tau_{cr} = 0,903 \cdot k_{\tau} \cdot E \cdot (t/b)^2 \quad \tau_{cr} = 1784,97 \text{ MPa}$

Relativt slankhedsforhold

Det relative slankhedsforhold, normalkraft  $\lambda = kvrod(f_y / \sigma_{cr}) \quad \lambda_{\sigma} = 0,40$

Det relative slankhedsforhold, forskydningskraft  $\lambda = kvrod(f_y / \tau_{cr}) \quad \lambda_{\tau} = 0,11$

Spændingen

Normalspændingen  $\sigma_b = f_y / \gamma_m \quad \sigma_b = 322,73$

Forskydningsspænding  $\tau_b = f_y / (\gamma_m \cdot kvrod(3)) \quad \tau_b = 186,33$

Kontrol

Aktuel spænding

Aktuel normalspænding

$$\sigma_{act1} = 2,16E-01 \text{ kN/mm}^2$$

$$\sigma_{act2} = 3,56E-02 \text{ kN/mm}^2$$

Forskydningsareal

$$\tau_A = 4735 \text{ mm}^2$$

Aktuel forskydningsspænding

$$\frac{\tau_{last}}{\tau_A}$$

$$\tau_{act} = 3,56E-02$$

Krav

$$(\sigma_{act}/\sigma_b)^2 + (\tau_{act}/\tau_b)^2 \leq 1$$

$$\sigma_{act1} \text{ benyttet} = 4,84E-07 \text{ OK}$$

$$\sigma_{act2} \text{ benyttet} = 4,86E-08 \text{ OK}$$

Dermed er sandsynligheden for foldning udelukket.

### Undersøgelse med hensyn til udbøjning

Udbøjning, fra Multiframe

$$u = 40,03 \text{ mm}$$

Krav

$$\frac{2 \cdot l}{200}$$

$$142,00 \text{ mm}$$

OK

### Dimensionering af gitre

Der er charnierer i hver ende af gitrene, så disse kun optager normalkraft.

Forudsat

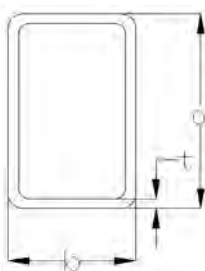
Maks. normalkraft i gitrene - Trækraft

$$N_{Ed, g \text{ træk}} = 1157,011 \text{ kN}$$

Maks. normalkraft i gitrene - Trykkraft

$$N_{Ed, g \text{ tryk}} = 954,202 \text{ kN}$$

Det vælges af anvende RHS 200x120x10 mm



Højde

$$a = 200 \text{ mm}$$

Bredde

$$b = 120 \text{ mm}$$

Godstykkelse

$$t = 10 \text{ mm}$$

Areal

$$A = 5890 \text{ mm}^2$$

Inertimoment om y-aksen

$$I_y = 3,03E+07 \text{ mm}^4$$

Inertimoment om z-aksen

$$I_z = 1,34E+07 \text{ mm}^4$$

### Kontrol af bæreevne for trækstang i gitteret

Træk i tværsnittet

$$N_{u,Rd} := \frac{0,9 \cdot A \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{uRd} = 1845,53 \text{ kN}$$

Kontrol

OK

### Kontrol af søjlevirkning for en trykstang i gitteret

Der kigges på udbøjning om den svage akse (z-aksen)

Fri søjlelængde	$l_s = l$	$l_s = 5126 \text{ mm}$
Kritisk søjlekraft	$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_s^2}$	$N_{cr} = 1056979,7 \text{ N}$
Relativ slankhedsforhold	$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$	$\lambda = 1,406$
Imperfektionsfaktor for valsede profiler $h/b < 2$		$\alpha = 0,34$
	$\phi := 0,5 \cdot (1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$	$\phi = 1,69$
Søjlereduktionsfaktor	$\chi := \frac{1}{\phi \cdot \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$	$\chi = 0,625$
Søjle bæreevnen	$N_{bRd} := \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{m1}}$	$N_{b,rd} = 1088,86 \text{ kN}$
Kontrol		<u>OK</u>



# Spændkabler

Optimering af design

SKANDINAVISK

Spændbeton



Foto:

Forside:	Tuborg Syd, kanalbro, rådgiver: Cowi, hovedentreprenør: Aarsleff, 18 stk 13C15 kabler
Side 3:	Knullen, rådgiver: Rambøll, hovedentreprenør: Jorton, 8 stk 19C15 kabler
Side 4:	EN10138-3 Y1860S7 - 15,7 - R1 - F2
Side 5:	Amager Strandpark, rådgiver: NIRAS A/S, hovedentreprenør: Hoffmann, 8 stk. 13C15 kabler
Side 6:	13C15 forankring
Side 7:	1F15 forankring
Side 8:	Blikrør jf EN 523
Side 9:	Sundøy Bro, Norge, rådgiver: AAS-Jakobsen, hovedentreprenør: AF Sundøybrua (NCC + AS Anlegg) 264 stk. 13C15 kabler
Side 9:	Tietgenkollegiet, rådgiver: Cowi, hovedentreprenør: Pihl & Søn 250 stk 7C15 og 20 stk 19C15 kabler samt 191 spændstænger
Side 10:	Amager Strandpark, rådgiver: NIRAS A/S, hovedentreprenør: Hoffmann, 8 stk. 13C15 kabler
Side 12:	Monokobler
Side 13:	Passiv forankring til indstøbing
Side 13:	Sjölunderviadukten, Malmø - passive forankringer, rådgiver: Centerlöf & Holmberg hovedentreprenør: NCC, 94 stk 19C15kabler med 84 passiv instøbte forankringer og 18 koblinger
Side 14:	Spiralarmering
Side 16:	Dybbølbro, rådgiver: Rambøll, hovedentreprenør: Højgaard & Schultz 8 stk. 12L15 og 274 stk 6L13 kabler
Side 16:	Kile til forankring
Side 18:	Håndtering af donkraft, projekt: Knullen, rådgiver: Rambøll, hovedentreprenør: Jorton 8 stk 19C15 kabler
Bagside:	Kontroltårn Kastrup Lufthavn, rådgiver: Moe & Brødsgaard , hovedentreprenør: Pihl & Søn 2 stk 13C15, 2 stk 7C15 kabler samt 10 spændstænger

Fotograf:

- Diverse produkter / dele af forankringssystemet: Casper Sejersen.
- Tietgenkollegiet: Casper Sejersen
- Bro ved Amager Strandpark med svaner: Lea Meilandt Mathiesen / SCANPIX
- Dybbølbro: Kasten Bidstrup / POLFOTO

# Introduktion

Efterspænding af betonkonstruktioner er i mange tilfælde det optimale valg i forbindelse med såvel anlægsprojekter som byggeri. Skandinavisk Spændbeton har siden 1947 udført spændarmeringsopgaver med liner, kabler og stænger.

Denne brochure har fokus på at hjælpe designere med systemparametre for spændkabler i relation til Eurocodes og Freyssinets ETA -06/0226. Fokus er derfor på de mest almindelige og økonomiske fordelagtige anvendelsesmuligheder, efter behov kan yderligere informationer hentes i ETA 06/0226

Brochuren beskriver spændkabelsystemet i sin klassiske form til anvendelse i broer og andre anlægsarbejder som siloer m.m. Skandinavisk Spændbeton har også gode erfaringer med anvendelse af systemet i byggeri til lodret

stabiliserende efterspænding af kerner, efterspænding af dækkonstruktioner m.m.

Skandinavisk Spændbeton står gerne til disposition med uddybende information i forbindelse med såvel anlægsopgaver som byggeri.

## Altid nyeste viden

Både lovgivning, normer og selve spændsystemerne udvikler sig hele tiden. Skandinavisk Spændbeton ønsker at give designere mulighed for at arbejde på et opdateret grundlag. Derfor tilbyders løbende fremsendelse af rettelser og opdatering til denne brochure. Du kan tilmelde dig denne service. Tilmelding kan ske via [www.spændbeton.dk](http://www.spændbeton.dk)



*Knullen, 8 stk. 19C15 - traditionel bro*



# Generelt

## Terminologi:

### Stål:

**Kabel:** Består af flere liner – der dimensioneres med kabler, hvert kabel er forankret i en forankringsblok i hver ende.

**Line:** Består af flere tråde (normalt anvendes 7 tråde), trådene er snoet sammen til en line, normalt en central tråd med 6 snoede tråde omkring. Stål leveres som liner og samles på byggepladsen til kabler (kan evt. leveres som prefabrikeret kabler)



EN10138-3 Y1860S7 - 15,7 - R1 - F2

**Tråde:** Tråde er den form stålet har på stålværket – før stålværket samler trådene til liner. Historisk har der tidligere været foretaget efterspænding med tråde, denne praksis er man gået bort fra (for arbejdskrævende).

### Forankringer:

Der anvendes to forskellige typer af forankringer

**C-system (cirkulært, se side 6):**

- Klassisk system hvor liner er placeret i en rund forankringsblok
- Kablet kan bestå af 3 til 55 liner
- Som standard anvendes 3, 4, 7, 13 og 19 liner
- Linerne kan placeres i korrugerede foringsrør både før og efter støbning

**F-system (fladt, se side 7):**

Linerne er placeret i et fladt anker med integreret forankringsblok

- Kablet kan bestå af 1, 3 eller 4 liner
- Systemet er velegnet til konstruktioner hvor der er fokus på minimering af tykkelsen (fx vægge eller dæk)
- Der kan anvendes flade foringsrør
- Systemet er meget velegnet til unbondede monokabler – hvor entreprenøren kan placere kablerne selv og Skandinavisk Spændbeton efterspænder.
- Linerne skal placeres før støbning

### Bonded (injiceret) efterspænding:

Kablerne trækkes i foringsrør (korrugerede stålrør jf. EN 523 eller flade rør) og efterspændes.

Herefter injiceres foringsrøret med cementmørtel. Denne beskytter både imod korrosion samt overfører kræfter fra kablet lokalt igennem foringsrøret og ud i betonkonstruktionen.

Fordele:

- Optimal kraftoverførsel imellem konstruktion og kabler
- Stor sikkerhed, hvis et kabel efterfølgende brydes, så vil kablet en forankringslængde væk have samme egenskaber som før bruddet
- Det er muligt at isukke stålet både før og efter støbning af hovedkonstruktionen (med C-System).

### Unbonded (uinjiceret) efterspænding:

Kablerne løber igennem foringsrør (af plast eller stål), røret er injiceret med enten fedt eller voks.

Arbejdet kan laves på samme måde som bonded efterspænding, eller der kan anvendes monokabler, hvor hver enkelt line er fedtindsurt og har sin egen plastkappe.

Fordele:

- Unbondede kabler kan udskiftes
- Monokabler kan tilsiøre en slankere konstruktion
- Monokabler kan placeres og indstøbes direkte i konstruktionen af betonentreprenøren – således skal der kun anvendes specialister til efterspændingen
- Monokabler kan placeres mere fleksibelt i fx dækkonstruktioner, hvilket gør en excentrisk kabelføring simple

# Stålegenskaber

Antal liner	Kabel	$A_p$	$f_{pk}$	$P_{maks}$	$P_{m0}(x)$
Stk.	navn	mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN
1	1F15	150	279	221	209
3	3C15	450	837	664	627
3	3F15	450	837	664	627
4	4C15	600	1116	886	836
4	4F15	600	1116	886	836
7	7C15	1050	1953	1550	1464
9	9C15	1350	2511	1993	1882
12	12C15	1800	3348	2657	2509
13	13C15	1950	3627	2878	2718
19	19C15	2850	5301	4207	3973
22	22C15	3300	6138	4871	4600
25	25C15	3750	6975	5535	5228
27	27C15	4050	7533	5978	5646
31	31C15	4650	8649	6863	6482
37	37C15	5550	10323	8192	7737
55	55C15	8250	15345	12177	11500

Kabler der er markeret med blå, er standardkabler som lagerføres i DK

Der anvendes stål jf. DSF/prEN 10138-3

$P_{maks}$  lægges til grund for beregning af spændlister.  $P_{maks}$  er den maksimale kraft som bliver påført spændarmeringen under opspændingen.

$P_{m0}(x)$  anvendes i designfasen i forbindelse med bestemmelse af de umiddelbare tab (låsetab, friktion, korttidsrelaksation og elastisk deformation af betonen).  $P_{m0}(x)$  er således den maksimale kraft som er til stede umiddelbart efter at opspændingen er fuldført.

Standardline: $\varnothing 15,7$ mm, 150 mm <sup>2</sup> , 1860 MPa			
Nominel	Trækstyrke	$f_p$ (N/mm <sup>2</sup> )	1860
	Diameter	d (mm)	15,7
	Tværsnitsareal	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	150
	Masse	M (g/m)	1172
Karakteristisk	Brudstyrke	$f_{pk}$ (kN)	279
	0,1 % spænding	$f_{p0,1k}$ (kN)	246
	Elasticitetsmodul	$E_p$ (GPa)	195
Maksimal	Forspændingskraft*	$P_{maks}$ (kN)	221
	Initialforspændingskraft**	$P_{m0}(x)$ (kN)	209

\* er den kraft der påføres ved den aktive ende under opspændingen før overførsel til konstruktionen (90 % af  $f_{p0,1k}$ )  
 \*\* er spændingen i armeringen umiddelbart efter opspænding og overførsel til konstruktionen (85 % af  $f_{p0,1k}$ )

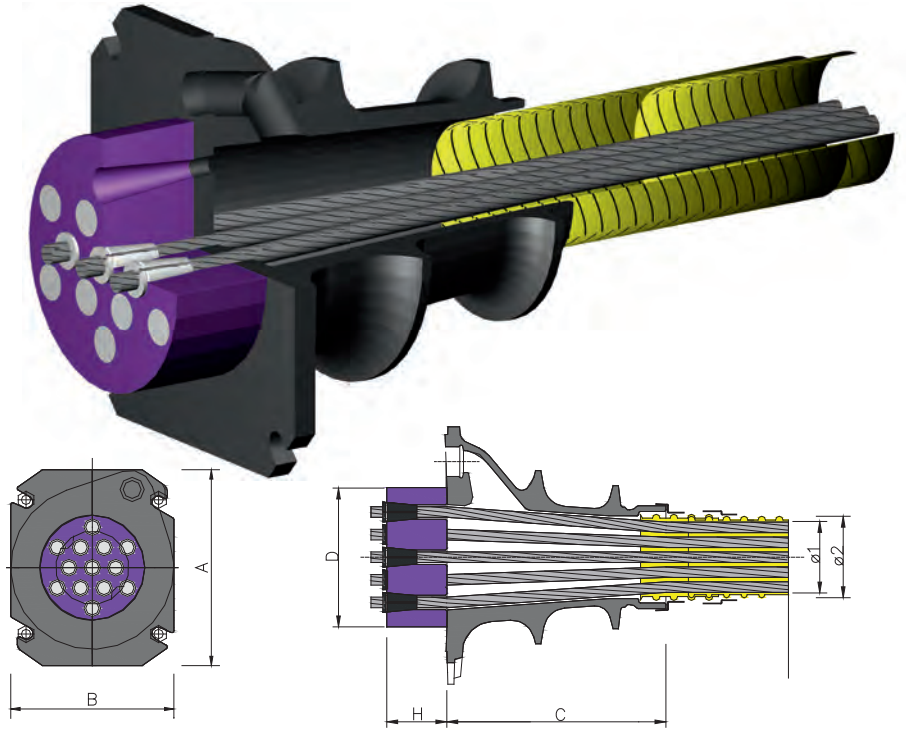


Amager Strandpark

# C-System



13C15 Forankring



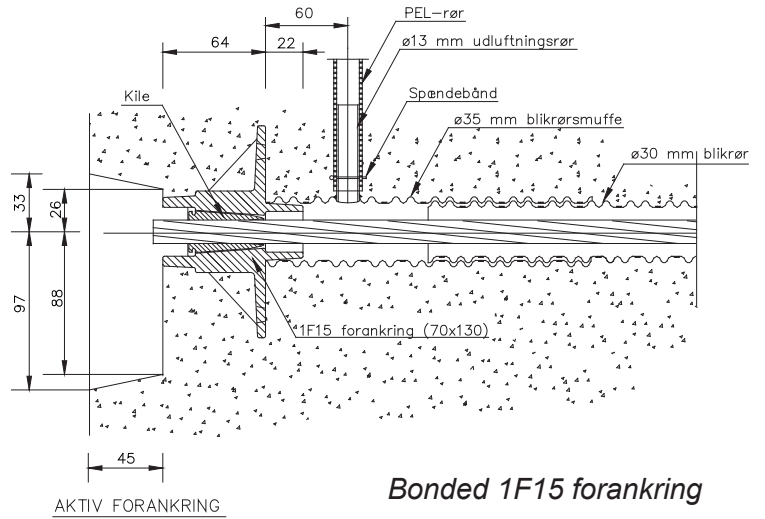
Kabel	A	B	C	D	H	In-Situ Ø1*	In-Situ Ø1**	Element Ø1***
3C15	150	110	120	85	50	40	45	70
4C15	150	120	125	95	50	45	50	70
7C15	180	150	186	110	55	60	65	80
9C15	225	185	260	150	55	65	70	85
12C15	240	200	165	150	65	80	85	100
13C15	250	210	246	160	70	80	85	100
19C15	300	250	256	185	80	95	100	125
22C15	330	275	430	220	90	105	110	-
25C15	360	300	400	230	95	110	115	-
27C15	350	290	360	220	100	115	120	-
31C15	385	320	346	230	105	120	125	-
37C15	420	350	466	255	110	130	135	-
55C15	510	420	516	300	145	160	165	-

\* Rør dimension (indvendig diameter) jf. ETA, der anvendes ved in-situ konstruktioner, hvor kabler placeres i foringsrøret før støbning.

\*\* Rør dimension (indvendig diameter) anbefalet i in-situ konstruktioner, når kabler iskubbes i foringsrøret efter støbning.

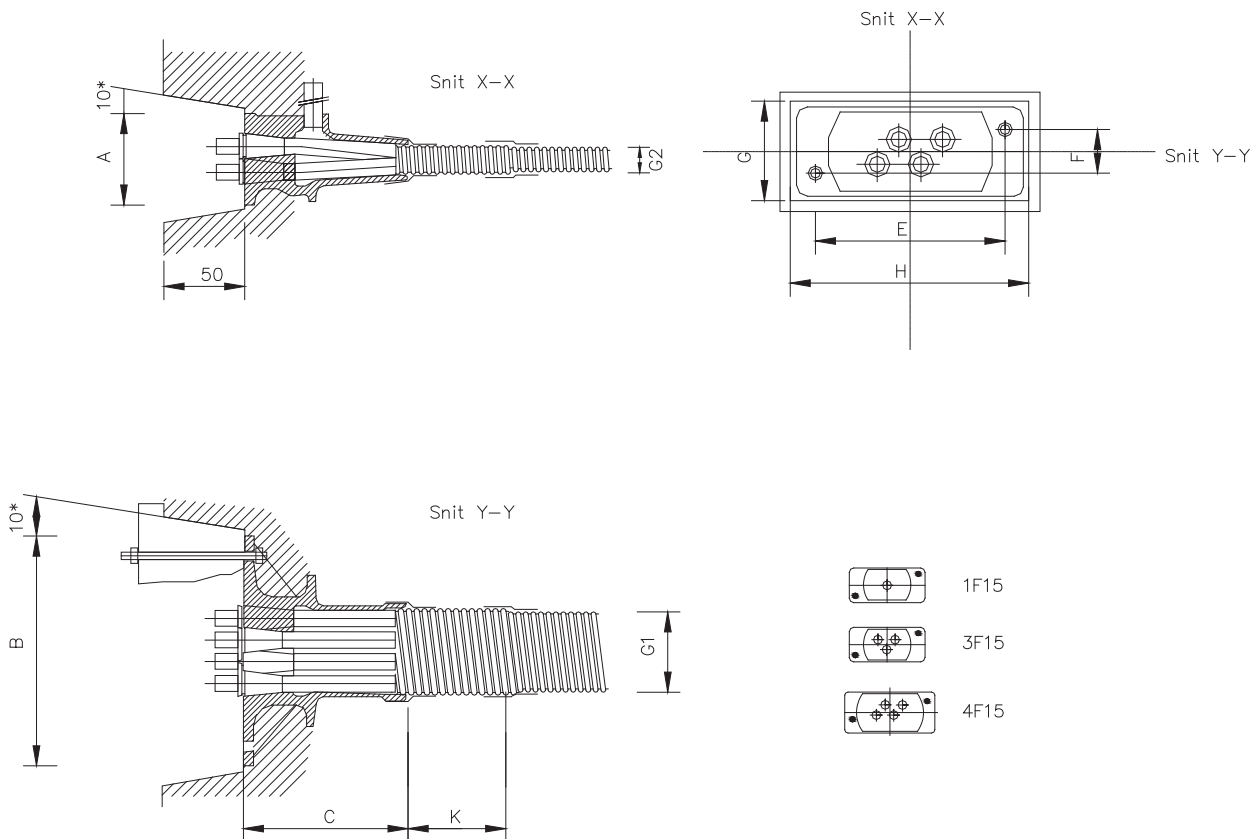
\*\*\* Rør dimension (indvendig diameter) anbefalet til elementbyggeri (primært lodret) – større rør grundet placeringstolerancer i elementer, samt antallet af elementer linerne skal igennem (sværhedsgrad).

# F - System



Kabel	A	B	C	E	F	K	G1 x G2
1F15 bonded	70	130	86	100	0	250	Ø 30*
1F15 unbonded	70	130	86	100	0	117	-
3F15 bonded	85	190	163	160	55	200	58 x 21
3F15 unbonded	85	190	163	160	55	-	-
4F15 bonded	90	230	163	190	45	200	75 x 21
4F15 unbonded	90	230	163	190	45	-	-

\* Ved en enkelt line anvendes cirkulært rør





# Blikrør

## Foringsrør

Blikrør anvendes generelt som foringsrør i beton. Normalt injiceres rørene efterfølgende med en injektionsmørtel for at opnå en effektiv korrosionsbeskyttelse, en god lokal kraftoverførsel samt størst muligt betontværsnit.

Blikrør er korrugerede for at sikre en god lokal kraftoverførsel i konstruktionen. Korrugeringen gør at den ydre diameter af et blikrør er 6 – 8 mm større end den indvendige diameter, hvilket der skal tages hensyn til i design af konstruktionen.

Almindeligvis anvendes cirkulære blikrør, som er fremstillet efter EN 523. Der er to kategorier af blikrør: Kategori 1 (normal) og kategori 2 (stiv/rigid).

Kategori 1 er lettere at placere, hvorimod kategori 2 pga. sin stivhed vil være placeret mere retlinet, således at friktionstab minimeres.

I Danmark foreskriver Vejdirektoratets AAB at der skal anvendes kategori 2 rør i brokonstruktioner.



Blikrør jf. EN 523

Der er følgende krav til blikrør i kategori 1 og 2

Kategori	Diameter d mm	[25;35[	[35;45[	[45;55[	[55;65[	[65;75[	[75;85[	[85;100[	[100;130[
1	Godstykkelser	0,25	0,25	0,30	0,30	0,35	0,35	0,40	0,40
2			0,40	0,45	0,45	0,50	0,60	0,60	0,60

Foringsrøret kan også være rektangulært til brug for flade forankringer (F-system), rektangulære foringsrør er ikke inkluderet i EN 523.

Rektangulære foringsrør leveres således:

Forankring	Dimension bredde • højde
3F15	58•21 mm
4F15	75•21 mm

## Placering af foringsrør

Umiddelbart bag forankringen skal foringsrøret være placeret retlineært i en længde på mindst 6 gange den indvendige diameter af foringsrøret, før et evt. kurvet placeringsforløb påbegyndes. Foringsrøret skal understøttes med et interval på max. 1 m (dog 0,5 m i stærkt kurvede forløb).

Foringsrør må ikke røre hinanden, når de krydser, og der skal være plads til en effektiv udstøbning imellem dem.

Rektangulære foringsrør er sårbare overfor tryk under støbning, hvorfor kabler bør trækkes i foringsrøret før støbning.

## Radius af kurvet placeringsforløb

Som udgangspunkt må foringsrør placeres med en kurveradius på 100 gange den indvendige diameter af foringsrøret. For rektangulære rør 100 gange dimensionen af røret i den pågældende akse.

Monokabler (plastbelagte fedtindsmurte liner som placeres enkeltvis) må have en kurveradius lig 2,5 m.

Det er muligt at placere monokabler med en kurveradius på 0,6 m (ved 180° drejning). En sådan placering er at regne som en passiv indstøbt forankring.

Kurveradius kan generelt minimeres til 20 gange den indvendige dimension hvis følgende forudsætninger er opfyldt:

- Radius ikke er under 1,3 m.
- At spændingen i kablet er under 70% af brudstyrken i områder hvor radius er under 3,0 m
- Den samlede vinkeldrejning er under  $3\pi/2$  radianer
- Skarpe kurver bliver betragtet som passive forankringer hvis vinkeldrejningen er over  $\pi/2$  radianer.

## Alternativer:

Det er muligt at anvende monokabler placeret i bundter af 3 direkte i betonen eller i foringsrør.

Ligeledes kan der injiceres med fedt eller voks i stedet for cementmørtel hvis der ønskes en unbonded løsning. Spændkabler kan også placeres eksternt i foringsrør af plast. Det er også muligt at lave løsninger hvor spændkablet er elektrisk isoleret. For alle alternativer, kontakt Skandinavisk Spændbeton for mere specifik vejledning.

# Anlæg og Byggeri



*Sundøy Bro, Norge - Fri frembygning med langt spænd*

## **Anlægsarbejder**

Spændarmering anvendes traditionelt i anlægsarbejder. Skandinavisk Spændbeton deltager aktivt i arbejdet omkring optimering af anlægsarbejder og anvendes i høj grad som et skandinavisk videncenter på spændarmingsområdet.

## **Byggeri**

Spændarmering anvendes også i byggeriet.

**Lodret efterspænding:** Ved lodret efterspænding etableres stabiliserende kerner i konstruktionen. Lodret efterspænding anvendes både i in-situ og elementbyggeri.

I elementbyggeri anvendes større blikrørdimensioner end de dimensioner, der fremgår af ETA. Dette skyldes elementleverandørernes tolerancer for placering af blikrør. Skandinavisk Spændbeton arbejder tæt sammen med elementfabrikkerne og leverer forankringer og øvrige dele, der skal indbygges i elementerne.

**Efterspændte dæk:** Efterspænding af in-situdæk i byggeriet giver større stabilitet (skivevirkning) og mulighed for optimering af dækhøjde, større fleksibilitet m.m.

Kontakt Skandinavisk Spændbeton for nærmere informationer om brug af spændarmering i byggeprojekter.

Tegningsdetaljer til stilles naturligvis til rådighed for byggeriets parter.





# Forankringszoner

Forankringszonen er nærmiljøet omkring forankringen. Det er i denne zone, at forankringsarmeringen er placeret.

Størrelsen af forankringszonen afhænger både af betonstyrken og forankringen.

For C-systemet er forankringszonen som udgangspunkt kvadratisk. For F-systemet er forankringszonen som udgangspunkt rektangulær.

Forankringszonens dimensioner er i tabellerne herunder angivet ved: kantafstande  $x$  og  $y$ , dybde i konstruktionen  $h$ .

Jf. ETAG 013 kan forankringszonens udformning ændres således at der opnå et mere rektangulært tværsnit. Det sker ved at forkorte den ene akse og tilsvarende forlænge den anden akse. Derved bliver det muligt at lave en tyndere konstruktion (fx vægge og dæk). Der må maksimalt ændres med 15%, således bliver parametrene for den rektangulære forankringszone:

$$X_R = 0,85 \cdot x, Y_R = 1,15 \cdot y \text{ og } H_R = 1,15 \cdot h$$

Kontakt Skandinavisk Spændbeton for nærmere information.

	$f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$			$f_{cm,0} = 44 \text{ MPa}$			$f_{cm,0} = 60 \text{ MPa}$		
	$x$	$y$	$h$	$x$	$y$	$h$	$x$	$y$	$h$
3C15	220	220	440	200	200	400	180	180	360
4C15	250	250	500	220	220	440	200	200	400
7C15	330	330	660	260	260	520	240	240	480
9C15	380	380	760	300	300	600	280	280	560
12C15	430	430	860	320	320	640	300	300	600
13C15	450	450	900	340	340	680	310	310	620
19C15	530	530	1060	400	400	800	380	380	760
22C15	590	590	1180	430	430	860	410	410	820
25C15	630	630	1260	460	460	920	440	440	880
27C15	650	659	1300	480	480	960	470	470	940
31C15	690	690	1380	520	520	1040	500	500	1000
37C15	750	750	1500	580	580	1160	540	540	1080
55C15	1070	1070	2140	750	750	1500	690	690	1380

Det er tilladt at interpolere sig frem til forankringszonens størrelse for betonstyrker mellem de angivne i tabellerne. Bemærk at der er tale om middelstyrker, som jf. Eurocode 2 er 8 MPa større end den karakteristiske styrke



Amager Strandpark

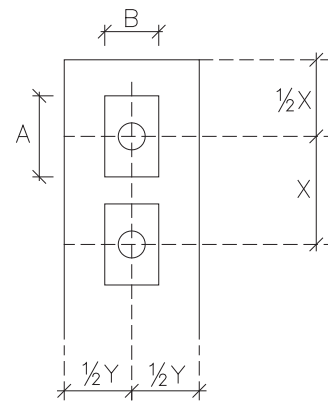
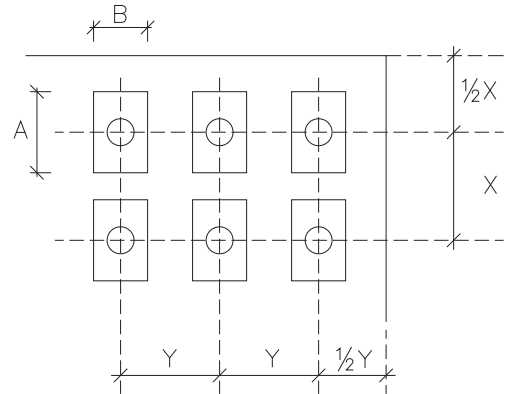
# Kantafstand

## Kantafstand og afstand mellem forankringer.

Den minimale kantafstand og centerafstand imellem forankringer afhænger af betonstyrken. Udgangspunktet for den følgende tabel er en kvadratisk forankringszone for C-systemet og en rektangulær forankringszone for F-systemet.

Ifølge ETAG 013 kan zonerne ændres med op til 15 %, hvilket medfører ændrede kant- og centerafstande.

Ret henvendelse til Skandinavisk Spændbeton, hvis du af hensyn til konstruktionen ønsker at ændre kant- og centerafstande.



	$f_{cm,0} = 24$ MPa	$f_{cm,0} = 44$ MPa	$f_{cm,0} = 60$ MPa
	$x = y$	$x = y$	$x = y$
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690

	$f_{cm,0} = 24$ MPa	
	x	y
1F15	190	140
3F15	390	190
4F15	390	190

### Forudsætninger

Der er regnet med et dæklag på 10 mm over almindelig slap armering. Hvis der er krav til konstruktionen om yderligere dæklag, skal dette tilføjes.

For F-systemet er det forudsat, at forankringen er placeret således, at længdeaksen i forankringen stemmer overens med længdeaksen i forankringszonen.

Det er tilladt at interpolere mellem forskellige kantafstande, hvis der anvendes en anden betonstyrke.



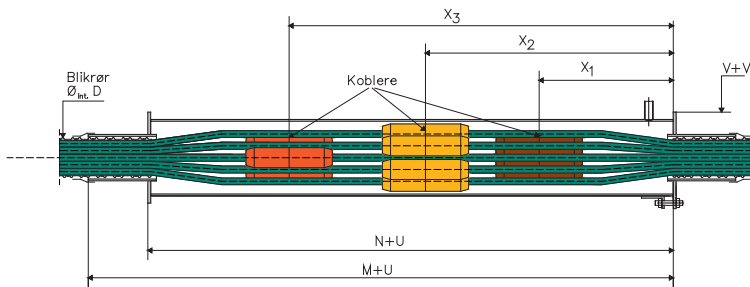
# Kobling af kabler

## Sammenkobling af kabler

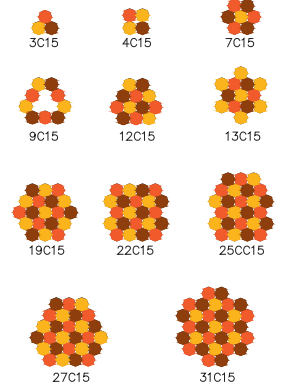
Kabler kan sammenkobles ved, at linerne i kablet samles enkeltvis. Koblingen af den enkelte line sker med en monokobler. Monokoblerne skal placeres forskudt, så kablet forbliver så retlinet som muligt.



Koblere kan anvendes på 2 måder:



## Monokobler



## Viderekobling på uspændt kabel CM-kobling

Koblingen anvendes når det ikke er muligt at føre kablet igennem hele konstruktionen på en gang (fx bro støbt i etaper).

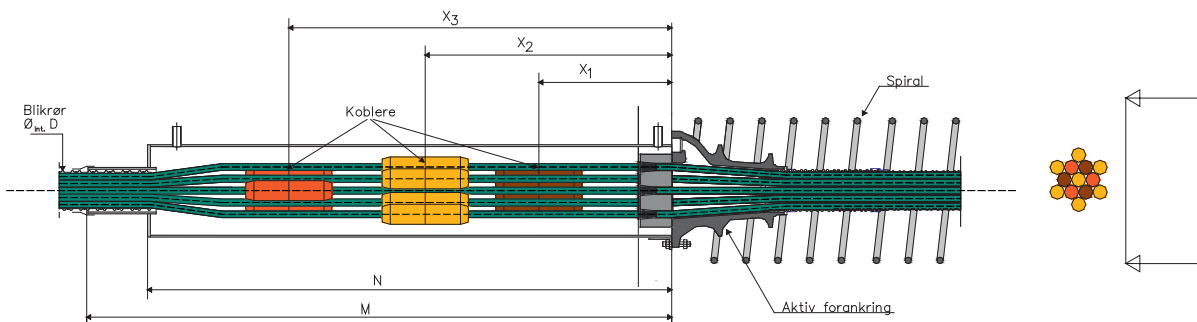
Kablet spændes på en gang, koblernes placering vil blive forskudt længden U (projektafhængig) ved forspændingen af kablet. Derfor skal konstruktionen udformes med en udsparring omkring kobleren, der tillader dette.

## Viderekobling på spændt kabel CL-kobling

Koblingen anvendes primært når et kabel skal opspændes i etaper. Dette kan bl.a. skyldes fysiske forhold eller hensyn til friktionstab. Kablet kan laves så langt som ønsket.

Udgangspunktet er en almindelig forankring med et spændt kabel der ikke er skåret af inde ved blokken efter første opspænding, men i stedet har en længde der gør kobling mulig.

	D	M	N	P	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	V
CL/CM 3C15	40	1050	1000	102	250	500	750	130
CL/CM 4C15	45	1050	1000	127	250	500	750	140
CL/CM 7C15	60	1050	1000	127	250	500	750	150
CL/CM 9C15	65	1100	1050	178	300	500	800	200
CL/CM 12C15	80	1150	1100	104	300	550	800	200
CL/CM 13C15	80	1150	1150	219	300	550	800	200
CL/CM 19C15	95	1200	1150	219	300	550	800	230
CL/CM 22C15	105	1200	1200	273	350	600	800	230
CL/CM 25C15	110	1250	1200	273	350	600	850	250
CL/CM 27C15	115	1300	1250	273	350	600	850	250
CL/CM 31C15	120	1350	1300	273	400	650	900	280
CL/CM 37C15	130	1530	1480	324	400	650	900	310



Monokabler samt kabler i rektangulære foringsrør kan også kobles, kontakt Skandinavisk Spændbeton for vejledning.

SKANDINAVISK

Spændbeton

# Passiv indstøbt forankring



Passiv forankring, klar til indstøbning.

Det er muligt at indstøbe en passiv forankring, hvis projektet ikke tillader adgang til begge ender af kablet under opspænding.

Brug af passiv forankring forudsætter, at der iskubbes stål før støbning og at det tilsikres, at linerne holdes fast i forankringen. Dette sker ved at påføre linerne en klem-bøsning (swage) og efterfølgende montere en plade, som holder kablet i den korrekte position.

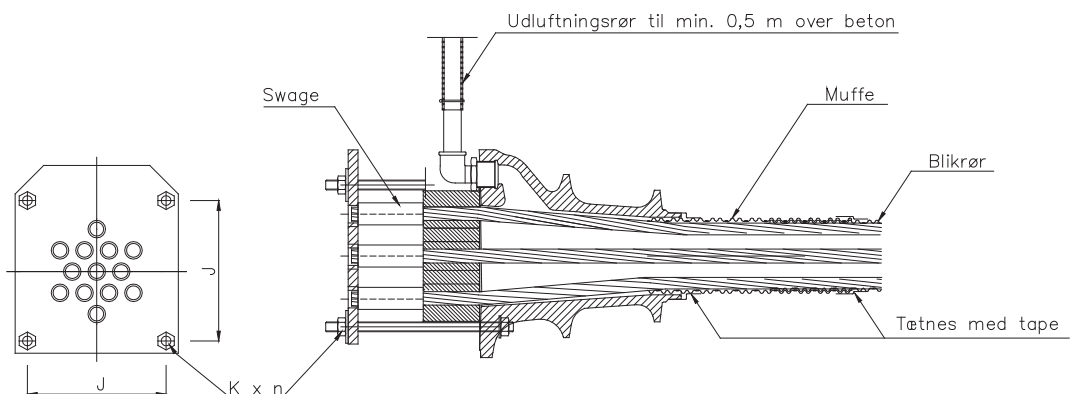


Klar til støbning



Under klargøring

	J	Kxn
3C15	91	M10x2
4C15	101	M10x2
7C15	128	M12x2
9C15	153	M12x4
12C15	168	M12x4
13C15	168	M12x4
19C15	208	M12x4
22C15	248	M16x4
25C15	268	M16x4
27C15	258	M16x4
31C15	268	M16x4
37C15	300	M16x4
55C15	370	M20x4



# Armering i Forankringszonen

Forankringszonen indeholder tre typer armering:

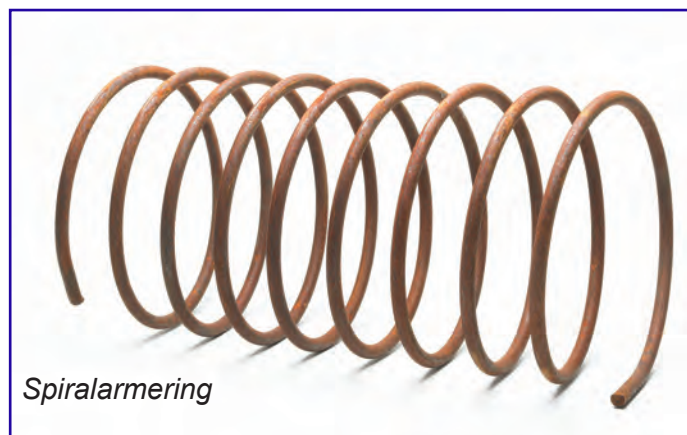
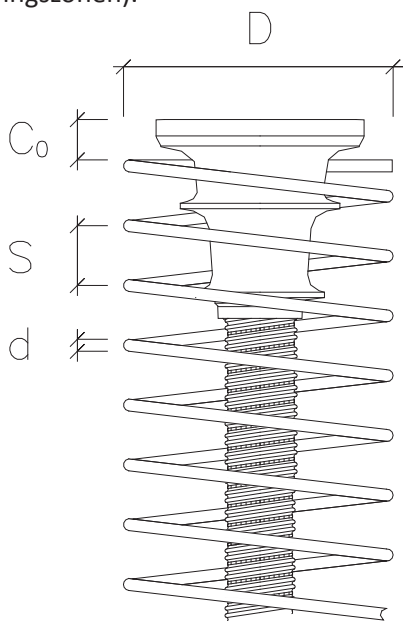
- Forankringsarmering
- Komplementerende armering
- Spaltearmering

Forankringsarmeringen er placeret rundt om forankringen for at sikre mod betonknusning.

Forankringsarmeringen er som udgangspunkt en spiralarmring jf. ETA. Det er tilladt at modificere spiralarmringen, så der kan anvendes bøjlearmering i stedet for.

Omregning fra spiralarmring til bøjlearmering sker efter følgende udtryk:

- Antal bøjler = antal vindinger (stk) i spiralen + 1
- Sidelængde af bøjlen = diameter (D) af spiralen
- $\emptyset$  for bøjlen og "hjørnestænger" =  $\emptyset$  for spiralen (d)
- Afstand i dybden imellem bøjlerne = Stigning (S) på spiralen.
- Længde af de 4 stænger i bøjlernes hjørner = h (dybden af forankringszonen).

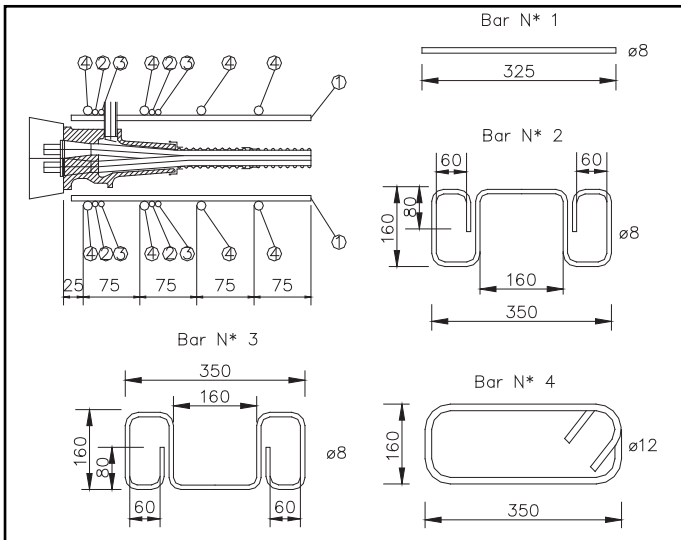


Spiralarmering

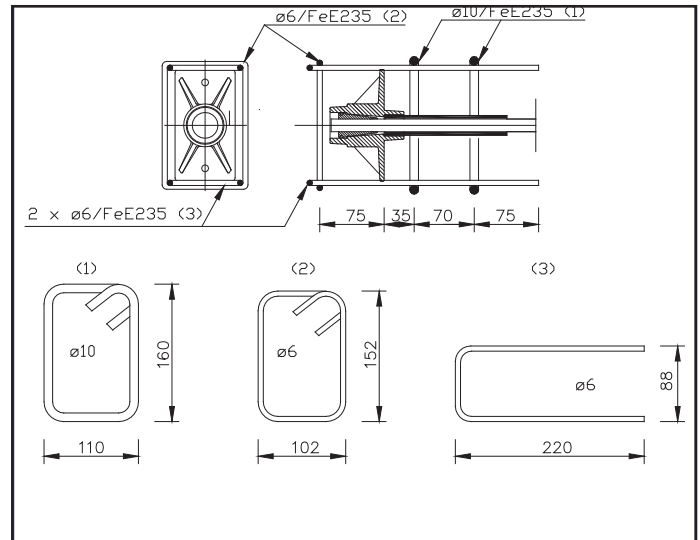
C - System

	Forankringsarmering					Komplementerende armering		
	S	d	stk	C <sub>0</sub>	D	A	d	stk
3C15	50	8	5	40	160	110	8	3
	<b>50</b>	<b>8</b>	<b>5</b>	<b>40</b>	<b>150</b>	<b>150</b>	<b>8</b>	<b>2</b>
	50	8	5	40	150	150	8	2
4C15	60	10	5	40	190	115	10	3
	<b>60</b>	<b>10</b>	<b>5</b>	<b>40</b>	<b>160</b>	<b>250</b>	<b>8</b>	<b>3</b>
	60	10	5	40	160	150	8	2
7C15	60	14	6	40	270	120	10	4
	<b>60</b>	<b>12</b>	<b>6</b>	<b>40</b>	<b>200</b>	<b>140</b>	<b>10</b>	<b>4</b>
	60	12	6	40	200	160	10	3
9C15	70	14	6	40	320	125	12	4
	<b>70</b>	<b>14</b>	<b>6</b>	<b>40</b>	<b>250</b>	<b>150</b>	<b>12</b>	<b>3</b>
	70	14	6	40	250	200	12	2
12C15	70	14	7	40	370	140	16	4
	<b>50</b>	<b>14</b>	<b>7</b>	<b>40</b>	<b>260</b>	<b>240</b>	<b>14</b>	<b>3</b>
	50	14	7	40	260	200	12	2
13C15	70	14	7	40	390	130	16	4
	<b>70</b>	<b>14</b>	<b>7</b>	<b>40</b>	<b>290</b>	<b>120</b>	<b>14</b>	<b>4</b>
	70	14	7	40	290	135	12	3
19C15	60	16	8	40	470	180	20	4
	<b>60</b>	<b>16</b>	<b>8</b>	<b>40</b>	<b>320</b>	<b>200</b>	<b>16</b>	<b>3</b>
	60	16	8	40	320	250	10	4
22C15	70	16	8	40	510	130	20	5
	<b>70</b>	<b>16</b>	<b>8</b>	<b>40</b>	<b>350</b>	<b>160</b>	<b>14</b>	<b>4</b>
	70	16	8	40	360	240	12	3
25C15	80	20	7	40	550	150	20	5
	<b>80</b>	<b>20</b>	<b>7</b>	<b>40</b>	<b>380</b>	<b>165</b>	<b>16</b>	<b>4</b>
	80	20	7	40	390	220	10	3
27C15	80	20	7	40	570	160	20	5
	<b>80</b>	<b>20</b>	<b>7</b>	<b>40</b>	<b>400</b>	<b>165</b>	<b>16</b>	<b>3</b>
	80	20	7	40	400	220	12	3
31C15	80	20	7	40	600	140	20	6
	<b>80</b>	<b>20</b>	<b>8</b>	<b>40</b>	<b>420</b>	<b>210</b>	<b>16</b>	<b>3</b>
	80	20	8	40	420	220	14	3
37C15	90	20	7	40	660	130	25	5
	<b>90</b>	<b>20</b>	<b>9</b>	<b>40</b>	<b>520</b>	<b>210</b>	<b>20</b>	<b>4</b>
	90	20	9	40	470	180	16	3
55C15	100	25	9	40	930	200	20	6
	<b>100</b>	<b>25</b>	<b>10</b>	<b>40</b>	<b>650</b>	<b>250</b>	<b>20</b>	<b>4</b>
	100	25	9	40	600	180	16	3

("normal" skrifttype:  $f_{cm,o} = 24$  MPa, "fed" skrifttype:  $f_{cm,o} = 44$  MPa, "kursiv" skrifttype:  $f_{cm,o} = 60$  MPa)



3/4 F15 Forankringsarmering



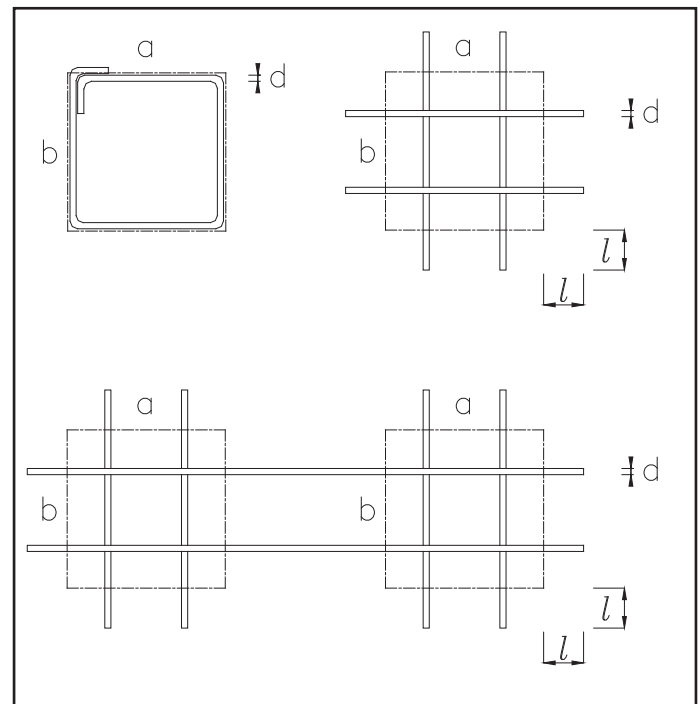
1F15 Forankringsarmering

Komplementerende armering er den armering, som antages at være i forankringszonen før placering af forankringsarmeringen (dvs. den almindelige armering, som er forudsat at være til stede). Der skal suppleres op til den forudsatte mængde, hvis der reelt er mindre armering i betonen.

Den komplementerende armering er angivet som bøjler med samme dimension som forankringszonen (dvs. i en kvadratisk zone er  $a = b$ , som er målene på forankringszonen.)

Antal (stk) bøjler, diameter ( $d$ ) af armeringsstængerne samt afstanden ( $A$ ) mellem bøjlerne i dybden, fremgår af tabellen med data for C-systemet.

Bøjlerne kan udformes som traditionelle bøjler. Som regel anvendes dog oftest stænger. Disse kan enten ligge i et net, der går mindst en forankringslængde  $l$  udenfor forankringszonen, eller være sammenhængende stænger, der forbinder flere forankringszoner.



Spaltearmering skal sikre for de spaltekræfter, der bliver påført konstruktionen. Det er nødvendigt at designe spaltearmeringen projektafhængigt på baggrund af de aktuelle spændinger, som opstår i betonen pga. kraftpåvirkningen.

Design af spaltearmering fremgår således *ikke* af denne brochure.



# Systemafhængige tab af kræfter

## Friktionstab i forankringerne:

Forankringstype	Alm. kabler		Monoliner (fedt og plastbelagt)	
	Min.	Max.	Min.	Max.
1F15	1%	2%	0%	1%
3F15 - 4F15	1%	2%	1%	2%
3C15 – 13C15	2%	3%	1%	2%
19C15 – 55C15	2,5%	3,5%	1%	2%



## Låsetab (tab ved forankringer)

Låsetab skyldes, at kiler ved forankringerne trænger ind i forankringsblokken, hvorved en del af forspændingskraften tabes. Låsetab opgøres som det antal mm, kilen trænger ind. Derfor er låsetabet forholdsvis stort ved korte kabler og forholdsvis lille ved lange kabler.

Låsetab kan reduceres ved hydraulisk at presse kilen et stykke ind i blokken før opspænding af kablerne. Det er fysisk muligt at kompensere for låsetabet. Dette er dog en udfordrende opgave og yderst sjældent økonomisk fordelagtigt. Kontakt Skandinavisk Spændbeton for nærmere information om, hvordan der kan kompenseres for låsetab.

Donkraft		Med hydraulisk kileblokering	Uden hydraulisk kileblokering
Låsetab ved aktiv forankring i mm.	Minimum	4 mm	6 mm
	Middel	6 mm	8 mm
	Maksimum	8 mm	9 mm

Ved passive forankringer trækkes kilen ligeledes ind i blokken. Det medfører en middelforlængelse af kablet på 6 mm.



Dybbølsbro

# Projektafhængige tab af kræfter

## Friktionstab i kablerne:

Friktionstab i kablet varierer fra projekt til projekt. Variationen i nedenstående friktionskoefficient er normalt  $\pm 25\%$ . Friktionskoefficienten kan stige betydeligt ved kurveradier under 6 m.

Friktionstabet beregnes jf. Eurocode 2 således:

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

Hvor:

- $\theta$  er summen af vinkeldrejninger over en længde,  $x$  (uden hensyn til retning eller fortegn)
- $x$  er længden af spændarmeringen fra den aktive ende under forspændingen
- $\mu$  og  $k$  er henholdsvis friktionskoefficient og wobble faktor, som fremgår af nedenstående.

## Tidsafhængige tab af forspænding:

Betonen vil over tid deformere yderligere på grund af krybning og svind, der skyldes de permanente laster. Denne deformation er projektafhængig.

Stål under træk har desuden en vis relaksation, som er afhængig af betonens deformation - og derfor ligeledes projektafhængig.

Normalt beregnes de tidsafhængige tab ved hjælp af med relevant software. Eurocode 2 giver i formel 5.46 en forenklet metode til vurdering af tabene.

I forbindelse med overslagsregning er der i Danmark tradition for at regne med et tidsafhængigt tab på 15 % af brudkraften, dette er i overensstemmelse med Eurocode 2, der anvender en reduktionsfaktor på 0,8 i forhold til initialforspændingskraften.

Jf. Eurocode og ETA	Friktionskoefficient $\mu$ (rad <sup>-1</sup> )		Wobble faktor $k$ (rad/m)
	Fedtbelagt kabel	Almindeligt kabel	
Korrugeret blikrør Bonded intern placering	0,17	0,19*	0,007*
Monokabler (fedt + plastbelagt) Unbonded intern placering	0,05		0,007*

\* Tabellen indeholder værdier, som jf. Eurocode kan anvendes som standard. Værdierne bør justeres efter det konkrete projekt. Skandinavisk Spændbeton har erfaring med brug af stive blikrør (klasse 2), hvor stivheden har indflydelse på Wobble-faktoren. Ved brug af klasse 2 rør i anlægskonstruktioner anbefaler Skandinavisk Spændbeton således at  $\mu = 0,20$  og  $k = 0,0025$ .

## Umiddelbart tab ved deformation af beton:

Betonen vil deformere i forbindelse med opspændingen. Det medfører et umiddelbart tab af opspændingskraft, som skal tages med i projekteringen.

Det er til en vis grad muligt at kompensere for dette tab ved at lave en genopspænding. Det varierer fra projekt til projekt, hvorvidt dette er økonomisk fordelagtigt.

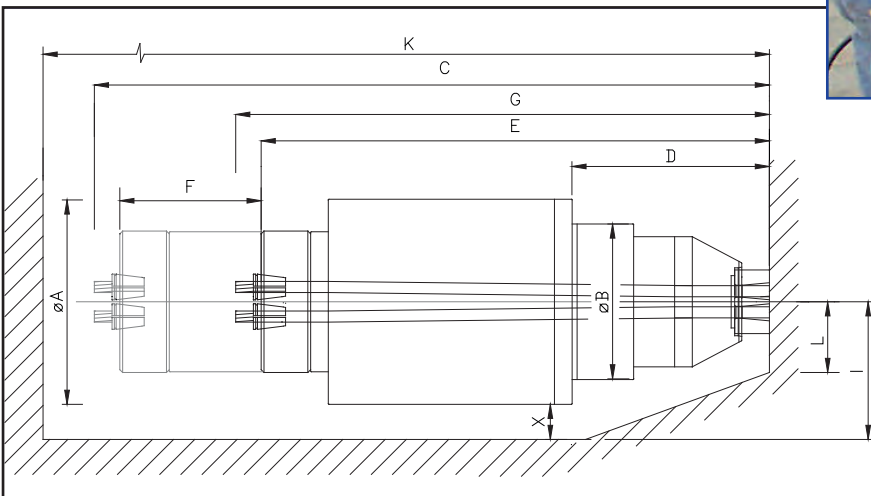
# Donkraft

## Dimensioner og pladskrav til donkrafte C-system.

Data for Donkrafte multistand					
	K 100	CC350	CC500	CC1000	C1500F
Maksimal Kraft	1100 kN	3250 kN	4750 kN	9250 kN	14600 kN
Vægt	250 kg	410 kg	640 kg	1124 kg	2200 kg
Ø A	290	360	438	593	707
Ø B	220	242	294	380	512
C	918	1365	1350	1430	2438
D	256	599	561	613	1144
E	718	1115	1100	1180	1938
F	200	250	250	250	500
G	820	700	698	743	1270
I	195	235	301	366	430
K	1470	1850	1765	1903	3258
L	100	150	170	240	280

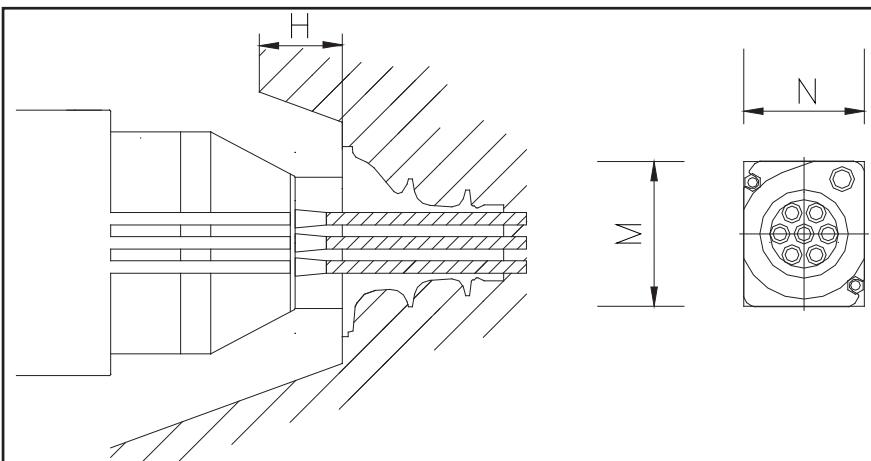


Donkraft - kræver kran



## Dimensioner af Udspinger

	M	N	H
3C15	200	170	120
4C15	200	180	125
7C15	230	210	125
9C15	275	245	125
12C15	290	260	150
13C15	300	270	150
19C15	350	310	160
22C15	380	335	170
25C15	410	360	170
27C15	400	350	180
31C15	435	380	180
37C15	470	410	195
55C15	560	480	230



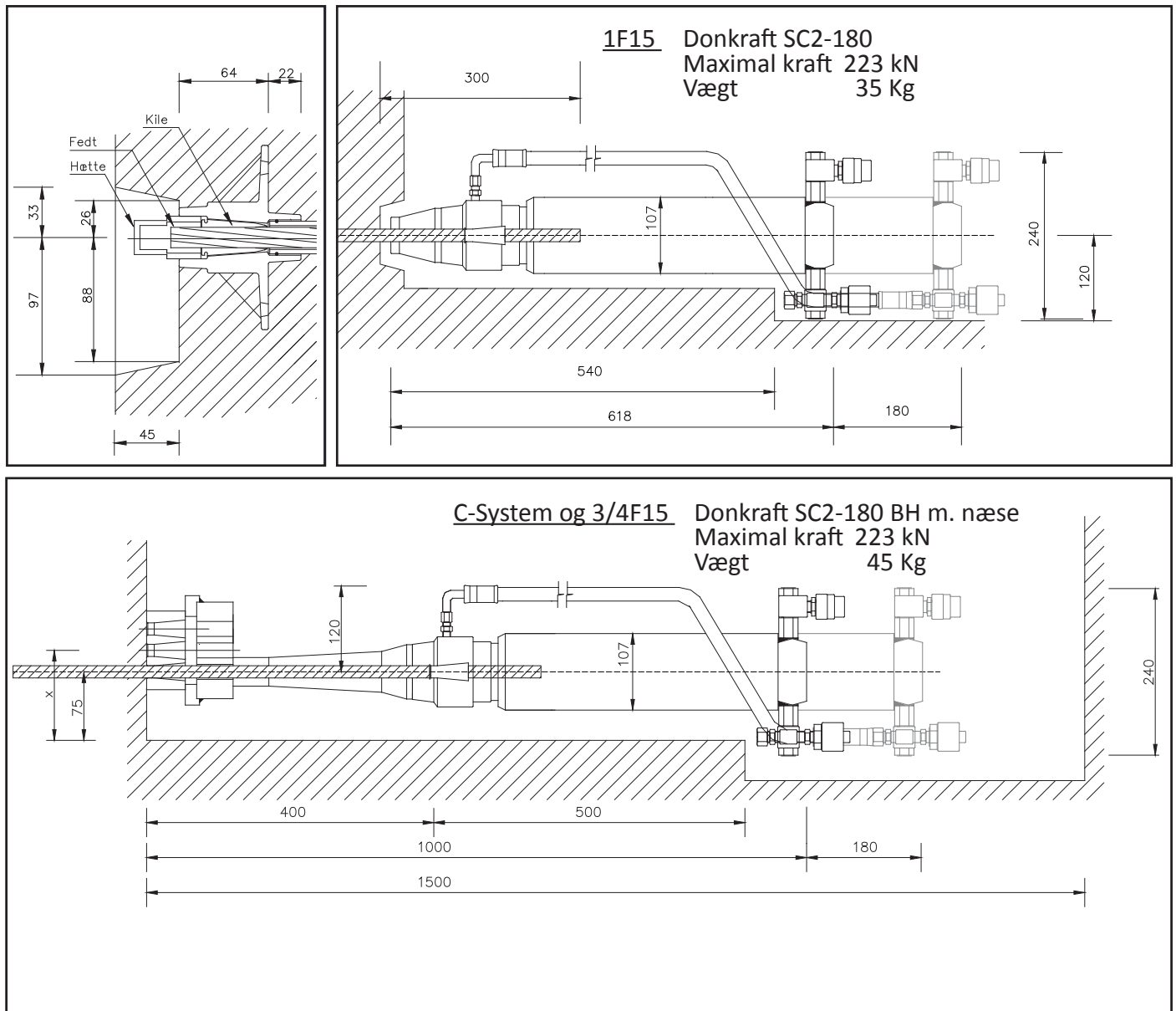
# Monodonkraft

## Dimensioner og pladskrav til monodonkraft.

Monodonkraften SC2-180 anvendes, når der kun spændes en line af gangen. Den er fleksibel at arbejde med på grund af en forholdsvis lav vægt, der ikke kræver brug af kran.

Donkraften forlænges med en "næse" ved forankringer, hvor der er flere liner i samme kabel. Derved kan donkraften gribe fat om den enkelte line. Der kan opstå større friktion mellem linerne ved at opspænde en line ad gangen. Dette skal overvejes ved dimensioneringen.

Monodonkraften anvendes således primært til monoliner, liner i flade foringsrør samt til lodret efterspænding med forøget dimension af foringsrør.





SKANDINAVISK  
**Spændbeton**

A/S Skandinavisk Spændbeton  
Ny Vestergårdsvej 11  
3500 Værløse

Telefon: 44 35 08 11  
[www.spaendbeton.dk](http://www.spaendbeton.dk)



# Stålsamlinger

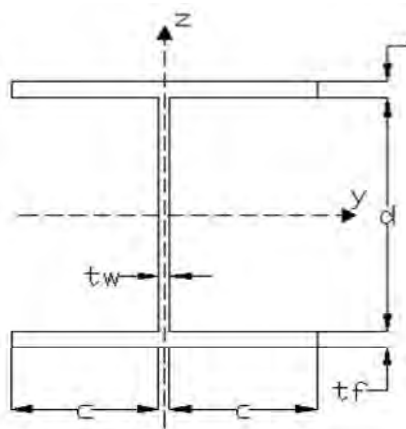
## Svejsesamlinger

Gitrene bliver svejset på gitterdragerne, hele vejen rundt om RHS-profilerne.  
Der er både normal- og forskydningspændinger i svejsesømmene.

### Givet

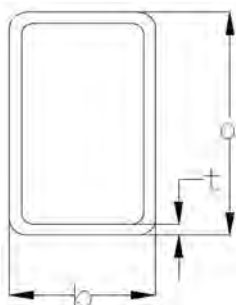
Stålstyrke	S355	$f_y =$	355 MPa
Stålets regningsmæssige flydespænding		$f_{yd} =$	262,96 MPa
Partialkoefficient		$\gamma_{M0} =$	1,10
Stålets trækstyrke		$f_u =$	470 MPa
		$\gamma_{M2} =$	1,35

### Dimensioner - HE300B



Højde	$h =$	300 mm
Højde, midt flange-midt flange	$h_t =$	281 mm
Krophøjde	$d =$	262 mm
Bredde	$b =$	300 mm
	$c =$	144,5 mm
Kroptykkelse	$t_w =$	11 mm
Flangetykkelse	$t_f =$	19 mm
Tværsnitsareal	$A =$	14900 mm <sup>2</sup>
Inertimoment om y-aksen	$I_y =$	2,5E+08 mm <sup>4</sup>
Inertimoment om z-aksen	$I_z =$	8,6E+07 mm <sup>4</sup>
Wælvings inertimomentet	$I_w =$	1,7E+12 mm <sup>6</sup>
Vælnings inertimomentet	$I_v =$	1860000 mm <sup>4</sup>
Modstandsmoment, plastisk	$W_{pl} =$	1868000 mm <sup>3</sup>
Rundingsradius	$r =$	27 mm

### Dimensioner - RHS-profil



Højde	$a =$	200 mm
Bredde	$b =$	120 mm
Godstykkelser	$t =$	10 mm
Areal	$A =$	5890 mm <sup>2</sup>
Inertimoment om y-aksen	$I_y =$	3,0E+07 mm <sup>4</sup>
Inertimoment om z-aksen	$I_z =$	1,3E+07 mm <sup>4</sup>
Vinkel mellem RHS og HEB	$v =$	60 °

### Korrelationsfaktor, S355

$\beta_w = 0,9$

### Regningsmæssige snitkræfter i svejsningen

Maks. normalkraft i gitre	Samlet	$N_{Ed, g \text{ træk}} =$	1157,01 kN
Resulterende laster i svejsningen	Normalkraft	$N_{Ed} =$	578,51 kN
	Forskydningskraft	$V_{Ed} =$	1002,00 kN

### Svejsesamling mellem RHS-profil og HE300B-profil

De fleste RHS-profiler står i en vinkel af 60° i forhold til vandret.

Svejsningerne beregnes som symmetriske kantsømme, da der er svejsning hele vejen rundt om RHS-profilet.

Der regnes med en elastisk spændingsfordeling, da der er kombinerende påvirkninger.

Svejsesømmenes a-mål  $a =$  14 mm

Længde af svejsesøm  $l := \frac{200}{\cos(\nu)} + b$   $l =$  400 mm

Normalspænding vinkelret på svejsesøm  $\sigma_v := \frac{N_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l \cdot \sqrt{2}}$   $\sigma_v =$  28,10 MPa

Forskydningsspænding vinkelret på svejsesøm  $\sigma_v := \tau_v$   $\tau_v =$  28,10 MPa

Forskydningsspænding parallelt på svejsesøm  $\tau_{||} := \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l}$   $\tau_{||} =$  206,46 MPa

Kontrol  $\sigma_{effs} := \sqrt{\sigma_v^2 + 3 \cdot (\tau_{||}^2 + \tau_v^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$   $\sigma_{eff,s} =$  361,98 MPa

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad 386,83$$

OK

Andre RHS-profiler står vinkelret på gitterdragerne.

Svejsningerne udføres som symmetriske kantsømme, da der er svejsning hele vejen rundt om RHS-profilet.

Der regnes med en elastisk spændingsfordeling, da der er kombinerende påvirkninger.

Der er ren normalspænding i de yderste RHS-profiler.

Maks. normalkraft i gitre Samlet  $N_{Ed, g \text{ træk}} =$  1157,01 kN

Svejsesømmenes a-mål  $a =$  14 mm

Længde af svejsesøm  $l := a + b$   $l =$  320 mm

Normalspænding vinkelret på svejsesøm

$$\sigma_v := \frac{N_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l \cdot \sqrt{2}}$$

$$\sigma_v = 91,31 \text{ MPa}$$

Forskydningsspænding vinkelret på svejsesøm

$$\sigma_v := \tau_v$$

$$\tau_v = 91,31 \text{ MPa}$$

Kontrol, normalkraftspændingerne

$$\sigma_{effs} := \sqrt{\sigma_v^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_v^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{eff,s} = 182,62 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 386,83$$

OK

### Svejsesamling - endeplade og HE300B-profil

Der svejses en stålplade på enden af den øvre gitterdrager, så der kan spændes freyssidet kabler på denne, hvorved hele gitterkonstruktionen holdes på plads.

Svejsningerne udføres som symmetriske kantsømme, da der er svejsning hele vejen rundt om HE300B-profilet.

Beregningerne opdeles i 2, hvor der først regnes på den symmetriske svejsesøm på kroppen, og derefter på flangerne. Det antages af svejsningen på kroppen optager forskydning og svejsningerne på flangerne optager moment og normalkraft.

Der regnes med en elastisk spændingsfordeling, da der er kombinerende påvirkninger.

Der regnes med maksimumværdierne for hele gitterkonstruktionen.

Fra gitterdrager

$$\text{Normalkraft} = N_{Ed, \text{ tryk}}$$

$$N_{gitterdg} = 1290,88 \text{ kN}$$

$$\text{Forskydningskraft} = V_{Ed}$$

$$V_{gitterdg} = 168,47 \text{ kN}$$

$$\text{Moment} = M_{Ed}$$

$$M_{gitterdg} = 168,47 \text{ kNm}$$

Svejsesømmenes a-mål

$$a = 5 \text{ mm}$$

Beregning af symmetrisk svejsesøm på kroppen

Længde af svejsesøm

$$l_k = 262 \text{ mm}$$

Forskydningsspænding parallelt med svejsesøm

$$\tau_{\parallel} := \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l}$$

$$\tau_{\parallel} = 96,45 \text{ MPa}$$

Kontrol

$$\sigma_{effs} := \sqrt{\sigma_v^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_v^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{eff,s} = 268,67 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 386,83$$

OK

Beregning af symmetrisk svejsesøm på flangerne

Længde af svejsesøm

$$l_f = 589 \text{ mm}$$

Indre momentarm

Træk- og trykkraft fra moment i  
henholdsvis over- og undersiden

$$N := \frac{M_{Ed}}{h_i} + \frac{N_{Ed}}{2}$$

$$h_i = 281 \text{ mm}$$

$$N = 646,038 \text{ mm}$$

Den maksimale normalspænding vinkelret på svejsning

$$\sigma_v := \frac{N}{l \cdot a \cdot \sqrt{2}}$$

$$\sigma_v = 155,12 \text{ MPa}$$

Den maksimale forskydningsspænding vinkelret på svejsning

$$\sigma_v := \tau_v$$

$$\tau_v = 155,12 \text{ MPa}$$

Kontrol

$$\sigma_{\text{effs}} := \sqrt{\sigma_v^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_v^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\text{eff,s}} = 310,23 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$= 386,83$$

OK

## Samling i den nedre del af tagkonstruktionen

Under udarbejdelsen af beregningerne viste det sig, at det var svært at finde en optimal løsning til at optage de store laster der er i den nedre del af tagkonstruktionen. Nedenfor er vist en række forsøg på at få de forskellige laster optaget.

## Boltsamling

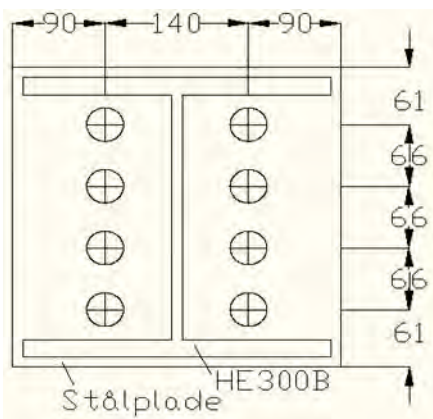
I den nedre del af tagkonstruktionen, vil der blive påsvejset en stålplade på enden af HE300B-profilet, og igennem denne vil der blive monteret bolte, som samtidig vil blive støbt ind i en betonbjælke. Disse bolte skal kunne optage den lodrette last. I projektforslagsfasen blev det påvist at der ikke var knusning i betonen for påvirkning af den vandrette last.

Det er forudsat, at der anvendes samme type svejsninger i hele tagkonstruktionen, og dermed forudsættes det at svejsningen mellem stålpladen og HEB-profilet er overholdt, da svejsningerne på den øvre gitterdrager er overholdt.

## Givet

Som udgangspunkt anvendes bolte M36	$\varnothing =$	36 mm
Der benyttes normalhuller	$d_0 =$	38 mm
Boltstyrkeklasse:		10,9
Antal bolte	$n =$	8 stk.
Lodret reaktion, øvre		1149,27 kN
Lodret reaktion, nedre		119,717 kN
Regningsmæssiglast, de lodrette reaktioner fra både øvre og nedre gitterdrager optages i denne samling, da freyssinetkablet kun kan optage rent træk	$R_x =$	1268,99 kN

## Overklipningsbæreevne



Af figuren ses

$e_1 =$	90 mm
$\rho_1 =$	140 mm
$e_2 =$	61 mm
$\rho_2 =$	66 mm
$e_1/d_0 =$	2,37
$\rho_1/d_0 =$	3,68
$e_2/d_0 =$	1,61
$\rho_2/d_0 =$	1,74

Skitse af placering af bolte i endeplade på den nedre gitterdrager

Bæreevne pr. bolt, snit i skaft	$F_{v,Rd}$	361,9 kN
Bæreevne pr. bolt, snit i gevind	$F_{b,Rd}$	144,0 kN
Korrektionsfaktor	$K_1 =$	1,306
Korrektionsfaktor	$K_2 =$	1,25
Korrektionsfaktor	$K_4 =$	0,889

Overklipningsbæreevne	$n \cdot F_{v,Rd} \cdot K_2$	=	3619 kN
-----------------------	------------------------------	---	---------

### Hulrandsbæreevne

$$\text{Hulrandsbæreevne} \quad n \cdot F_{bRd} \cdot K_1 \cdot K_2 = 1337,51 \text{ kN}$$

Samlingens bæreevne er den mindste af overklipnings- eller hulrandsbæreevnen: 1337,51 kN  
Kontrol OK

### Forankringslængde

Stålstyrke	$f_{yd} =$	458 MPa
Regningsmæssig trækstyrke	$f_{ctd} =$	1,8 MPa
Reduktionsfaktor for den regningsmæssige forankringsstyrke, da $\varnothing > 32$ mm	$\eta =$	0,96

Forankringslængde er den mindste af følgende 3 kriterier:

$$l_{brqd} := \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{2,25 \cdot f_{ctd} \cdot \eta} \quad \begin{array}{l} 0,6 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \varnothing \\ 100 \text{ mm} \end{array} \quad \begin{array}{l} 636,111 \text{ mm} \\ 360 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array}$$

$$\text{Forankringslængde} = 100 \text{ mm}$$

### Lokalt trykbrud

Der kan opstå knusning af betonen under boltene, så derfor regnes der på dennes bæreevne.

Betonens styrkeklasse	$F_{ck} =$	25 MPa
	$F_{cd} =$	17,2 MPa

Det belastede areal pr. bolt	$A =$	1413,72 mm <sup>2</sup>
Det belastede areal, samlet	$A_{c0} =$	11309,7 mm <sup>2</sup>
Regningsmæssige fordelingsareal	$A_{c1} =$	11309,7 mm <sup>2</sup>

$$\text{Regningsmæssig bæreevne:} \quad F_{Rdu} := A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad F_{Rdu} = 194995 \text{ kN}$$

$$\text{Kontrol:} \quad F_{Rdu} > R_x \quad \underline{OK}$$

*Grundet pladsmangel, er det valgt ikke at anvende denne løsning. Der er ikke plads til er spænde 4 M36 bolte, når der kun er 262 mm mellem flangerne. Det er endvidere forsøgt at sætte boltene 2 og 2, så der er 4 bolte på en vandret række, men dette viste sig heller ikke at holde.*

### Påsvejsning af vinkelprofil, til optagelse af lodret last

Gitterdragerne er indspændt i tagskiven og etageadskillelsen. Den lodrette reaktion fra gitterkonstruktionen optages i vinkelprofilet i den nedre gitterdrager.

Der svejses et vinkelprofil fast på den nedre gitterdrager. Dette vinkelprofil ligger af på trykstringeren og afleverer dermed noget af den lodrette last, som denne samling optager.

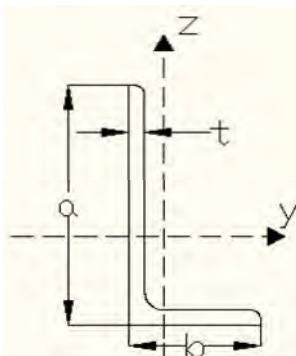
Vinkelprofilet er ikke stor nok til at dække hele HEB-profilet, hvorfor der svejses en stålplade under profilet, så der laves en plan flade, som afleverer den vandrette last til trykstringeren.

Grundet den store last, vælges det at vinkelprofilet skal optage 25 % af den lodrette last.

Det valgte profil er ganske vist ikke en lagervare, men den største profilstørrelse

### Givet

Dimensioner - Vinkelprofil 200x100x16

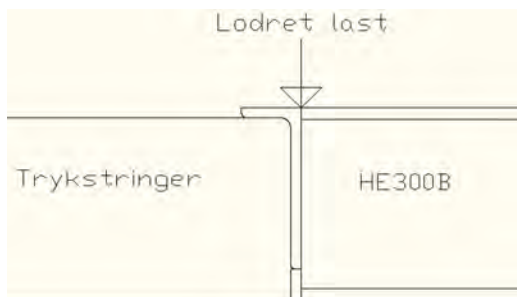


Højde	a =	250 mm
Bredde	b =	90 mm
Godstykkelse	t =	16 mm
Areal	A =	5210 mm <sup>2</sup>
Inertimoment om y-aksen	I <sub>y</sub> =	3,3E+07 mm <sup>4</sup>
Modstandsmoment	W <sub>el,y</sub> =	2,18E+05 mm <sup>3</sup>
Elasticitetsmodul	E =	2,10E+05 Mpa

Lodret reaktion, øvre 1149,27 kN

Lodret reaktion, nedre 119,717 kN

Regningsmæssig last, de lodrette reaktioner fra både øvre og nedre gitterdrager optages i denne samling, da freyssinetkablet kun kan optage rent træk R<sub>x</sub> = 1268,99 kN



Skitse af placering af vinkelprofil på HEB-profil og trykstringer

### Dimensionering

25 % af indspændingsmomentet i den nedre gitterdrager M<sub>RD</sub> = 42,12 kNm

Det betyder at modstandsmomentet er  $W_{n\odot dv} := \frac{M_{RD}}{f_{yd}}$  W<sub>nødv</sub> = 1,60E+05 mm<sup>3</sup>  
OK

Der ikke regnet for kipning og foldning, da hele profilet er fastholdt mod dette  
Den øvrige last optages af bolte, som er indstøbt i betonbjælken.

*Det vurderes at den lodrette last forsat er for høj til at boltene bliver små nok til at der er plads til montering. Derfor vælges det at finde en anden løsning.*

### Gitterdrageren ligg af på betonsøjlen



### Lokalt trykbrud på betonsøjle

Det forudsættes at den nedre gitterdrager ligger af på betonsøjlen og da denne dermed tager alle de lodrette laster fra tagkonstruktionen, vil der kun være vandrette laster tilbage, og disse optages af trykstringere, som spænder over hele bygningens bredde.

Betonens styrkeklasse	$F_{ck} =$	25 MPa
	$F_{cd} =$	17,2 MPa
Det belastede areal	$A_{c0} =$	65400 mm <sup>2</sup>
Regningsmæssige fordelingsareal, med en 45° spændingsfordeling	$A_{c1} =$	198400 mm <sup>2</sup>
Regningsmæssig bæreevne:	$F_{Rdu} := A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$	$F_{Rdu} =$ 1963,96 kN
Kontrol:	$F_{Rdu} > R_x$	<u>OK</u>

### Lokalt trykbrud på trykstringer

For at der ikke skal opstå knusning af betonen kontrolleres betonens regningsmæssig bæreevne

Det belastede areal (HE300B)	$A_{c0} =$	91204 mm <sup>2</sup>
Regningsmæssige fordeling areal	$A_{c1} =$	160000 mm <sup>2</sup>
Regningsmæssig bæreevne:	$F_{Rdu} := A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$	$F_{Rdu} =$ 2082,76 kN
Kontrol:	$F_{Rdu} > N_{Edtryk}$	<u>OK</u>

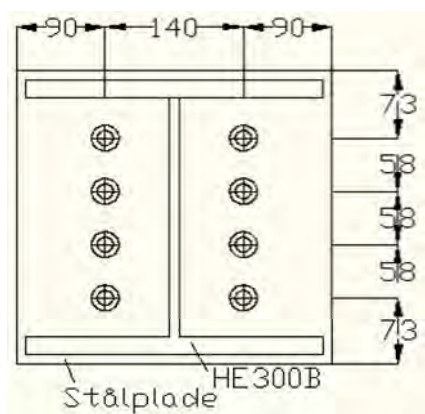
### Boltsamling

For at være sikker på at den nedre gitterdrager bliver hvor den skal, også i forhold til vind, støbes der bolte ind i trykstringeren, som går gennem endepladen på gitterdrageren.

### Givet

Som udgangspunkt anvendes bolte M16	$\varnothing =$	16 mm
Der benyttes normalhuller	$d_0 =$	18 mm
Boltstyrkeklasse:		10,9
Antal bolte	$n =$	8 stk.
Det antages at tagkonstruktionen er kvadratisk, og lastoplandet derfor		
Lastopland	Etagenhøjde	= 5 m
	Største udkragning	= 14,2 m
Den regningsmæssige vindlast på facaden	$R_y =$	34,10 kN

### Overklipningsbæreevne



Af figuren ses

$e_1 =$	90 mm
$\rho_1 =$	140 mm
$e_2 =$	73 mm
$\rho_2 =$	58 mm
$e_1/d_0 =$	5,00
$\rho_1/d_0 =$	7,78
$e_2/d_0 =$	4,06
$\rho_2/d_0 =$	3,22

Skitse af placering af bolte i endeplade på den nedre gitterdrager

Bæreevne pr. bolt, snit i skaft

$$F_{v,Rd} = 71,5 \text{ kN}$$

Bæreevne pr. bolt, snit i gevind

$$F_{b,Rd} = 64,0 \text{ kN}$$

Korrektionsfaktor

$$K_1 = 1,306$$

Korrektionsfaktor

$$K_2 = 1,25$$

Korrektionsfaktor

$$K_4 = 1,333$$

Overklipningsbæreevne

$$n \cdot F_{v,Rd} \cdot K_2 = 715 \text{ kN}$$

### Hulrandsbæreevne

Hulrandsbæreevne

$$n \cdot F_{b,Rd} \cdot K_1 \cdot K_4 = 891,34 \text{ kN}$$

Samlingens bæreevne er den mindste af overklipnings- eller hulrandsbæreevnen:

$$715 \text{ kN}$$

Kontrol

OK

### Forankringslængde

Stålstyrke

$$f_{yd} = 458 \text{ MPa}$$

Regningsmæssig trækstyrke

$$f_{ctd} = 1,8 \text{ MPa}$$

Forankringslængde er den mindste af følgende 3 kriterier:

$$l_{brqd} := \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot 2,25 \cdot f_{ctd} \cdot \eta} \quad \begin{array}{l} 0,6 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \quad \begin{array}{l} 460,8 \text{ mm} \\ 160 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array}$$

Forankringslængde

$$= 100 \text{ mm}$$

### Minimumsarmering i trykstringeren

Betonens middeltrækstyrke

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

Arealet af betonen

$$A_c = 160000 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmerings areal

$$A_{s,min} := 0,2 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_c}{f_{yk}}$$

$$A_{s,min} = 234,4 \text{ mm}^2$$

Der vælges

4

$$\emptyset = 10$$

$$A_s = 314 \text{ mm}^2$$

Dette placeres kun i undersiden, da trykstringeren er støbt sammen med overbetonen på etagedækket. Her er der lagt et armeringsnet, som i trykstringeren kan fungere som oversidearmering.

Forskydningsarmering

Det vælges at anvende

Armerings nyttehøjde

$$d := 400 - 2 \cdot 30$$

$$\emptyset = 6 \text{ mm}$$

$$d = 340 \text{ mm}$$

Maksimumbøjleafstand

$$s_{l,max} := 0,75 \cdot d$$

$$s_{l,max} = 255 \text{ mm}$$

Se tegning K25 for samling af gitterdrager og trykstringer.

## Reaktioner fra udkraget tagkonstruktioner

Gitterbjælke nr. 1, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	12,20 m
Lastopland	ll=	4,70 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	5,34 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	5,88 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	11,22 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	11,75 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	2,71 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-8,33 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	0,76 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		33,24 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		29,98 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	6,10 m
	$F =$	405,57 kN

Momentberegninger

2473,96 kNm

Vandret reaktioner

$R_v =$  552,84 kN

Gitterbjælke nr. 2, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	13,60 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagenhøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$w_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$w_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

$$l_r = 6,80 \text{ m}$$

Resulterende kraft (Største lastkombination\*spændvidde)

$$F = 923,45 \text{ kN}$$

Momentberegninger

$$6279,49 \text{ kNm}$$

Vandret reaktioner

$$R_v = 1403,24 \text{ kN}$$

Gitterbjælke nr. 3, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	12,60 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	6,30 m
	$F =$	855,55 kN

Momentberegninger

5389,98 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 1204,47 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr. 4, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	12,20 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	6,10 m
	$F =$	828,39 kN

Momentberegninger

5053,19 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 1129,21 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.5, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	11,20 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	5,60 m
	$F =$	760,49 kN

Momentberegninger

4258,75 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 951,68 \text{ kN}$



Gitterbjælke nr.6, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	10,70 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	5,35 m
	$F =$	726,54 kN

Momentberegninger

3886,99 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 868,60 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.7, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	10,00 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	5,00 m
	$F =$	679,01 kN

Momentberegninger

3395,05 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 758,67 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.8, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	9,30 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	4,65 m
	$F =$	631,48 kN

Momentberegninger

2936,38 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 656,17 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.9, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	8,60 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	4,30 m
	$F =$	583,95 kN

Momentberegninger

2510,98 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 561,11 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.10, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	7,30 m
Lastopland	ll=	4,90 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	5,57 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	6,13 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	11,69 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	12,25 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	2,82 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-8,68 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	0,79 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 34,66 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 31,25 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	3,65 m
	$F =$	253,00 kN

Momentberegninger

923,46 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 206,36 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.11, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	2,80 m
Lastopland	ll=	8,00 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	9,09 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	10,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	19,09 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	20,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	4,61 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-14,18 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,29 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		56,58 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		51,03 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	1,40 m
	$F =$	158,44 kN

Momentberegninger

221,81 kNm

Vandret reaktioner

R<sub>v</sub> = 49,57 kN

Gitterbjælke nr.12, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	7,70 m
Lastopland	ll=	8,80 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,00 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	11,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	21,00 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	22,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,07 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-15,59 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,42 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 62,24 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 56,13 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	3,85 m
	$F =$	479,27 kN

Momentberegninger

1845,18 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 412,33 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.13, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	9,70 m
Lastopland	ll=	9,95 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	11,31 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,44 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	23,75 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,88 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,73 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,63 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,60 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		70,38 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		63,46 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	4,85 m
	$F =$	682,65 kN

Momentberegninger

3310,87 kNm

Vandret reaktioner

R<sub>v</sub> = 739,86 kN



Gitterbjælke nr.14, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	14,00 m
Lastopland	ll=	11,30 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	12,84 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	14,13 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	26,97 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	28,25 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	6,51 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-20,02 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,82 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 79,93 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 72,07 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

$$l_r = 7,00 \text{ m}$$

Resulterende kraft (Største lastkombination\*spændvidde)

$$F = 1118,95 \text{ kN}$$

Momentberegninger

$$7832,66 \text{ kNm}$$

Vandret reaktioner

$$R_v = 1750,32 \text{ kN}$$

Gitterbjælke nr.15, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	12,60 m
Lastopland	ll=	8,70 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	9,89 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	10,88 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	20,76 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	21,75 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,01 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-15,42 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,40 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,54 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 55,49 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	6,30 m
	$F =$	775,34 kN

Momentberegninger

4884,67 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 1091,55 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.16, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	12,00 m
Lastopland	ll=	8,70 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	9,89 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	10,88 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	20,76 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	21,75 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,01 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-15,42 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,40 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		61,54 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		55,49 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	6,00 m
	$F =$	738,42 kN

Momentberegninger

4430,54 kNm

Vandret reaktioner

R\_v = 990,07 kN

Gitterbjælke nr.17, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	10,80 m
Lastopland	ll=	11,45 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	13,01 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	14,31 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	27,33 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	28,63 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	6,60 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-20,29 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,84 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		80,99 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		73,03 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	5,40 m
	$F =$	874,65 kN

Momentberegninger

4723,11 kNm

Vandret reaktioner

Rv= 1055,44 kN

Gitterbjælke nr.18, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	9,70 m
Lastopland	ll=	7,65 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	8,69 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	9,56 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	18,26 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	19,13 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	4,41 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-13,55 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,23 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 54,11 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 48,79 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

$$l_r = 4,85 \text{ m}$$

Resulterende kraft (Største lastkombination\*spændvidde)

$$F = 524,85 \text{ kN}$$

Momentberegninger

$$2545,54 \text{ kNm}$$

Vandret reaktioner

$$R_v = 568,84 \text{ kN}$$

Gitterbjælke nr.19, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	9,10 m
Lastopland	ll=	8,65 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	9,83 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	10,81 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	20,64 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	21,63 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	4,98 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-15,33 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,39 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,18 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 55,17 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	4,55 m
	$F =$	556,75 kN

Momentberegninger

2533,23 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 566,08 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.20, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	6,70 m
Lastopland	ll=	6,70 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	7,61 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	8,38 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	15,99 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	16,75 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	3,86 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-11,87 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,08 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 47,39 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 42,73 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	3,35 m
	$F =$	317,51 kN

Momentberegninger

1063,65 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 237,69 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.21, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	2,60 m
Lastopland	ll=	5,80 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	6,59 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	7,25 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	13,84 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	14,50 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	3,34 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-10,28 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	0,93 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		41,02 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		36,99 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	1,30 m
	$F =$	106,66 kN

Momentberegninger

138,66 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 30,99 \text{ kN}$



Gitterbjælke nr.22, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	6,40 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		67,90 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		61,23 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	3,20 m
	$F =$	434,57 kN

Momentberegninger

1390,61 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 310,75 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.23, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	10,30 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	5,15 m
	$F =$	699,38 kN

Momentberegninger

3601,81 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 804,87 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.24, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	14,20 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	7,10 m
	$F =$	964,19 kN

Momentberegninger

6845,78 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 1529,78 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.25, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	12,80 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, sug} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, tryk} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	6,40 m
	$F =$	869,13 kN

Momentberegninger

5562,45 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 1243,01 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.26, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	11,40 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		67,90 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		61,23 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	5,70 m
	$F =$	774,07 kN

Momentberegninger

4412,21 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 985,97 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.27, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	10,00 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	5,00 m
	$F =$	679,01 kN

Momentberegninger

3395,05 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 758,67 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.28, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	8,60 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	4,30 m
	$F =$	583,95 kN

Momentberegninger

2510,98 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 561,11 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.29, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	7,20 m
Lastopland	ll=	9,60 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,91 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	22,91 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,53 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,01 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,55 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 67,90 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,23 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	3,60 m
	$F =$	488,89 kN

Momentberegninger

1759,99 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 393,29 \text{ kN}$



Gitterbjælke nr.30, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	5,30 m
Lastopland	ll=	5,00 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	5,68 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	6,25 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	11,93 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	12,50 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	2,88 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-8,86 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	0,81 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 35,37 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 31,89 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	2,65 m
	$F =$	187,44 kN

Momentberegninger

496,70 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 111,00 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.31, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	2,10 m
Lastopland	ll=	6,70 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	7,61 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	8,38 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	15,99 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	16,75 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	3,86 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-11,87 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,08 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 47,39 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 42,73 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	1,05 m
	$F =$	99,52 kN

Momentberegninger

104,49 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 23,35 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.32, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	7,30 m
Lastopland	ll=	8,65 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	9,83 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	10,81 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	20,64 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	21,63 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	4,98 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-15,33 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,39 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,18 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 55,17 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

$$l_r = 3,65 \text{ m}$$

Resulterende kraft (Største lastkombination\*spændvidde)

$$F = 446,63 \text{ kN}$$

Momentberegninger

$$1630,18 \text{ kNm}$$

Vandret reaktioner

$$R_v = 364,29 \text{ kN}$$

Gitterbjælke nr.33, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	9,40 m
Lastopland	ll=	7,65 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	8,69 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	9,56 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	18,26 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	19,13 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	4,41 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, sug} =$	-13,55 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, tryk} =$	1,23 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 54,11 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 48,79 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

$$l_r = 4,70 \text{ m}$$

Resulterende kraft (Største lastkombination\*spændvidde)

$$F = 508,62 \text{ kN}$$

Momentberegninger

$$2390,52 \text{ kNm}$$

Vandret reaktioner

$$R_v = 534,19 \text{ kN}$$

Gitterbjælke nr.34, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	14,20 m
Lastopland	ll=	11,45 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	13,01 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	14,31 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	27,33 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	28,63 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	6,60 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-20,29 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,84 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 80,99 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 73,03 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	7,10 m
	$F =$	1150,00 kN

Momentberegninger

8165,02 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 1824,59 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.35, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	11,40 m
Lastopland	ll=	8,70 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	9,89 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	10,88 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	20,76 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	21,75 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,01 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, sug} =$	-15,42 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, tryk} =$	1,40 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 61,54 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 55,49 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	5,70 m
	$F =$	701,50 kN

Momentberegninger

3998,56 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 893,53 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.36, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	10,40 m
Lastopland	ll=	8,70 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	9,89 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	10,88 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	20,76 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	21,75 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,01 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-15,42 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,40 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		61,54 kN/m
---	--	------------

Vindlast dominerende\*

$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI}$		55,49 kN/m
---	--	------------

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

	$l_r =$	5,20 m
--	---------	--------

Resulterende kraft (Største lastkombination\*spændvidde)

	$F =$	639,97 kN
--	-------	-----------

Momentberegninger

3327,83 kNm

Vandret reaktioner

$R_v =$  743,65 kN

Gitterbjælke nr.37, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	8,00 m
Lastopland	ll=	11,30 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	12,84 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	14,13 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	26,97 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	28,25 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	6,51 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-20,02 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,82 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 79,93 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 72,07 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	4,00 m
	$F =$	639,40 kN

Momentberegninger

2557,60 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 571,53 \text{ kN}$



Gitterbjælke nr.38, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	5,70 m
Lastopland	ll=	9,95 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	11,31 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	12,44 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	23,75 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	24,88 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,73 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-17,63 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,60 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 70,38 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 63,46 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

$$l_r = 2,85 \text{ m}$$

Resulterende kraft (Største lastkombination\*spændvidde)

$$F = 401,15 \text{ kN}$$

Momentberegninger

$$1143,27 \text{ kNm}$$

Vandret reaktioner

$$R_v = 255,48 \text{ kN}$$

Gitterbjælke nr.39, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	4,80 m
Lastopland	ll=	8,80 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	10,00 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	11,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	21,00 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	22,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	5,07 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-15,59 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,42 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 62,24 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 56,13 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	$l_r =$	2,40 m
	$F =$	298,76 kN

Momentberegninger

717,03 kNm

Vandret reaktioner

$R_v = 160,23 \text{ kN}$

Gitterbjælke nr.40, se bilag 12a for placering

Dimensioner:

Spænd af gitterdrager	lg=	2,40 m
Lastopland	ll=	8,00 m
Etagehøjde	he=	4,48 m

Lastpåvirkning:

Laster på den udkragede del af tagkonstruktionen fra lastopland

Egenlast

Egenlast af tagopbygning fra lastopland	$g_t =$	9,09 kN/m
Egenlast af gulvopbygning fra lastopland	$g_g =$	10,00 kN/m
Samlet egenlast på tagkonstruktion fra lastopland	$g =$	19,09 kN/m

Nyttelast

Nyttelast fra lastopland	$q =$	20,00 kN/m
--------------------------	-------	------------

Snelast

Snelast på taget fra lastopland	$s =$	4,61 kN/m
---------------------------------	-------	-----------

Vindlast

Vindlast, over taget, sug	$W_{o, \text{sug}} =$	-14,18 kN/m
Vindlast, over taget, tryk	$W_{o, \text{tryk}} =$	1,29 kN/m

Lastkombination:

Snelast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot S_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 56,58 \text{ kN/m}$$

Vindlast dominerende\*

$$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI} + 1,5 \cdot V_k \cdot K_{FI} = 51,03 \text{ kN/m}$$

\*Nyttelast og naturlaster virker samtidig, da nyttelasten optræder inde i bygningen.

Længde resulterende kræfter

$$l_r = 1,20 \text{ m}$$

Resulterende kraft (Største lastkombination\*spændvidde)

$$F = 135,80 \text{ kN}$$

Momentberegninger

$$162,96 \text{ kNm}$$

Vandret reaktioner

$$R_v = 36,42 \text{ kN}$$

### Skævvridning fra udkraget tagkonstruktion

Se bilag 12a for placering af vandrette kræfter og resultanter.

Øst-Vest, vandret reaktion

Øst, gitterdrage nr Vest, gitterdrage Differens Afstand fra centrum til kraft

	Øst, gitterdrage nr	Vest, gitterdrage	Differens	Afstand fra centrum til kraft
1	30		441,8 kN	43,2 m
2	29		1009,9 kN	33,6 m
3	28		643,4 kN	24 m
4	27		370,5 kN	14,4 m
5	26		-34,3 kN	4,8 m
6	25		-374,4 kN	4,8 m
7	24		-771,1 kN	14,4 m
8	23		-148,7 kN	24 m
9	22		250,4 kN	33,6 m
10	21		175,4 kN	43,2 m

Nord-Syd, vandret reaktion

Nord, gitterdrage Syd, gitterdrage Differens Afstand fra centrum til kraft

	Nord, gitterdrage	Syd, gitterdrage	Differens	Afstand fra centrum til kraft
40	11		-13,2 kN	42,7 m
39	12		-252,1 kN	30,4 m
38	13		-484,4 kN	25,4 m
37	14		-1178,8 kN	15 m
36	15		-347,9 kN	2,5 m
35	16		-96,5 kN	2,5 m
34	17		769,1 kN	15 m
33	18		-34,6 kN	25,4 m
32	19		-201,8 kN	30,4 m
31	20		-214,3 kN	42,7 m

### Resultanter

Moment tages der hvor modullinie 9 og C mødes

X-retningen:

Afstand resultant øst siden  $A_{\emptyset} = 63,19$  m  
Resultant på øst siden  $F_{\emptyset} = 2891,41$  kN

Afstand resultant vest siden  $A_v = 30,93$  m  
Resultant på vest siden  $F_v = -1328,51$  kN

Y-retningen:

Afstand resultant nord siden  $A_n = 57,70$  m  
Resultant på nord siden  $F_n = 769,14$  kN

Afstand resultant syd siden  $A_s = 34,67$  m  
Resultant på syd siden  $F_s = -2823,62$  kN

Længde af resultant i x-aksen  $90,62$  m  
Resultant x-aksen  $1562,90$  kN

Længde af resultant i y-aksen  $26,05$  m  
Resultant y-aksen  $-1270,81$  kN

## Stabilitet af bygningen

Fordeling af lasten, vil blive gjort ved brug af væggenes inertimoment, grundet bygningens størrelse. Inertimomentet vil kun variere i forhold til længden af væggene, da bredde og højde er ens for alle vægge

Stabiliteten er regnet ud fra grundbygningen på 87 \* 85 m

Væg nr.	b [mm]	L [m]	$S_{ix}$ [m <sup>4</sup> ]	$S_{iy}$ [m <sup>4</sup> ]	$x_i'$ [m]	$y_i'$ [m]	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$S_{ix} * x_i^2$	$S_{iy} * y_i^2$
1	300	10,2	0	26,53	12,4	82,2	-30,3	38,5	0,0	39.368,7
2	300	10,2	0	26,53	17,3	82,2	-25,4	38,5	0,0	39.368,7
3	300	10,2	0	26,53	40,2	82,2	-2,4	38,5	0,0	39.368,7
4	300	10,2	0	26,53	45,1	82,2	2,5	38,5	0,0	39.368,7
5	300	10,2	0	26,53	68,1	82,2	25,4	38,5	0,0	39.368,7
6	300	10,2	0	26,53	73,0	82,2	30,3	38,5	0,0	39.368,7
7	300	10,2	0	26,53	12,4	43,5	-30,3	-0,2	0,0	0,8
8	300	10,2	0	26,53	17,3	43,5	-25,4	-0,2	0,0	0,8
9	300	10,2	0	26,53	40,2	43,5	-2,4	-0,2	0,0	0,8
10	300	10,2	0	26,53	45,1	43,5	2,5	-0,2	0,0	0,8
11	300	10,2	0	26,53	68,1	43,5	25,4	-0,2	0,0	0,8
12	300	10,2	0	26,53	73,0	43,5	30,3	-0,2	0,0	0,8
13	300	10,2	0	26,53	12,4	5,3	-30,3	-38,3	0,0	39.015,2
14	300	10,2	0	26,53	17,3	5,3	-25,4	-38,3	0,0	39.015,2
15	300	10,2	0	26,53	40,2	5,3	-2,4	-38,3	0,0	39.015,2
16	300	10,2	0	26,53	45,1	5,3	2,5	-38,3	0,0	39.015,2
17	300	10,2	0	26,53	68,1	5,3	25,4	-38,3	0,0	39.015,2
18	300	10,2	0	26,53	73,0	5,3	30,3	-38,3	0,0	39.015,2
19	300	4,9	2,94	0	14,8	87,0	-27,8	43,3	2.275,8	0,0
20	300	4,9	2,94	0	14,8	76,8	-27,8	33,1	2.275,8	0,0
21	300	4,9	2,94	0	42,6	87,0	-0,1	43,3	0,01	0,0
22	300	4,9	2,94	0	42,6	76,8	-0,1	33,1	0,01	0,0
23	300	4,9	2,94	0	70,5	87,0	27,9	43,3	2.286,7	0,0
24	300	4,9	2,94	0	70,5	76,8	27,9	33,1	2.286,7	0,0
25	300	4,9	2,94	0	14,8	48,6	-27,8	4,9	2.275,8	0,0
26	300	4,9	2,94	0	14,8	38,4	-27,8	-5,3	2.275,8	0,0
27	300	4,9	2,94	0	42,6	48,6	-0,1	4,9	0,01	0,0
28	300	4,9	2,94	0	42,6	38,4	-0,1	-5,3	0,01	0,0
29	300	4,9	2,94	0	70,5	48,6	27,9	4,9	2.286,7	0,0
30	300	4,9	2,94	0	70,5	38,4	27,9	-5,3	2.286,7	0,0
31	300	4,9	2,94	0	14,8	10,2	-27,8	-33,5	2.275,8	0,0
32	300	4,9	2,94	0	14,8	0,0	-27,8	-43,7	2.275,8	0,0
33	300	4,9	2,94	0	42,6	10,2	-0,1	-33,5	0,01	0,0
34	300	4,9	2,94	0	42,6	0,0	-0,1	-43,7	0,01	0,0
35	300	4,9	2,94	0	70,5	10,2	27,9	-33,5	2.286,7	0,0
36	300	4,9	2,94	0	70,5	0,0	27,9	-43,7	2.286,7	0,0
			52,9	477,5	1.535,5	1.569,1			27.375,5	470.308

### Koordinater til forskydningscentrummet

$$x_F = \Sigma(S_{xi} * X_i) / \Sigma S_x$$

$$42,64 \text{ m}$$

$$y_F = \Sigma(S_{yi} * y_i) / \Sigma S_y$$

$$43,67 \text{ m}$$

Koordinater til angrebspunkt:

90,62

;

26,05

## Kraftbidrag i vægge

Se bilag 13 for væg angivelser mv.

Masselasten defineres positivt i forhold til x-aksen.

Væg nr.	$P_x$ [kN]	$P_y$ [kN]
1	-67,2	-
2	-67,2	-
3	-67,2	-
4	-67,2	-
5	-67,2	-
6	-67,2	-
7	87,5	-
8	87,5	-
9	87,5	-
10	87,5	-
11	87,5	-
12	87,5	-
13	240,1	-
14	240,1	-
15	240,1	-
16	240,1	-
17	240,1	-
18	240,1	-
19	-	-108,2
20	-	-108,2
21	-	-114,1
22	-	-114,1
23	-	-120,1
24	-	-120,1
25	-	-108,2
26	-	-108,2
27	-	-114,1
28	-	-114,1
29	-	-120,1
30	-	-120,1
31	-	-108,2
32	-	-108,2
33	-	-114,1
34	-	-114,1
35	-	-120,1
36	-	-120,1
Sum:	1.563	-2.054

$$P_{ix} = S_{iy} * (P_x/S_y - T/V * y_i)$$

$$P_{iy} = S_{ix} * (P_y/S_x + T/V * x_i)$$

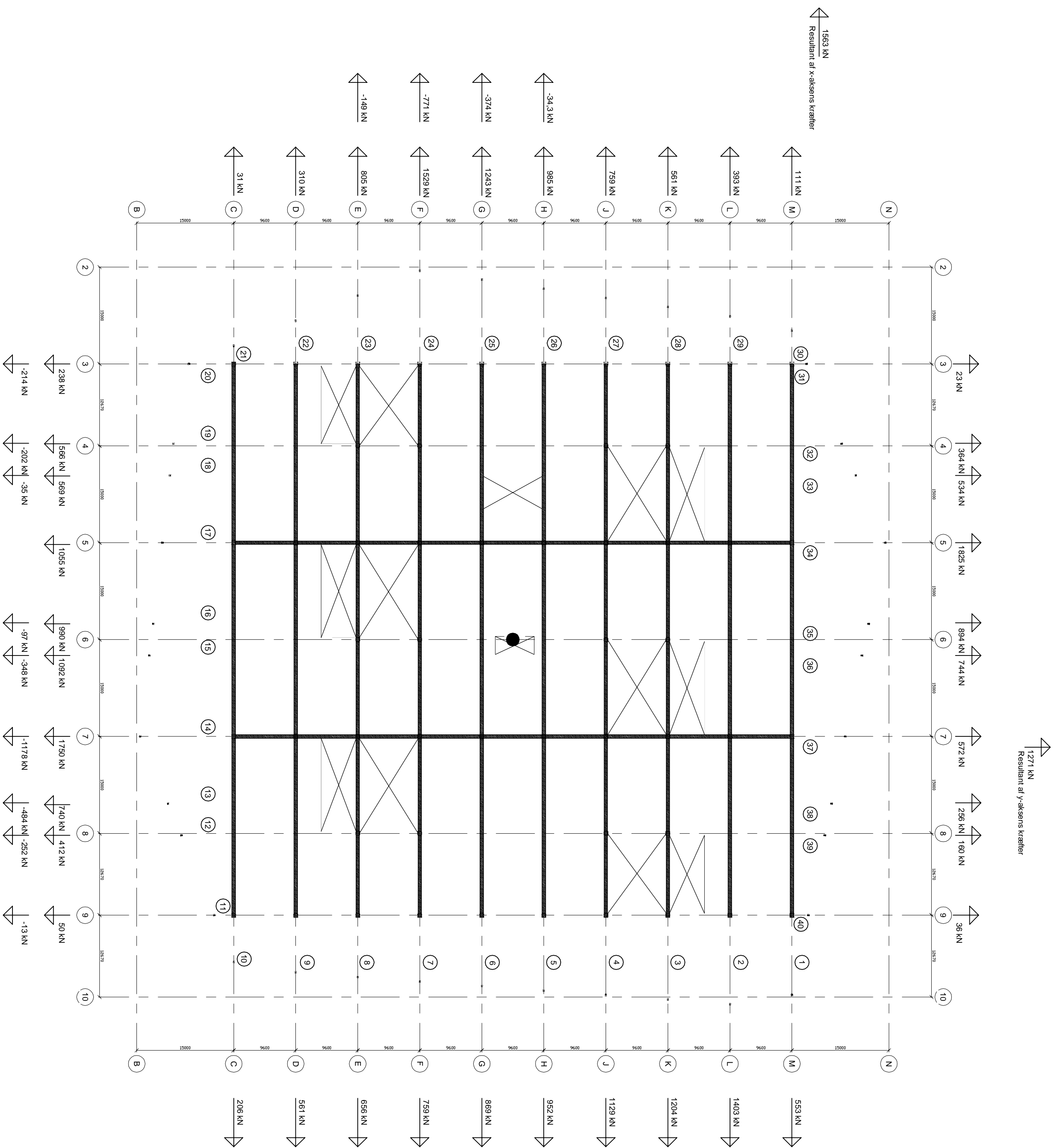
$$V = 497.683,3 \text{ m}^2$$

$$P_x = 1.562,9 \text{ kN}$$

$$P_y = -2.054,5 \text{ kN}$$

$$T_x = 74995,4 \text{ kNm}$$

$$T_y = -36211,53 \text{ kNm}$$



Ingeniørhøjskolen i København

AFP projekt - Multimediehuset

Gruppe 8

Dato: 3/1-2011

Målestok: -

Kursus: AFP projekt

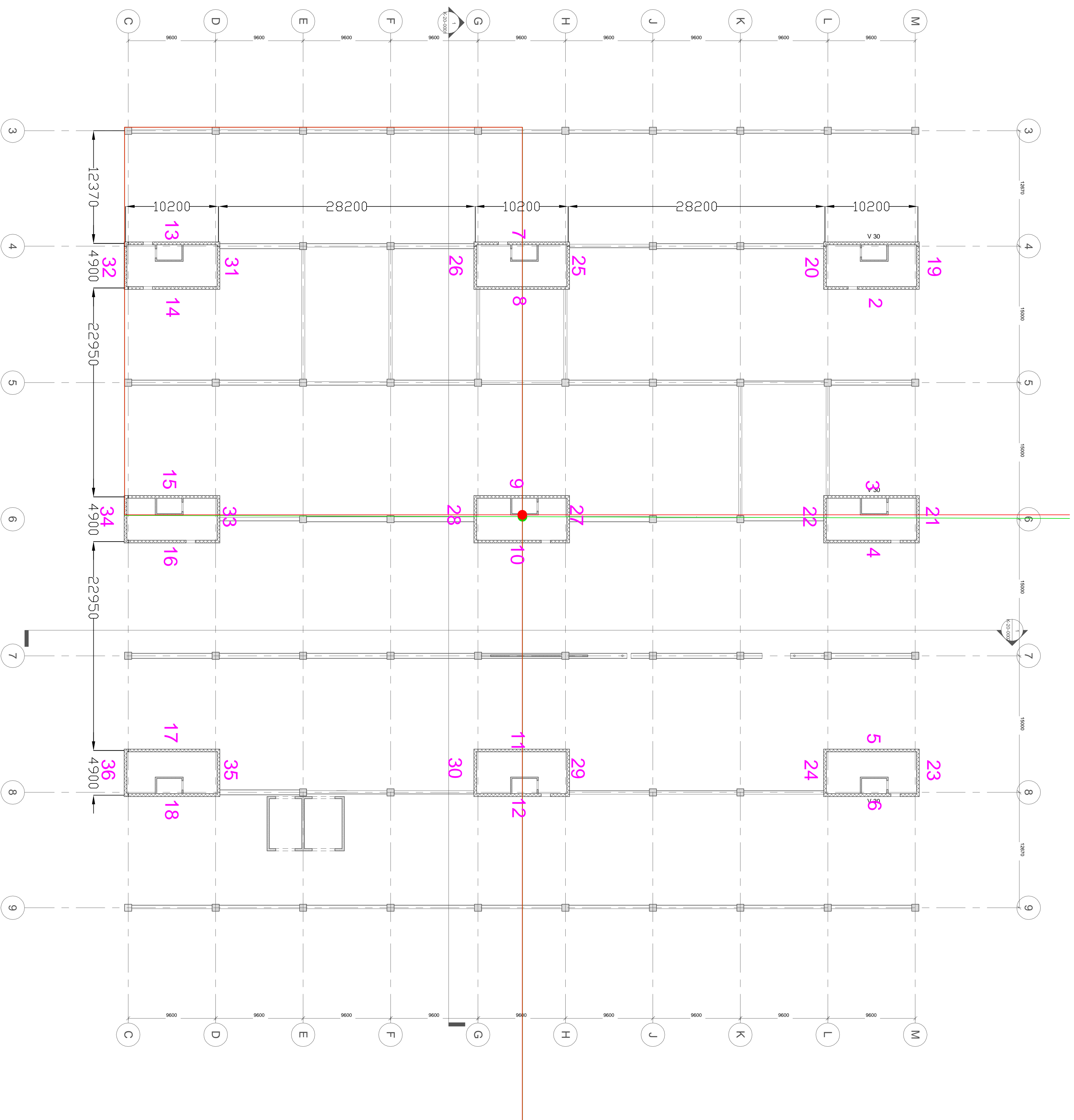
Vandret kræftfordeling

Tegn nr. Bilag 12a

Niveau: 3 (tagdeak)

Stud. nr. Navn

070754 Mikkel Hansen  
 070789 Kenneth Petersson  
 070862 Jane Gadeberg



● Forskydningscentrum: (42,64 ; 43,67)  
 ● Tyngdepunkt: (42,57 ; 43,65)

**NOTE**

Stabiliteten er udregnet i bilag 6.  
 Alle ubenævnte mål er i mm.

**Ingeniørhøjskolen i København**

AFP projekt - Multimediarhuset  
 Gruppe 8  
 Målestok: 1:250  
 Stabilitet  
 Stud. nr. Navn  
 070754 Mikkel Hansen  
 070789 Kenneth Petersen  
 070862 Jarne Gadeberg

Dato: 3/1-2011  
 Kursus: AFP projekt  
 Bilag 13



## Stringerbjælke

### Trækkabel

Den stringer med største trækspændinger løber i modullinie 5. Se bilag 12a for vandrette kræfter fra udkraget tagkonstruktion.

Trækraft = 2880 kN

Der vælges at benytte 2 trækkabler. Det vælges af hensyn til fastgørelse af kablet til HEB-profilet.

Ved at vælge 2 kabler, kan de placeres på hver side af kroppen af profilet.

Ved at vælge 2 kabler frem for 1, kan der i ulykkestilfældet knække et kabel, uden at gitterbjælken falder ned. Se nedenstående for beregning af dette.

Der vælges 2 stk 7C15 kabler med en karakteristisk trækraft = 3906 kN

Regningsmæssig trækraft af kabler = 3550,9 kN

Antal liner	Kabel	$A_p$	$f_{pk}$	$P_{maks}$	$P_{mo}(x)$
Stk.	navn	mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN
1	1F15	150	279	221	209
3	3C15	450	837	664	627
3	3F15	450	837	664	627
4	4C15	600	1116	886	836
4	4F15	600	1116	886	836
7	7C15	1050	1953	1550	1464
9	9C15	1350	2511	1993	1882
12	12C15	1800	3348	2657	2509
13	13C15	1950	3627	2878	2718
19	19C15	2850	5301	4207	3973
22	22C15	3300	6138	4871	4600
25	25C15	3750	6975	5535	5228
27	27C15	4050	7533	5978	5646
31	31C15	4650	8649	6863	6482
37	37C15	5550	10323	8192	7737
55	55C15	8250	15345	12177	11500

Kabler der er markeret med blå, er standardkabler som lagerføres i DK

### Dæklag for bøjlearmering

Afstand C1 =  $\emptyset$  + tolerancetillæg

Diameter 7C15

$\emptyset$  = 37 mm

C1 = 42 mm

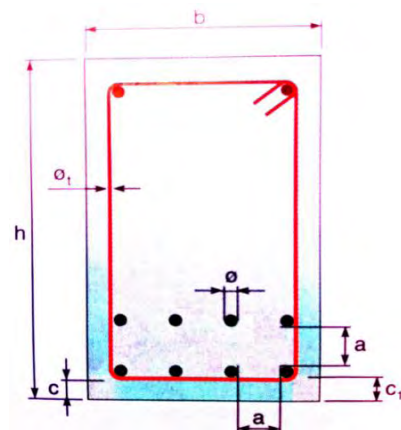
C = 15 mm

Brandkravet til dæklaget er

C = 30 mm

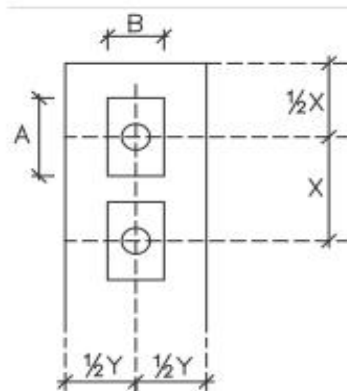
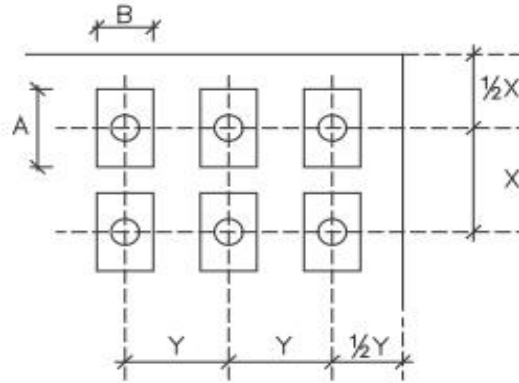
Brandkravet til bjælken er beskrevet i bilag 15. Brandkravet til

Freysinetkablet er overholdt ved at benytte TS 5.3.2.



Kantafstand og afstand mellem armering for Freyssinetkabel

	$f_{cm,D} = 24$ MPa	$f_{cm,D} = 44$ MPa	$f_{cm,D} = 60$ MPa
	$x = y$	$x = y$	$x = y$
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690



Der benyttes beton 25 til stringerbjælken.

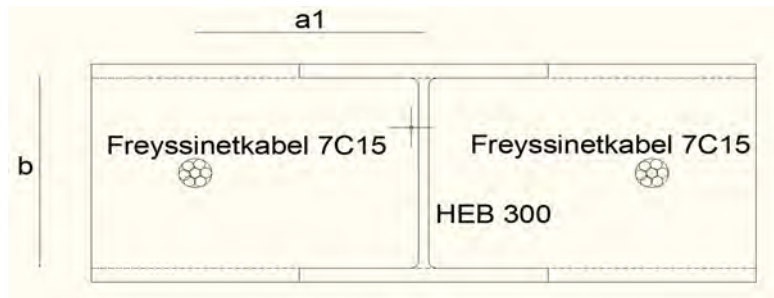
Afstand mellem armering  
Kantafstand

$y =$  330 mm  
 $\frac{1}{2}y =$  165 mm

## Fastgørelse Freyssinetkabel til stålkonstruktion

Ud fra en statisk betragtning, kan det ses at der i overkonstruktionen vil skabes en trækraft væk fra bygningen, samt en nedadrettet forskydningskraft. Det er derfor nødvendigt at kontrollere om kræfterne kan optages i tagdækket.

I underkonstruktionen vil der derimod opstå en trykkraft ind mod bygningen samt en nedadrettet forskydningskraft. Der kontrolleres imod knusning af betonen mod den udkragede tagkonstruktion. Der undersøges for flydning i bundpladen. Flydningen vil ske mellem de 2 freyssinetkabler. Der vælges en bredde som ligger mellem flangerne.



Stålkvalitet S275

$$f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,10$$

Bredde

$$b = 262 \text{ mm}$$

Afstand mellem Freyssinetkabel og center endeplade

$$a_1 = 150 \text{ mm}$$

Tykkelse af endeplade

$$t = 65 \text{ mm}$$

Pladens flydemoment

$$m_d := \frac{1}{4} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot t^2$$

$$m_d = 264,1 \text{ kN}$$

Kapacitet i endepladen med hensyn til flydemomentet.

$$F_u := 4 \cdot b \cdot m_d \cdot \frac{1}{a_1}$$

$$F_{u, \max} = 1844,9 \text{ kN}$$

Til dimension af endepladen vælges den gitterdrager der giver den største trækraft,  $F_u$ .

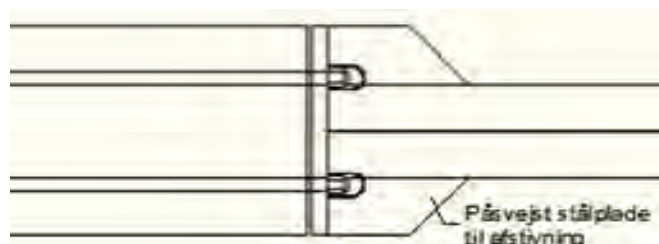
$$F_u = 1825 \text{ kN}$$

$$\text{Krav } F_{u, \max} > F_u$$

OK

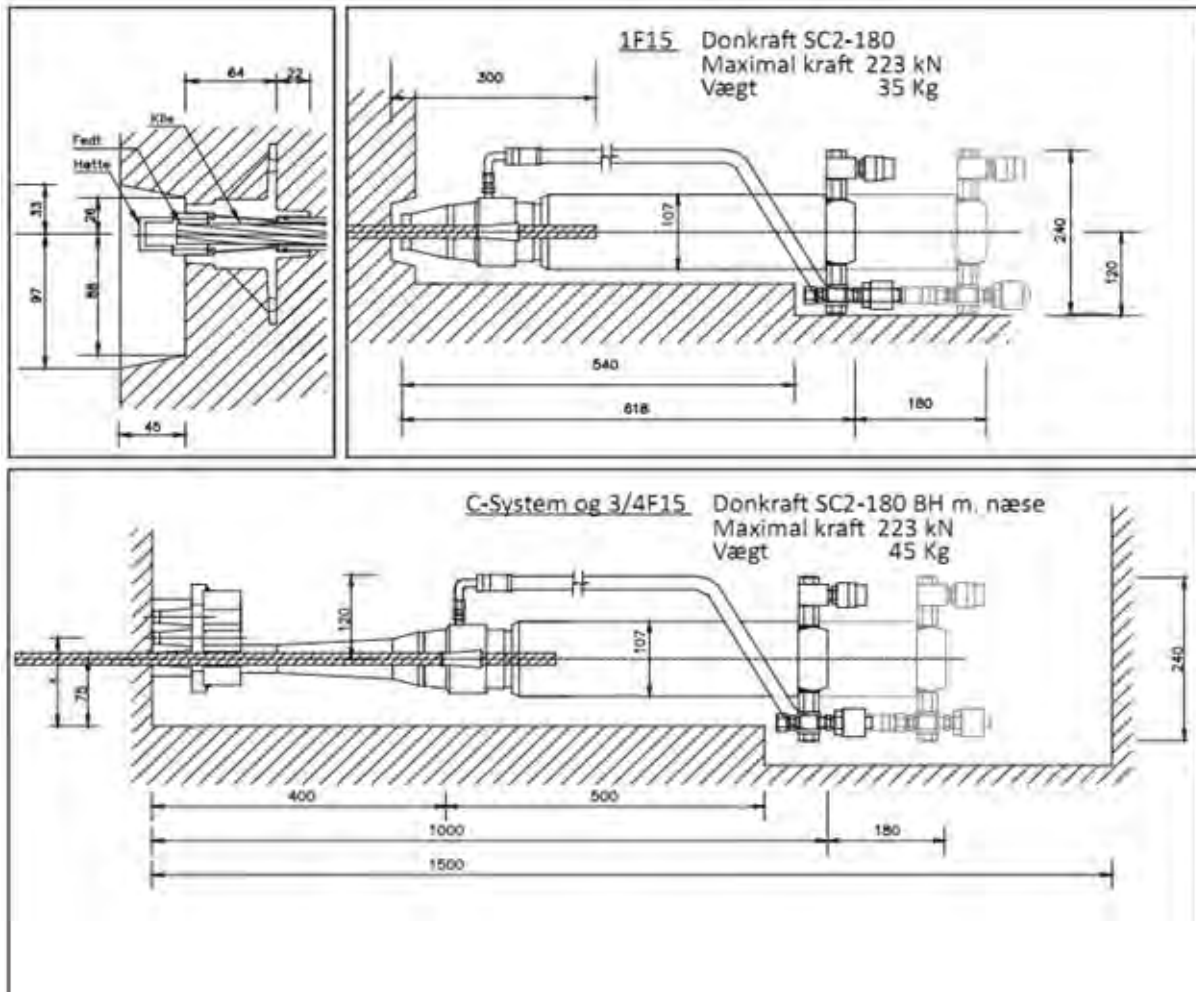
Der påsvejses afstivende stålblader mellem HEB profilet og endepladen. Dette gøres for at endeplade ikke bukker ind, når der kommer træk fra freyssinet kablet.

De afstivende plader påsvejses på flangerne i top og bund af HEB profilet. Pladerne har tykkelsen 19 mm.



## Opspænding af Freyssinetkabel

Freysinetkablerne bliver spændt op med en monodonkraft, hvilket vil sige at man spænder en line op af gangen.



## Ulykkesberegning på udkraget tagkonstruktion

Den udkraget tagkonstruktion undersøges i tilfælde af et af at de to freyssinet kabler i stringerbjælken knækker.

Der undersøges for gitterbjælke 34 og 17, da denne vurderes at være det værste lasttilfælde, se bilag 12a for placering.

Regningsmæssig træk kapacitet i 1 stk freyssinet kabel = 1775 kN

### Last i ulykkestilfælde i gitterbjælke 34

Både nyttelast og snelast regnes som primære last, da der kan optræde sne på taget af tagkonstruktionen og nyttelast inde i konstruktionen.

Lastkombination, nyttelast og snelast dominerende

$$1.0 \cdot g_k + \psi_1 \cdot q_k + 0.2 \cdot S_k$$

Lastopland for gitterbjælke	$l_1 =$	11,5 m
Spænd af gitterbjælke	$l =$	14,2 m
Etage højde	$h_e =$	4,5 m
Variable last, $\psi_1$	$\psi_1 =$	0,6
Egenlast	$g_k =$	28,8 kN/m
Nyttelast	$q_k =$	28,6 kN/m
Snelast	$S_k =$	6,6 kN/m
Lastkombination	$=$	<u>47,3 kN/m</u>

### Vandret trækraft i gitterbjælke 34

Længde resulterende kræfter	$l_r =$	7,1 m
Resulterende kraft (Største lastkombination * spændvidde)	$F =$	671,3 kN
Momentberegninger		4766,6 kNm
Vandrette reaktioner	$R_v =$	<u>1065,2 kN</u>

### Last i ulykkestilfælde i gitterbjælke 17

Både nyttelast og snelast regnes som primære last, da der kan optræde sne på taget af tagkonstruktionen og nyttelast inde i konstruktionen.

Lastkombination, nyttelast og snelast dominerende

$$1.0 \cdot g_k + \psi_1 \cdot q_k + 0.2 \cdot S_k$$

Lastopland for gitterbjælke	$l_1 =$	11,5 m
Spændvidde af gitterbjælke	$l =$	10,8 m
Etage højde	$h_e =$	4,5 m
Variable last, $\psi_1$	$\psi_1 =$	0,6
Egenlast	$g_k =$	28,8 kN/m

Nyttelast	qk=	28,6 kN/m
Snelast	Sk=	6,6 kN/m
Lastkombination	=	<u>47,3 kN/m</u>

### Vandret trækraft i gitterbjælke 17

Længde resulterende kræfter	lr=	5,4 m
Resulterende kraft (Største lastkombination*spændvidde)	F=	510,6 kN
Momentberegninger		2757,2 kNm
Vandrette reaktioner	Rv=	<u>616,1 kN</u>

### Samlet vandret trækraft i stringerbjælke

Den samlede trækraft i stringerbjælken findes ved at addere gitterbjælke 17 i ulykkestilfælde og gitterbjælke 34 i ulykkestilfælde.

Vandret reaktion i stringerbjælke i ulykkestilfælde	Rv=	<u>1681,3 kN</u>
---	-----	------------------

Da 1 freyssinet kabel kan klare en trækraft på 1775 kN, kan det godt optage lasten fra de 2 gitterbjælker i ulykkestilfældet.

Der er ligeledes en del sikkerhed "gemt" i gitterspærerne på hver side af den gitterbjælke, hvor det tænkes at kablet knækker. Disse kræfter overføres til de sideliggende gitterbjælker, igennem de vandrette bjælker der spænder mellem gitterbjælkerne.

# Brand in-situ konstruktioner

## Generelt

Alle bærende konstruktioner skal udføres som R120 [BS 120 bygningsdele].

## Bærende vægge i kerne

Fra bef.dk lastnedføring, bilag 3b

Snelast dominerende

$$1.0 \cdot g_k + \psi_2 \cdot q_k + 0.2 \cdot s_k$$

$$N_{0Ed,fi} = 498 \text{ N}$$

Regningsmæssig styrke af væggen under normale temperaturer

$$N_{Rd} = 565,6$$

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad \mu_{fi} = 0,88$$

**Tabel 5.4 – Mindste dimensioner og centerafstande for bærende armerede betolvægge**

Standard brand-modstandsevne	Mindste dimensioner (mm)			
	Vægtykkelse/centerafstand for			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Væg eksponeret på én side	Væg eksponeret på to sider	Væg eksponeret på én side	Væg eksponeret på to sider
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	100/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

\* Normalt vil det dæklag, der kræves i EN 1992-1-1, være bestemmende.  
NOTE – For definition af  $\mu_{fi}$  se 5.3.2 (3).

For at de bærende vægge i kernerne opfylder brandkravet skal væggene være en REI 120. Dette opnås ved en minimumsbredde på 220 mm og et dæklag på 35 mm til center. Der benyttes et kant dæklag på 35 mm til væggene i kernerne.



Søjler

Normalkraft under påvirkning af brand

snelast

$$s_k = 82,944 \text{ kN}$$

Egenlast

$$g_k = 2277,10 \text{ kN}$$

Nyttelast

$$q_k = 1080 \text{ kN}$$

$$\psi_2 = 0,2$$

Masselast

$$=$$

Snelast dominerende

$$1,0 \cdot g_k + \psi_2 \cdot q_k + 0,2 \cdot s_k$$

$$N_{0Ed,fi} = 2509687 \text{ N}$$

$$A_c = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 628,3 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} = 17,9 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = 458 \text{ Mpa}$$

formel 5.8a

$$n = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$$

$$n = 0,3$$

Armeringsforholdet

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$\omega = 0,03$$

Tabel 5.2b – Mindste søjledimensioner og centerafstande for søjler af armeret beton med rektangulært eller cirkulært tværsnit

Standard brand-armerings-modstandsevne	Mekanisk forhold $\omega$	Mindste dimensioner (mm) Søjlebredde $b_{min}$ /centerafstand $a$			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

\* Normalt vil det dæklag, der kræves af EN 1992-1-1, være bestemmende.

(1) Kræver en bredde på mere end 600 mm. Det er nødvendigt at foretage en særlig vurdering med hensyn til udknækning.

Mht til brand skal søjlen minimum have en dimension på 400x400 og have et dæklag på 50 eller have en dimension på 550x550 og et dæklag på 25.

Da søjlerne i projektet har en dimension på 800x800 vælges der et kantdæk dæklag på 35mm, efter TS 5.3.2



In-situ dæk i kerner

**Tabel 5.8 – Mindste dimensioner og centerafstande for armerede og forspændte simpelt understøttede enkelt- og dobbeltspændte massive plader**

Standardbrandmodstandsevne	Mindste dimensioner (mm)			
	pladetykkelse $h_s$ (mm)	centerafstand $a$		
		enkeltspændt	dobbeltspændt	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

$l_x$  og  $l_y$  er spændvidderne for en dobbeltspændt plade (to retninger vinkelret på hinanden), hvor  $l_y$  er den længste spændvidde.

Ved forspændte plader bør øgningen af centerafstanden i henhold til 5.2(5) noteres.

Centerafstanden  $a$  i kolonne 4 og 5 for dobbeltspændte plader gælder for plader understøttet langs alle fire rande. Hvis dette ikke er tilfældet, bør de behandles som enkeltspændte plader.

\* Normalt vil det dæklag, der kræves i EN 1992-1-1, være bestemmende.

In-situ dækkene i kernerne er enkeltspændt og har brandkravet REI 120. Dette opnås ved et dæklag med en centerafstand på 40 mm.

## Stringerbjælker

Standard- brandmod- standsevne	Mindste dimensioner (mm)						
	Mulige kombinationer af $a$ og $b_{min,r}$ hvor $a$ er den gennemsnitlige centerafstand, og $b_{min,r}$ er bjælkens bredde				Kroptykkelse $b_w$		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min,r} = 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{min,r} = 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{min,r} = 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{min,r} = 200$ $a = 45$	240 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{min,r} = 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{min,r} = 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10\text{mm}$ (se noten nedenfor)							
<p>Ved forspændte bjælker bør øgningen af centerafstanden i henhold til 5.2(5) noteres.</p> <p><math>a_{sd}</math> er hjørnearmeringens (eller spændarmeringens eller trådens) centerafstand til bjælkens sideflade for bjælker med et kun ét lag armering. For værdier af <math>b_{min,r}</math> der er større end værdien i kolonne 3, er det ikke nødvendigt at øge <math>a_{sd}</math>.</p> <p>* Normalt vil det dæklag, der kræves i EN 1992-1-1, være bestemmende.</p>							

Kravet til stringerbjælken er at konstruktionen skal være en R 120. Der er forskellige muligheder for dæklags tykkelsen, alt efter bredden på bjælke. Det er dog kravene i TS 5.3.2 der er dimensionsgivende for dæklaget på bøjler til stringerbjælken. Se bilag 14 for stringerbjælken. Kantafstand og afstand mellem freyssinetkabler er hhv. 165 og 330 mm og ses på bilag 14.

# Trækforbindelser

## Randarmering i TT-dæk

Der placeres randarmering i randen ved hvert etage -og tagdæk.  
Randarmeringen dimensioneres for den forskydningskraft der vil opstå i mellem 2 af de bærende søjler. Det kontrolleres om vind, masselast eller robusthedskrav er dimensionsgivende

Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.2(2)

Krav konsekvensklasse 3 (CC3)

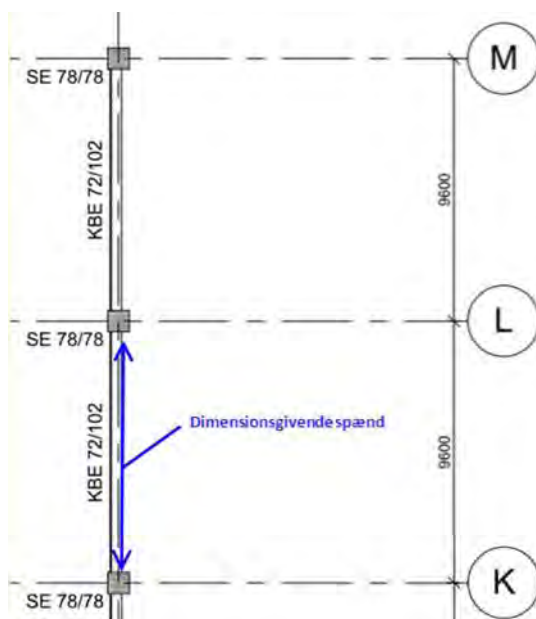
Hvis  $30 \text{ kN/m} * L < 80 \text{ kN} = 80 \text{ kN}$

$p = 30 \text{ kN/m}$

$P = 80 \text{ kN}$

Nord til syd

Randarmering langs dæk fra nord til syd.



Skitsen til venstre viser hvilket spænd der er dimensionsgivende for det lastopland som randarmeringen skal dimensioneres ud fra.

Lastopland (afstand imellem 2 søjler)

$L = 9,6 \text{ m}$

Vindlast

$V = 54,12 \text{ kN}$

Masselast

$M = 84 \text{ kN}$

Robustheds beregning

$P = 288 \text{ kN}$

Robusthedskrav dimensionsgivende:

Stålstyrke

$F_{yk} = 550 \text{ Mpa}$

Nødvendigt armeringsareal

$A_{s,nød} = 524 \text{ mm}^2$

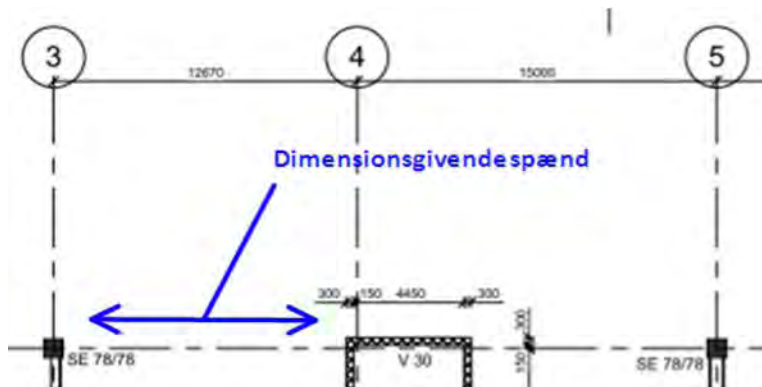
Der vælges 2Y20

$A_s = 628 \text{ mm}^2$

### Vest til øst

Randarmering langs dæk fra vest til øst.

Nedenstående skitse viser hvilket spænd der er dimensionsgivende for det lastopland som randarmeringen skal dimensioneres ud fra.



Lastopland (afstand imellem 2 søjler)	L	=	12,6 m
Vindlast	V	=	71,04 kN
Masselast	M	=	111 kN
Robustheds beregning	P	=	378 kN

Robusthedskrav dimensionsgivende:

Stålstyrke	F <sub>yk</sub>	=	550 Mpa
Nødvendigt armeringsareal	A <sub>s,nød</sub>	=	687 mm <sup>2</sup>
Der vælges 2Y25	A <sub>s</sub>	=	982 mm <sup>2</sup>

### Interne trækforbindelser i TT-dæk

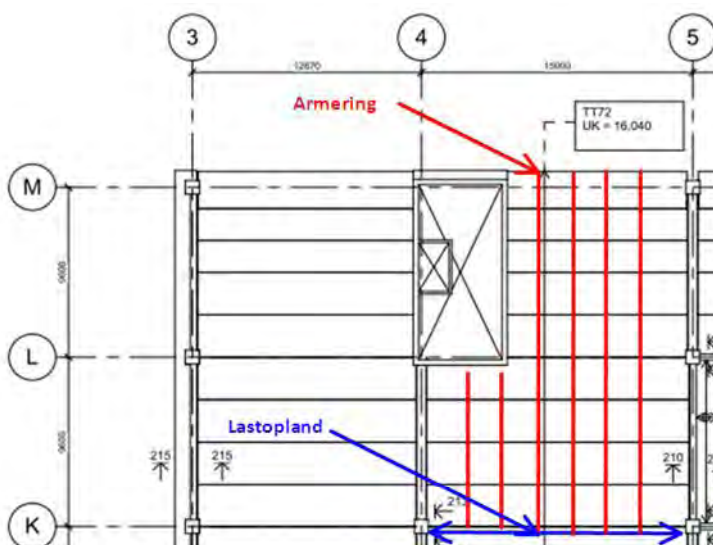
De interne trækforbindelser udføres i overbetonen på TT-dækkene. Armeringen spænder i to retninger vinkelret på hinanden. De interne trækforbindelser forankres til randarmeringen.

Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.3(2)

Krav konsekvensklasse 3 (CC3)	p	=	30 kN/m
-------------------------------	---	---	---------

### Nord til syd

Interne trækforbindelser langs dæk fra nord til syd.



Skitsen til venstre viser hvilket spænd der er dimensionsgivende for det lastopland som armeringen skal dimensioneres ud fra.

Nord til syd forsat

Lastopland på dæk  
Robustheds beregning

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} \\ P &= 450 \text{ kN} \end{aligned}$$

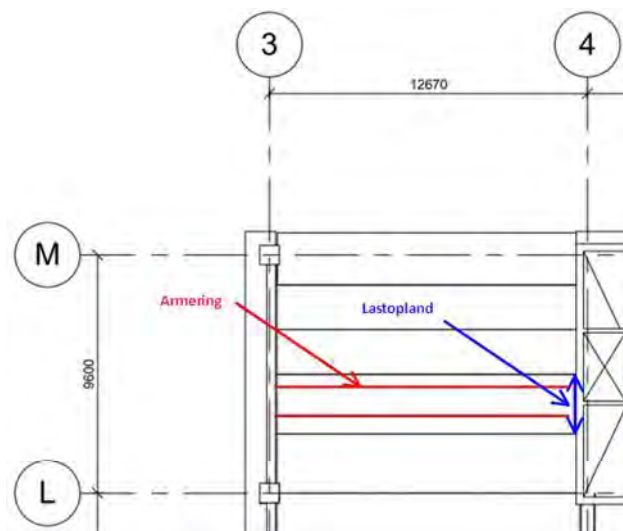
Stålstyrke  
Nødvendigt armeringsareal  
Der vælges 11Y10

$$\begin{aligned} F_{yk} &= 550 \text{ Mpa} \\ A_{s,nød} &= 818 \text{ mm}^2 \\ A_s &= 864 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dermed kan armeringsnettet placeret i overbetonen på TT-dækkene godt overholde robusthedskravene.

### Vest til øst

Interne trækforbindelser langs dæk fra vest til øst.



Skitsen til venstre viser hvilket spænd der er dimensionsgivende for det lastopland som armeringen skal dimensioneres ud fra.

Lastopland på dæk  
Robustheds beregning

$$\begin{aligned} L &= 2,4 \text{ m} \\ P &= 72 \text{ kN} \end{aligned}$$

Stålstyrke  
Nødvendigt armeringsareal  
Der vælges 2Y10

$$\begin{aligned} F_{yk} &= 550 \text{ Mpa} \\ A_{s,nød} &= 131 \text{ mm}^2 \\ A_s &= 157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dermed kan armeringsnettet placeret i overbetonen på TT-dækkene godt overholde robusthedskravene.

## Robusthed

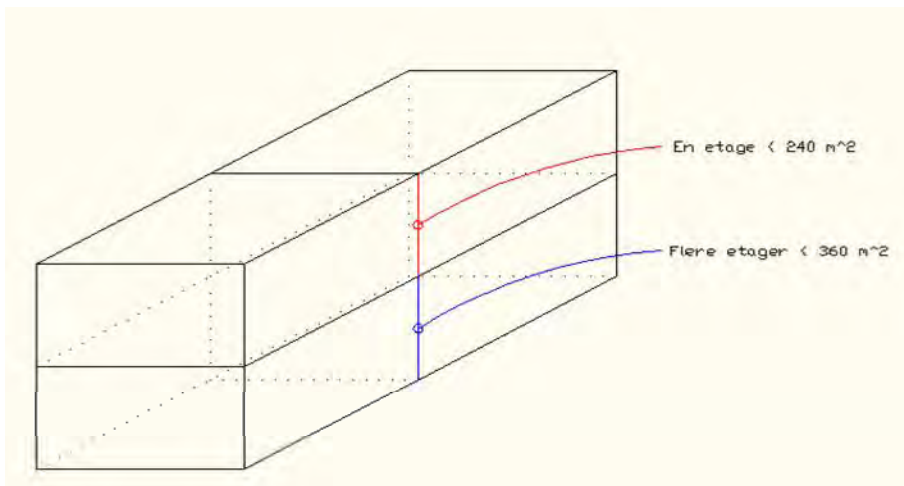
### Nøgle elementmetoden

EC0-EN1990NA - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner  
Annex E - Supplerende regler for robusthed pkt. 7

Bortfald af element krav:

Maks 240 m<sup>2</sup> pr etage og maks 360 m<sup>2</sup> i alt

Hvis disse krav ikke er overholdt, benyttes en materialepartialkoefficient  $\gamma_m$  der er øget med faktoren 1,2.



### Kontrol af nøgle elementmetoden - Søjle

Der tages udgangspunkt i en søjle midt i huset, som har det største lastopland

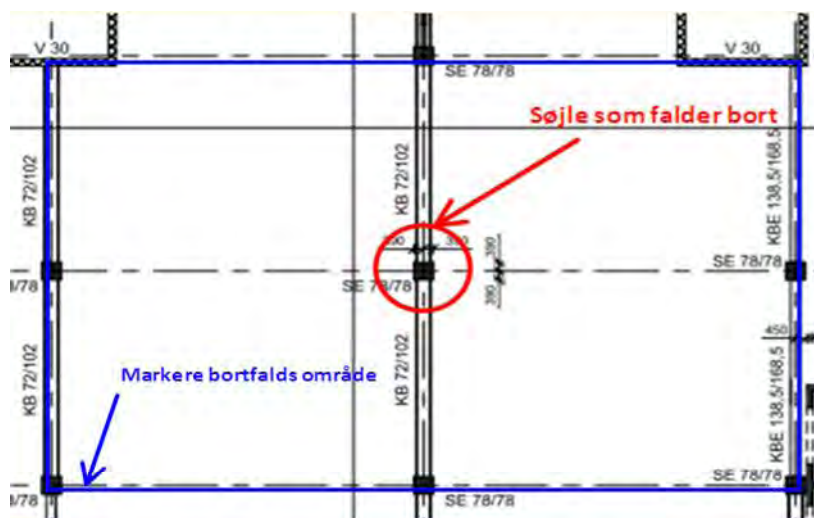
Søjlelastopland pr. etage\* = 144,00 m<sup>2</sup>

\*se bilag 4 - Søjle

Samlet lastopland for 3 etager = 432 m<sup>2</sup>

Altså er nøgle elementmetoden med hensyn til maks kravet ikke overholdt

Nedenstående skitse viser den omtalte søjle placeret på niveau 1



## Ny søjleberegning

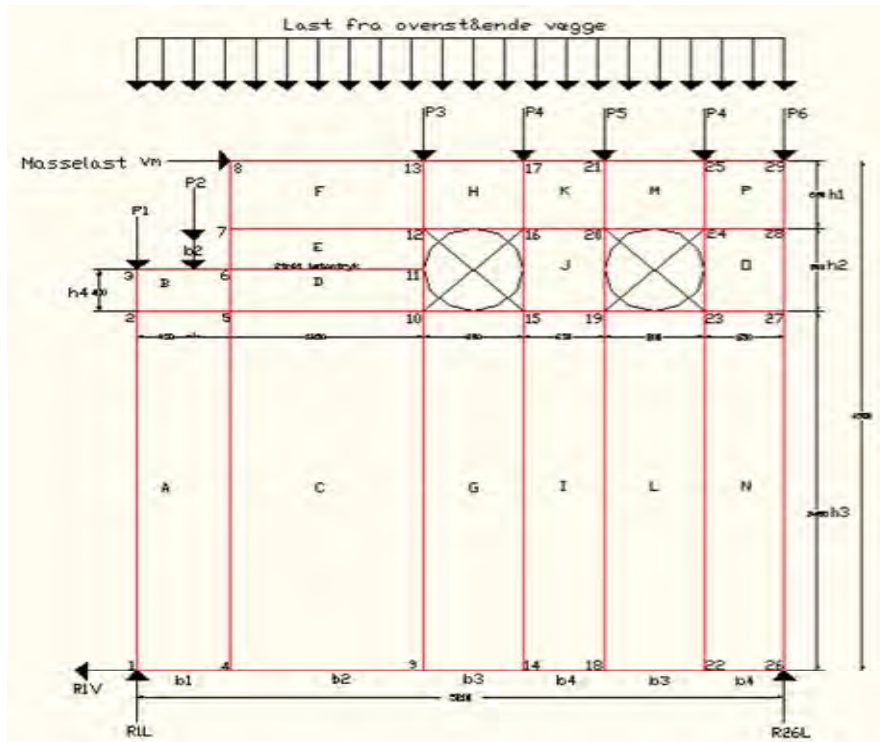
På baggrund af den ikke opretholdte elementmetode er det nødvendigt at øge materialepartialkoefficienterne med 1,2. Dette gælder både stålet og betonens partialkoefficienter.

Beregningerne ses på bilag 4a - Søjleberegning.

Pga. den påregnede ekstrasikkerhed på elementet er det nødvendigt at øge tryk og træk armeringen fra Y14 til Y16

## Stringerteori

Alle de stabiliserende kerner fungerer også som skakte. Dermed vil der bliver udført store gennemgående huller til ventilations kanalerne. Det kontrolleres derfor at dette ikke skaber problemer. Det kigges på væg nr. 35 (bilag 13) på niveau 1. På bilag 18b ses en detaljeret opstalt af væggen



### Dimensioner

Fuld bredde	$b =$	5200 mm
Bredde, forskydningsfelt: A,B	$b_1 =$	450 mm
Bredde, forskydningsfelt: C,D,E,F	$b_2 =$	1850 mm
Bredde, forskydningsfelt: G,H og L,M	$b_3 =$	800 mm
Bredde, forskydningsfelt: I,J,K, og N,O,P	$b_4 =$	650 mm
Fuld højde	$h =$	4900 mm
Højde, forskydningsfelt: F,H,K,M,P	$h_1 =$	800 mm
Højde, forskydningsfelt: J,O	$h_2 =$	800 mm
Højde, forskydningsfelt: A,C,G,I,L,N	$h_3 =$	3450 mm
Højde, forskydningsfelt: E og B,D	$h_4 =$	400 mm
Vægtykkelse	$t =$	300 mm

### Laster

Jævnfordelt, lodret last	$P_d =$	346 kN/m
Masselast	$M =$	40 kN
Lodret last fra bjælke (punktlast $b_2$ )	$b_2 =$	956,4 kN
Lodret last i stringer 1-3	$P_1 =$	78 kN



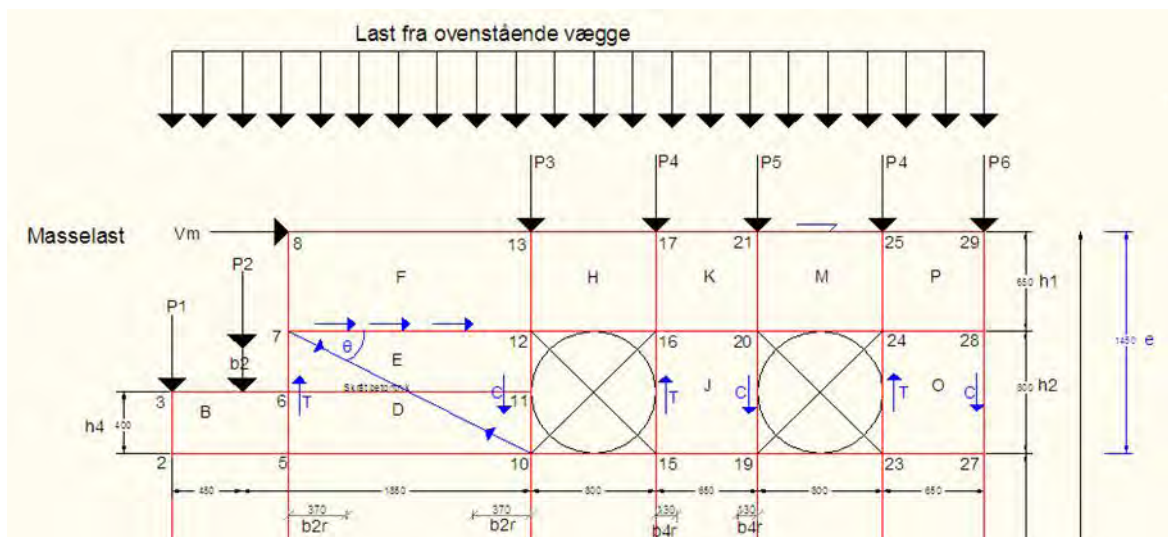
Lodret last i stringer 4-8	$P_2 =$	398 kN
Lodret last i stringer 9-13	$P_3 =$	458 kN
Lodret last i stringer 14-17, 22-25	$P_4 =$	251 kN
Lodret last i stringer 18-21	$P_5 =$	251 kN
Lodret last i stringer 26-29	$P_6 =$	112 kN
Vandret last i stringer 18-29	$w =$	40 kN

### Reaktioner

Lodret reaktion i punkt 26, moment om punkt 1	$R_{26L} =$	937 kN
Vandret reaktion i punkt 1	$R_{1V} =$	40 kN
Lodret reaktion i punkt 1, lodret ligevægt	$R_{1L} =$	862 kN

### Tilæg til lodrette stringere fra masselast

Der vil opstå et tillæg/fradrag til den lodrette stringerarmring fra den vandrette masselast  
Dette tillæg/fradrag ses på skitsen som krafterne T og C



Masselast	$V_m =$	40 kN
Ekscentricitet	$e =$	1,45 m
Moment	$M =$	58 kNm

Reducerede bredder:

Der benyttes 20% af den fulde bredde - i henhold til "Betonkonstruktioner"

Reduceret bredde $b_{2r}$	$b_{2r} =$	370 mm
Reduceret bredde $b_{4r}$	$b_{4r} =$	130 mm

For at momentet fra masselasten skal optages i de lodrette stringer antages følgende

$$M := T \cdot (b_2 - 2 \cdot b_{2r} + b_4 - 2 \cdot b_{4r} + b_4 - 2 \cdot b_{4r})$$

Hvor  $T=C$

Kraften T	$T =$	30,7 kN
$C=T$	$C =$	30,7 kN

### Nye punktlaster (lodret)

Tillæg fra masselasten lægges til eller trækkes fra punktlasterne

Lodret last i stringer 1-3 - intet tillæg	$P_1 =$	78 kN
Lodret last i stringer 4-8 - minus T + last b2	$P_2 =$	1324 kN
Lodret last i stringer 9-13 - plus C	$P_3 =$	489 kN
Lodret last i stringer 14-17, 22-25 - minus T	$P_4 =$	220 kN
Lodret last i stringer 18-21 - plus C	$P_5 =$	282 kN
Lodret last i stringer 26-29 - plus C	$P_6 =$	143 kN

Dette betyder at alle stringere er trykstringer på nær stringer sy 6-8, som er trækstringer

### Bestemmelse af armering af trykstringere

Givet

Normal kontrolklasse

Betonstyrke, karakteristisk C25  $f_{ck} =$  25 MPa

Betonstyrke, regningsmæssig  $f_{cd} =$  17,2 MPa

Partialkoefficient  $\gamma_c =$  1,45

Armeringstyrke, karakteristisk  $f_{yk} =$  550 MPa

Armeringstyrke, regningsmæssig  $f_{yd} =$  458,3 MPa

Partialkoefficient  $\gamma_{M1} =$  1,2

### Kontrol af trykstringer

I henhold til afsnit: "Tillæg til lodrette stringere fra masselast", vælges det at anvende den anbefalede øvre grænse for stringerbredden, som er 20 % af forskydningsfeltets udstrækning.

Betonens plastiske trykstrykke

$$v_m := 0,98 - \frac{f_{ck}}{500}$$

$v_m =$  0,93

Der kigger på 3 forskellige stringere da det umiddelbart ikke fremgår hvilken som er værst.

Stringer sy 4-6:

Nødvendig betonareal

$$A_{c,n\ddot{o}d} := \frac{P}{(v_m \cdot f_{cd})}$$

$A_{c,n\ddot{o}dv} =$  82.554 mm<sup>2</sup>

Areal af 20% af beton tværsnittet

$=$  222.000 mm<sup>2</sup>  
OK

Stringer sy 9-13:

Nødvendig betonareal

$$A_{c,n\ddot{o}d} := \frac{P}{(v_m \cdot f_{cd})}$$

$A_{c,n\ddot{o}dv} =$  30.477 mm<sup>2</sup>

Areal af 20% af beton tværsnittet

$=$  222.000 mm<sup>2</sup>  
OK

Stringer sy 18-21:

Nødvendig betonareal

$$A_{c,n\ddot{o}d} := \frac{P}{(v_m \cdot f_{cd})}$$

$A_{c,n\ddot{o}dv} =$  17.568 mm<sup>2</sup>

Areal af 20% af beton tværsnittet

$=$  78.000 mm<sup>2</sup>  
OK

### Bestemmelse af armering af trækstringer

Stringer Sy6-8 betragtes

Nødvendig armeringsareal

$$A_{s,nød} := \frac{T}{f_{yd}}$$

$A_{s,nød} = 67,0 \text{ mm}^2$

Der vælges 1Y12

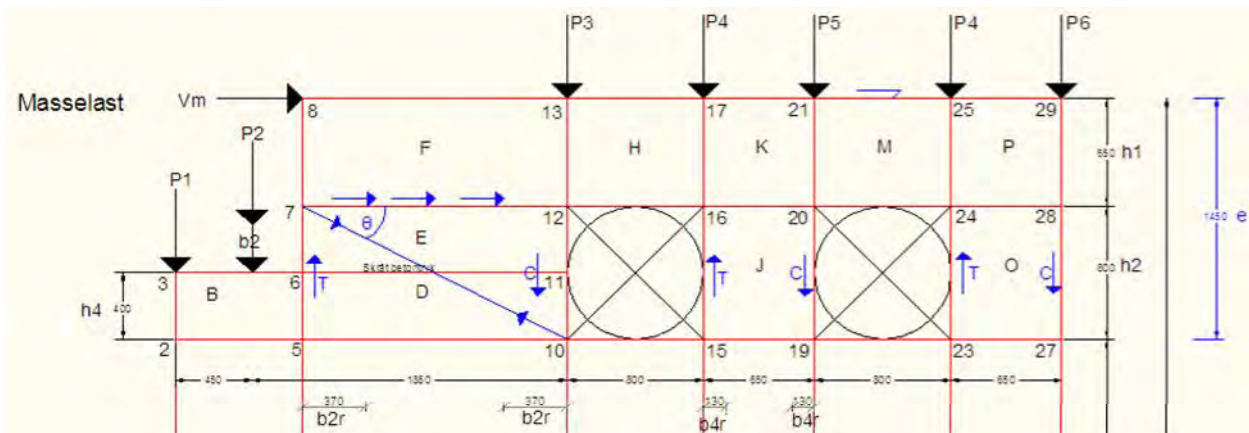
$A_s = 113 \text{ mm}^2$   
OK

Den lodrette netarmering i in-situ væggen består af Y12/330 - Det vil derfor ikke være nødvendigt med ekstra armering. Se bilag 3 for vægberegninger

### Bestemmelse af armering i forskydningsfelterne

I forskydningsfelterne er der ren forskydning, så formlerne for skivespændinger kan anvendes her idet normalspændingerne sættes til 0.

Armeringen i feltet placeres ortogonalt og parallelt med koordinataksene.



### Regningsmæssig forskydningsspænding

Det forudsættes at alle forskydningsspændingerne skal optages i område E-D

Der benyttes Y12/240

Armeringsareal

$\emptyset = 12 \text{ mm}$

Armeringstyrke, regningsmæssig

$A_s = 113,04 \text{ mm}^2$

Forankringslængde

$f_{yd} = 458,3 \text{ MPa}$

Tykkelse af væg

$l_b = 576 \text{ mm}$

$t = 300 \text{ mm}$

Maksimal forskydningsspænding

$$\tau_{max} := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{l_b \cdot t}$$

$\tau_{max} = 0,30 \text{ MPa}$

Vinkel imellem betontryk og x-akse

$\theta = 23,3 \text{ grader}$

$\cot\theta = 1,08$

Betonspændingen i forskydningsfeltet med størst forskydningsspænding kontrolleres

Forskydningsfelt K betragtes

$$\sigma_c := \tau \cdot \left( \cot\theta + \frac{1}{\cot\theta} \right)$$

Trykspændingen i forskydningsfeltet

$$\sigma_c := \tau \cdot \left( \cot\theta + \frac{1}{\cot\theta} \right)$$

$$\sigma_c = 0,34 \text{ MPa}$$

Effektivitetsfaktoren for ren forskydning, tabel 5.1

$$v_v = 0,58$$

Kontrol: Den øvre grænse for betonspændingen er

$$\sigma_{c,max} := v_v \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{c,max} = 10 \text{ MPa}$$

OK

Armeringen i y-retningen findes

$$A_{sy} := \frac{\tau \cdot t}{f_{yd} \cdot \cot\theta}$$

$$A_{sy} = 181,07 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Det vælges at anvende

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

Den lodrette armering i væggen er Y12 pr. 330

$$A_{sy} = 330 \text{ mm}^2$$

Svarende til (tabel 5.3.1 - TS20)

OK

Armeringen i x-retningen findes

Der vælges at anvende

$$\emptyset = 8 \text{ mm}$$

Den lodrette armering i væggen er Y8 pr. 240

$$A_{sy} = 210 \text{ mm}^2$$

Svarende til (tabel 5.3.1 - TS20)

Dermed er det ikke noget problem at overholde kravene ved brug af den dimensionerede væg armeringen. For væg dimensioneringen se bilag 3





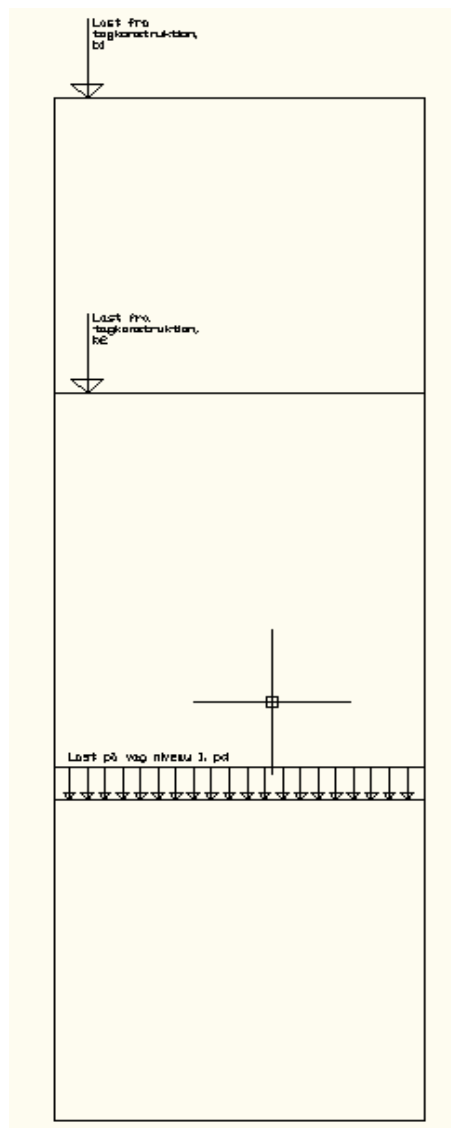








## Last på nederste væg i kerne, pd



### Last fra bjælke på væg i niveau 3

Snelast dimensionsgivende på tagetagen

Spænd bjælke	=	9,6 m
Last bredde	=	13,5 m
Lastoplend	=	64,80 m <sup>2</sup>
Egenlast tagdæk mv	=	5,41 kN/m <sup>2</sup>
Last på bjælke fra tagkonstruktion	=	73,04 kN/m
Egenlast betonbjælke	=	6,21 kN/m
Snelast	$S_k =$	0,576 kN/m <sup>2</sup>
Last fra snelast	=	7,8 kN/m
Vindlast	$V_k =$	0,16 kN/m <sup>2</sup>

Last fra vindlast	=	2,2 kN/m
$K_{FI}$	=	1,0
Last på bjælke		
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k \cdot K_{FI} + 0,45 \cdot v_k \cdot K_{FI}$	=	91,9 kN/m
Punktlast b1	=	441,1 kN
Punktlasten fordeles over bredden af hele væggen. Det forudsættes at lasten fordeles med 1:2.		
Linielast fra b1	=	84,8 kN/m

### Last fra bjælke på væg i niveau 2

Nyttelast dimensionsgivende på etagedæk

Spænd bjælke	=	9,6 m
Last bredde	=	13,5 m
Lastopland	=	64,80 m <sup>2</sup>
Egenlast etagedæk mv	=	6,80 kN/m <sup>2</sup>
Last på bjælke fra tagkonstruktion	$g_k =$	91,80 kN/m
Egenlast betonbjælke	$g_k =$	6,21 kN/m
Nyttelast	=	5 kN/m <sup>2</sup>
Last fra nyttelast	$q_k =$	67,5 kN/m
$K_{FI}$	=	1,0
Last på bjælke		
$1,0 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k \cdot K_{FI}$	=	199,3 kN/m
Punktlast b2	=	956,4 kN
Punktlasten fordeles over bredden af hele væggen. Det forudsættes at lasten fordeles med 1:2.		
Linielast fra b2	=	183,9 kN/m

### Last på væg niveau 1, pd

Linielast fra b1	=	84,8 kN/m
Linielast fra b2	=	183,9 kN/m
Egenlast betonvæg	=	77,04 kN/m
Linielast, pd	=	345,8 kN/m

## Lodret last i stringer

P1

Lastopland	=	0,225 m
P1		77,8 kN

P2

Lastopland	=	1,15 m
P2		397,7 kN

P3

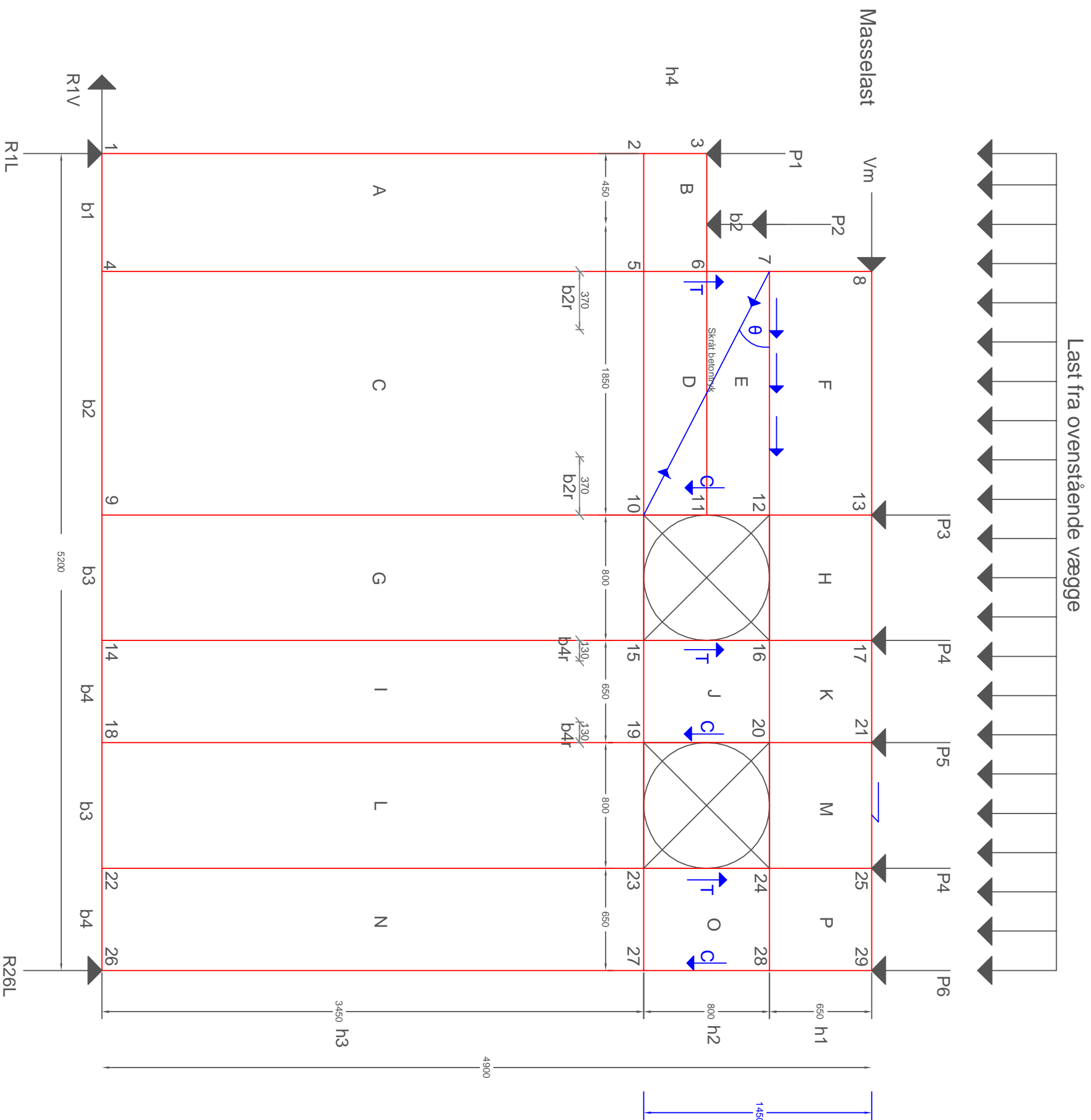
Lastopland	=	1,325 m
P3		458,2 kN

P4

Lastopland	=	0,725 m
P4		250,7 kN

P5

Lastopland	=	0,325 m
P5		112,4 kN



**NOTE**

Se bilag 18a for beregninger

**Ingeniørhøjskolen i København**  
**AFP projekt - Multimediehuset**

Gruppe 8	Dato: 3/1-2011
Målestok: -	Kursus: AFP projekt
Stringerteori	Bilag 18b
Niveau: 1	
Stud. nr. Navn	
070754 Mikkel Hansen	
070789 Kenneth Petersson	
070862 Jane Gadeberg	

## Samlingsdetalje - 9 kortvæg

### Vederlag

Vederlagene bestemmes i henhold til leverandør vejledninger  
Vederlag forudsættes at have indstøbte forankrede lejeplader

Vederlag for TT-dæk (Spæncom)

Vederlag vl,min = 120 mm

### Tolerancer

Vederlagene bestemmes i henhold til leverandør vejledninger, som tager udgangspunkt i produktstandarden, DS/EN 13225

Tolerancer for TT-dæk (Spæncom)

TT-dæk imellem to faste vægge t = 30 mm

Generel tolerance ved længdeudvidelse ( $10\text{m} < L < 20\text{m}$ ) t = 20 mm

## Forankringslængder

Beregning af basisforankringslængden

$$l_{b, \text{rqd}} := \frac{\sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Formel 3.4 - Betonkonstruktioner

Nødvendige parametre:

$$f_{bd} := 2.25 \cdot f_{ctd}$$

Formel 3.5 - Betonkonstruktioner

$\sigma_{sd} = F_{yk}$

$F_{ctd}$  slås op i TS

Minimumsværdier for forankringslængde (tabel 5.9 - TS20)

Krav til træk armering

$$l_{b, \text{min}} > 0,3 \cdot l_{b, \text{rpd}}$$

$$l_{b, \text{min}} > 10 \cdot \emptyset$$

$$l_{b, \text{min}} > 100\text{mm}$$

Krav til tryk armering

$$l_{b, \text{min}} > 0,6 \cdot l_{b, \text{rpd}}$$

$$l_{b, \text{min}} > 10 \cdot \emptyset$$

$$l_{b, \text{min}} > 100\text{mm}$$

### Stødlængder af tryk og træk armeringen samt bøjler i in-situ væggen

Den regningsmæssige stødlængde kan beregnes ved følgende formel

$$l_0 = 1.5 \cdot l_{b,rqd}$$

Stålstyrke	$F_{yd} = 458 \text{ Mpa}$
Betonstyrke 25	$F_{ctd} = 1,06 \text{ Mpa}$
Basisarmeringslængden	$l_{b,rpd} = 576 \text{ mm}$
Armerings dimension	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Stødlængde	$l_0 = 864 \text{ mm}$

Stødlængden sættes derfor til 870mm

### Stødlængder af tryk og træk armeringen samt bøjler i in-situ dæk

Den regningsmæssige stødlængde kan beregnes ved følgende formel

$$l_0 = 1.5 \cdot l_{b,rqd}$$

Stålstyrke	$F_{yd} = 458 \text{ Mpa}$
Betonstyrke 25	$F_{ctd} = 1,06 \text{ Mpa}$
Basisarmeringslængden	$l_{b,rpd} = 480 \text{ mm}$
Armerings dimension	$\varnothing = 10 \text{ mm}$
Stødlængde	$l_0 = 720 \text{ mm}$

Stødlængden sættes derfor til 720mm

### Trækforbindelser

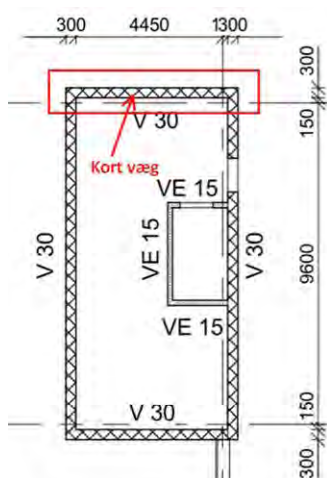
#### Lodrette trækforbindelser i kort væg (kerne)

Der placeres lodrette trækforbindelser i væggene i kernerne for at begrænse skade ved sammenstyrtning af en etage. Samlingen udføres med gennemgående armering som stødes i hvert vægelement

Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.5

Krav konsekvensklasse 3 (CC3) = 30 kN/m

Hvis  $30 \text{ kN/m} \cdot L < 160 \text{ kN} = 160 \text{ kN}$  = 160 kN



På skitsen til venstre ses vægstykket som der regnes på. Der er tale om en af de korte vægge i kernen.

Lastopland	$L = 13,5 \text{ m}$
Robustheds beregning	$= 405 \text{ kN}$

Masselast + tillæg fra udkraget tagkonstruktion	=	140 kN
Nødvendig normalkraft i forhold til trykzone beregninger bilag 7	=	750 kN

Altså er det nødvendigt at dimensionere de lodrette trækforbindelser efter kravet i henhold til trykzone beregningerne.

Stålstyrke	Fyk	=	550 Mpa
Nødvendigt armeringsareal	As,nød	=	1.364 mm <sup>2</sup>
Der vælges 5Y20	As	=	1570 mm <sup>2</sup>

De 5 armeringsjern fordeles ligeligt i hele væggen  
Dette kan ses på tegning K31

Stødlængder for lodret trækforbindelse i in-situ dæk  
Den regningsmæssige stødlængde kan beregnes ved følgende formel

$$l_0 = 1.5 \cdot l_{b,rqd}$$

Stålstyrke	Fyd =	458 Mpa
Betonstyrke 25	Fctd =	1,06 Mpa
Basisarmeringslængden	l <sub>b,rqd</sub> =	1200 mm
Armerings dimension	Ø =	25 mm
Stødlængde	l <sub>0</sub> =	1800 mm

Stødlængden sættes derfor til 1800mm

### Vandrette trækforbindelser kernevæg

Væggene i kernerne forbindes vandret til hvert etage- og tagdæk med et armeringsnet i overbetonen på TT-dækkene. Det eftervises derfor at denne armering kan overholde robusthedskravene.

Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.4(2)

Krav konsekvensklasse 3 (CC3)	p	=	30 kN/m
Hvis 30 kN/m * L < 160 kN = 160kN	P	=	160 kN

Der regnes igen på en kort væg i kernen som under lodrette trækforbindelser

Længde af væg	L	=	13,5 m
Robustheds beregning		=	405 kN
Last pr. meter væg	p	=	30 kN/m
Stålstyrke	Fyk	=	550 Mpa
Nødvendigt armeringsareal	As,nød	=	55 mm <sup>2</sup>
Der vælges 2Y8 pr meter	As	=	100 mm <sup>2</sup>

Dermed kan det armeringsnet som er udlagt i overbetonen sagtens klare robusthedskravene



## Lejetryk

Samlingen imellem de præfabrikerede KB-bjælker og in-situ væggen undersøges med hensyn til lejetryk i in-situ væggen. Der kontrolleres om det lodrette lejetryk kan optages i lejepladen samt den nødvendige tværarmring.

## Reaktion ved understøtning

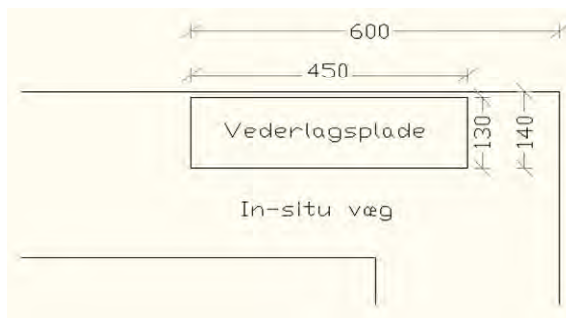
Last på bjælke*	=	214,5 kN/m
Spændvidde*	=	9,6 m
*Last og spændvidde findes under bilag 5		
Reaktion ved understøtning	Ral=	1029,6 kN

## Bæreevne af lejeplade

Udregning af lejepladens regningsmæssig bæreevne  
Metode fra DS/EN 1992-1-1

Givet:	$f_{cd}$	=	17,2 MPa
	$f_{yd}$	=	458 MPa

Geometri:



$b_1$	=	140 mm
$b_2$	=	150 mm
$d_1$	=	450 mm
$d_2$	=	600 mm

Last arealet	$A_{c0} := b_1 \cdot d_1$	$A_{c0}$	=	63000 mm <sup>2</sup>
Fordelings arealet	$A_{c1} := b_2 \cdot d_2$	$A_{c1}$	=	90000 mm <sup>2</sup>
Styrkeforøgelsesfaktor	$c := \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$	$c$	=	1,43
Regningsmæssig bæreevne:	$N_{rd} := c \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$	$N_{rd}$	=	1548 kN

Den lodrette bæreevne er dermed overholdt  $R_{al} > N_{rd}$

På tegning K26 ses den angivne lejeplade

## Nødvendig tværarmering

Tværkraft vinkelret på væggen

$$T_{ed1} := 0.25 \cdot N_{rd} \cdot \left( 1 - \frac{b_1}{b_2} \right)$$

Ted1 = 25,8 kN

Nødvendig armering til optagelse af tværkraft

Stålstyrke

Nødvendigt armeringsareal

Der vælges 1Y10

Fyd = 458 Mpa  
As,nød = 56 mm<sup>2</sup>  
As = 79 mm<sup>2</sup>

Tværkraft parallelt på væggen

$$T_{ed2} := 0.25 \cdot N_{rd} \cdot \left( 1 - \frac{d_1}{d_2} \right)$$

Ted2 = 96,75 kN

Nødvendig armering til optagelse af tværkraft

Stålstyrke

Nødvendigt armeringsareal

Der vælges 3Y10

Fyd = 458 Mpa  
As,nød = 211 mm<sup>2</sup>  
As = 236 mm<sup>2</sup>

På tegning K26 ses den dimensionerede armering.

## Samlingsdetalje - 15 lang væg

### Vederlag

Vederlagene bestemmes i henhold til leverandør vejledninger  
Vederlag forudsættes at have indstøbte forankrede lejeplader

Verlag for KB- bjælke (Spæncom)

Vederlag

vl,min = 100 mm

### Tolerancer

Vederlagene bestemmes i henhold til leverandør vejledninger, som tager udgangspunkt i produktstandarden, DS/EN 13225

Tolerancer for KB- bjælke (Spæncom)

Bjælke ligger af på faste søjler, vægge eller lignende

t = 30 mm

## Forankringslængder

Beregning af basisforankringslængden

$$l_{b,reqd} := \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

Formel 3.4 - Betonkonstruktioner

Nødvendige parametre:

$$f_{bd} := 2.25 \cdot f_{ctd}$$

Formel 3.5 - Betonkonstruktioner

$\sigma_{sd} = F_{yk}$

$F_{ctd}$  slås op i TS

Minimumsværdier for forankringslængde (tabel 5.9 - TS20)

Krav til træk armering

$$l_{b,min} > 0,3 \cdot l_{b,reqd}$$

$$l_{b,min} > 10 \cdot \emptyset$$

$$l_{b,min} > 100\text{mm}$$

Krav til tryk armering

$$l_{b,min} > 0,6 \cdot l_{b,reqd}$$

$$l_{b,min} > 10 \cdot \emptyset$$

$$l_{b,min} > 100\text{mm}$$

### Forankring af dorn i in-situ væg

Der benyttes krav til tryk armering, da bøjlen slutter både tryk og træk

Stålstyrke	Fyd =	458 Mpa
Betonstyrke 25	Fctd =	1,06 Mpa
Basisarmeringslængden	$l_{b,rpd}$ =	576 mm
Armerings dimension	$\emptyset$ =	12 mm
Forankringslængde	$L_{b,min}$ =	346 mm
Forankringslængden sættes til 350mm		

### Stødlængde af bøjle på længde armering i in-situ plade

Da bøjlen både afslutter tryk og træk armering benyttes krav til tryk armering.

Stålstyrke	Fyd =	458 Mpa
Betonstyrke 25	Fctd =	1,06 Mpa
Basisarmeringslængden	$l_{b,rpd}$ =	480 mm
Armerings dimension	$\emptyset$ =	10 mm
Stødlængde	$l_0$ =	720 mm
Stødlængden sættes derfor til 720mm		

### Stødlængder af tryk -og trækarmeringen samt bøjler i in-situ væggen

Den regningsmæssige stødlængde kan beregnes ved følgende formel

$$l_0 = 1.5 \cdot l_{b,rqd}$$

Stålstyrke	Fyd =	458 Mpa
Betonstyrke 25	Fctd =	1,06 Mpa
Basisarmeringslængden	$l_{b,rpd}$ =	576 mm
Armerings dimension	$\emptyset$ =	12 mm
Stødlængde	$l_0$ =	864 mm
Stødlængden sættes derfor til 870mm		

## Trækforbindelser

### Lodrette trækforbindelser i kerne

Der placeres lodrette trækforbindelser i væggene i kernerne for at begrænse skade ved sammenstyrtning af en etage.

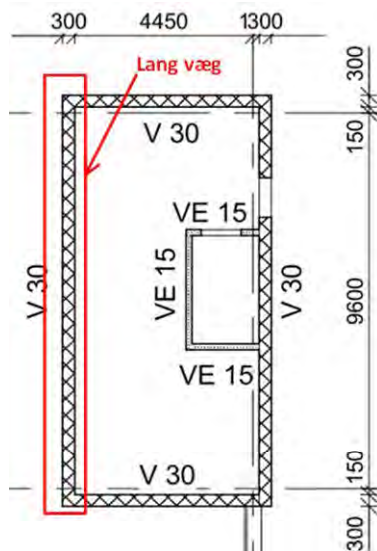
Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.5

Krav konsekvensklasse 3 (CC3)

Hvis  $30 \text{ kN/m} * L < 160 \text{ kN} = 160 \text{ kN}$

= 30 kN/m

= 160 kN



På skitsen til venstre ses vægstykket som der regnes på.  
Det er en lang væg i kernen.

Længde af væg

L = 9,6 m

Robustheds beregning

= 288 kN

Stålstyrke

F<sub>yk</sub> = 550 Mpa

Nødvendigt armeringsareal

A<sub>s,nød</sub> = 524 mm<sup>2</sup>

Der vælges 5Y12

A<sub>s</sub> = 565 mm<sup>2</sup>

Dermed kan robusthedskravet overholdes ved at lade længdearmeringen i in-situ væggen være gennemgående

### Vandrette trækforbindelser i lang væg (kerne)

Væggene i kernerne forbindes vandret til hvert etage- og tagdæk med et armeringsnet i overbetonen på TT-dækkene. Det eftervises derfor at denne armering kan overholde

Robusthedskrav i hht. Eurocode 9.10.2.4(2)

Krav konsekvensklasse 3 (CC3)

Hvis  $30 \text{ kN/m} * L < 160 \text{ kN} = 160 \text{ kN}$

Masselast

p = 30 kN/m

P = 160 kN

M = 280 kN

Der regnes igen på en lang væg i kernen som under lodrette trækforbindelser

Længde af væg

L = 9,6 m

Robustheds beregning

P = 288 kN

Last pr. meter væg

p = 30 kN/m

Stålstyrke	Fyk	=	550 Mpa
Nødvendigt armeringsareal	As,nød	=	55 mm <sup>2</sup>
Der vælges 2Y8 pr meter	As	=	<u>100 mm<sup>2</sup></u>

Dermed kan det armeringsnet som er udlagt i overbetonen sagtens klare robusthedskravene

## Momentkurver for øvrige lastkombinationer

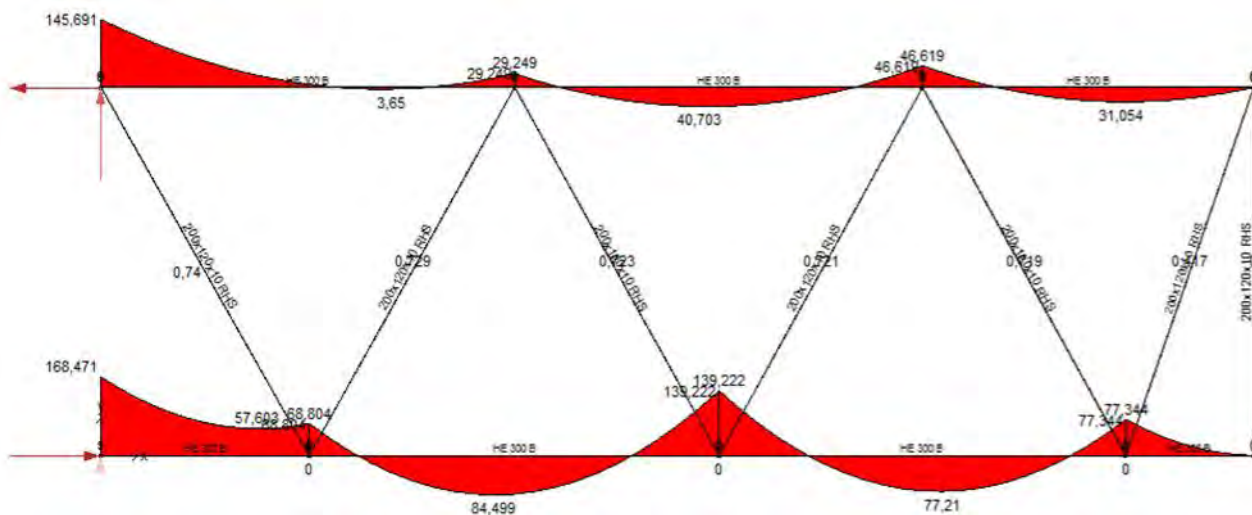
Der er i Multiframe lavet momentkurver, for de i bilag 10 opstillede lastkombinationer.

### Type 1 (Valgt)

Dominerende snelast

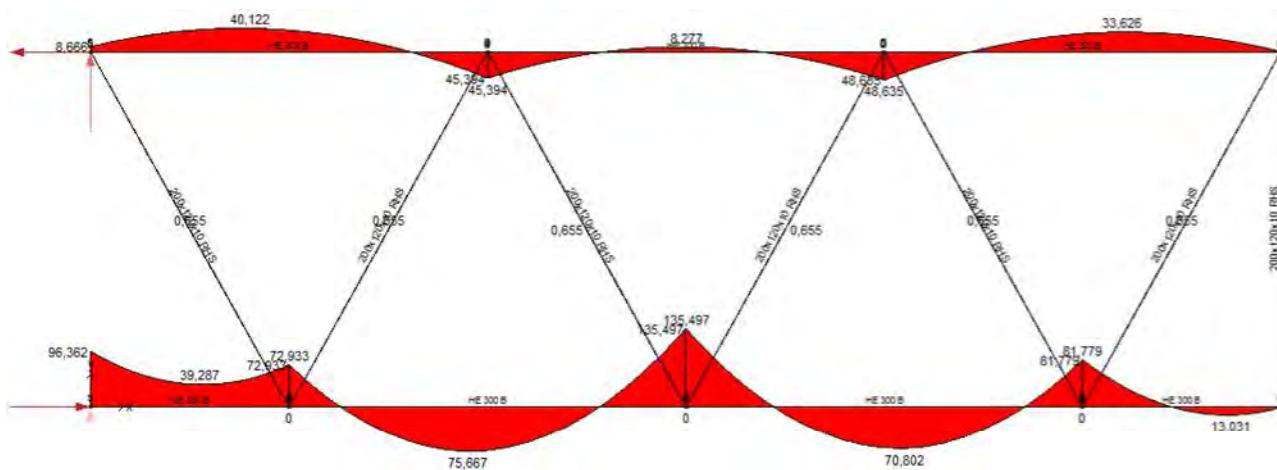
168,471 kNm

Dimensionsgivende



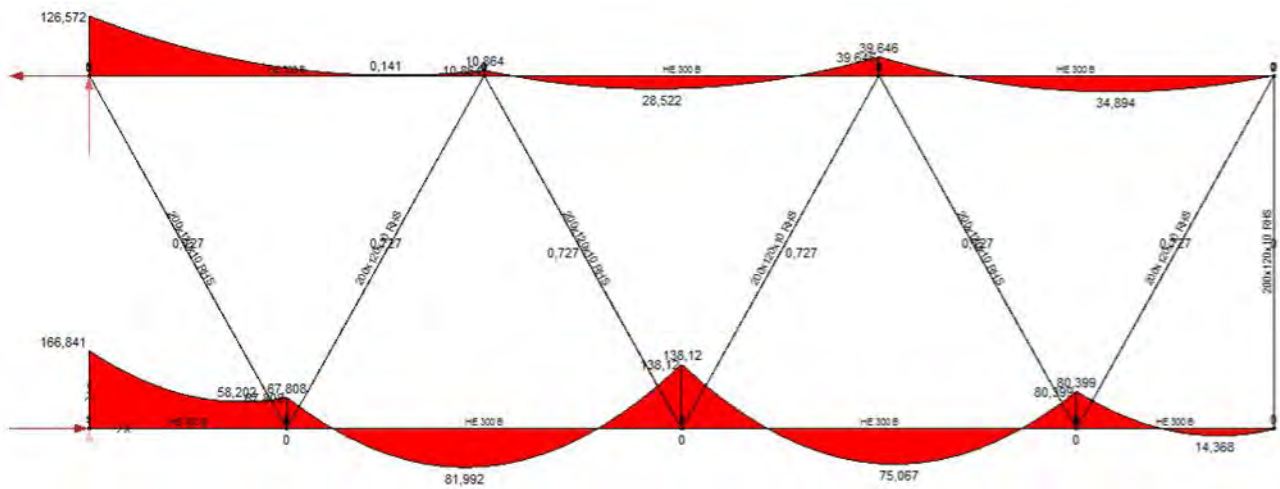
Dominerende vindlast, sug

96,362 kNm



Dominerende vindlast, tryk

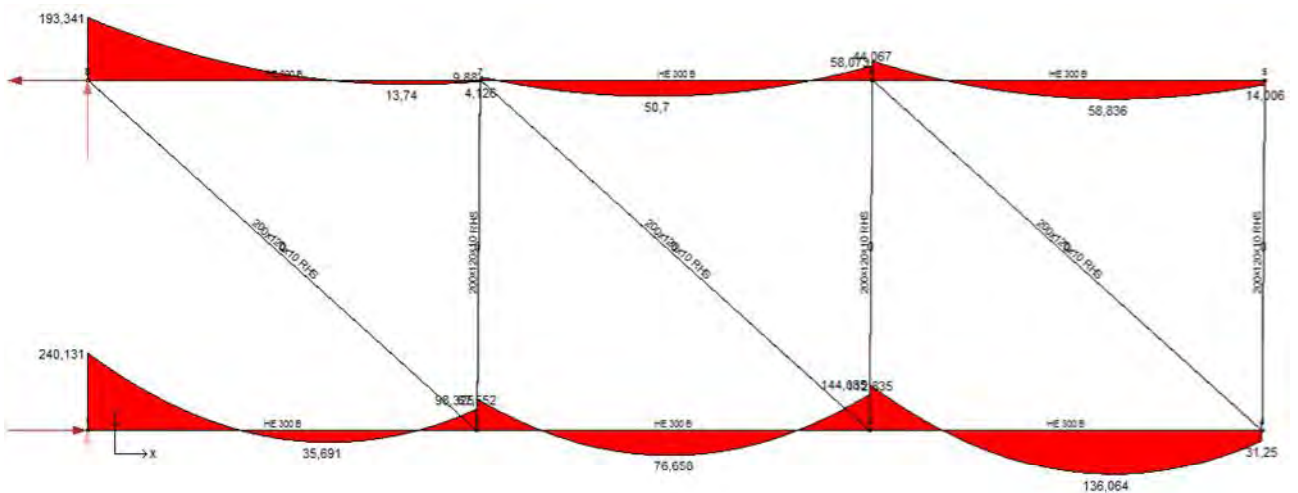
166,841 kNm



Type 2

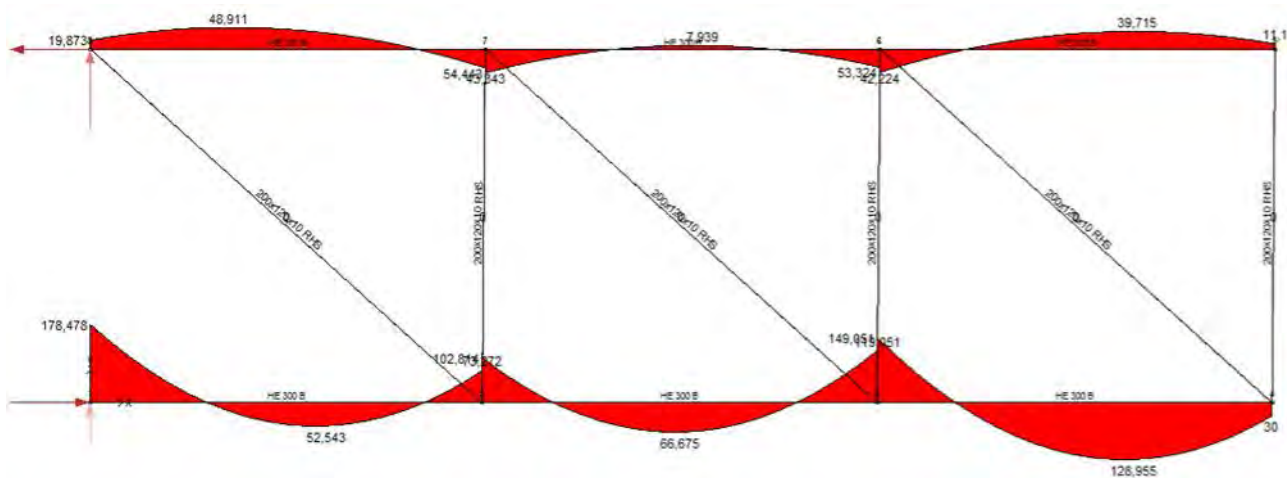
Dominerende snelast

240,131 kNm





Dominerende vindlast, tryk 178,478 kNm



Dominerende vindlast, sug 222,395 kNm

