



# Ny campus: Erhvervsakademiet Lillebælt Hovedbygning A

Projekt:                      Diplomprojekt

Forfatter:                    Per Leth-sørensen

Studie:                      Bygge- og anlægskonstruktion

Vejleder:                    Bjarne Sørensen, *BSO Rådg. Ingeniører ApS*

Afleveringsdato:        14 december 2015



# Titelblad

- Projekt titel:** Ny campus: Erhvervsakademiet Lillebælt  
Hovedbygning A
- Projekt periode:** 21-09-2015 til 14-12-2015.
- Institution:** Aalborg Universitet Esbjerg.
- Forfatter:** Per Leth-sørensen.
- Vejleder:** Bjarne Sørensen, *BSO Rådg. Ingeniører ApS*

## Synopsis

Erhvervsakademiet Lillebælt får opført et kombineret elementbyggeri på Seebladsgade 1 i Odense, der vil stå færdigt i 2016. Projektet tager udgangspunkt i hovedbygningen, hvoraf tilbygninger flyttes, og åbninger erstattes af glaspartier. Projektets formål er at sikre lodret og vandret stabilitet af kombineret beton-elementbyggeri med 5 etager og kælder. Kombineret betonelementbyggerier er kendetegnet ved konstruktioner, hvor vægfelte er koncentreret omkring trappeskakter og elevatorer.

Grundet bygningens højde klassificeres bygningen i hht. konsekvensklasse CC3, hvilket fører til øgede laster og robusthedskrav, som konstruktionen bliver undersøgt for.

Lodret lastnedføring foretages gennem betonsøjler, bjælker i beton og stål, samt vægelementer i beton. Vandret lastnedføring foretages gennem de få vægfelte ved trappeskakterne.

Til sidst sikres det, at lasterne kan optages i fundamenter og kældervægge og føre lasterne i jorden.



## Forord

Rapporten er udarbejdet i efteråret 2015 af Per Leth-sørensen fra 7.semester bygge- og anlægskonstruktion på Aalborg Universitet Esbjerg.

Rapporten henviser til ingeniørstuderende på bygge- og anlægskonstruktion, samt vejledere og censor.

Rapporten er inddelt i 3 delrapporter hhv. projektgrundlag, statiske beregninger, samt konklusion og bilag.<sup>1</sup>

Yderligere består projektet af en tegningsmappe, med hhv. arkitekttegninger, konstruktionsplaner, dækplaner mm..

Del 1 - Projektgrundlaget er en gennemgang af projektbeskrivelse og alle forudsætninger til at sikre fælles retningslinjer for de statiske beregninger.

Del 2 - Statiske beregninger er en gennemgang af lodret og vandret lastnedføring fra tagkonstruktion til optagelse af kræfter i jorden med projektering af konstruktionselementer.

Del 3 - Er en opsamling på bygværket med konstruktionsændringer, en diskussion og en konklusion på projektet. Til sidst er der bilag for projektet.

Jeg vil gerne takke Bjarne Sørensen fra BSO Rådg. Ingeniører ApS for at være praktikvejleder.

Jeg vil også rette en tak til John Groth Rasmussen fra A. Enggaard A/S for at udlevere arkitekttegninger og geotekniske rapporter for dette projekt, samt tilladelsen for at se byggepladsen.

Yderligere vil jeg rette en tak til Martin Lindberg fra Henning Larsen Architects for udlevering af tidligere fasers materialemappe.

---

<sup>1</sup>Bygningsberegninger Side 267 og Appendix C: Eksempel på Statisk dokumentation

# Indhold

<b>I</b>	<b>Projektgrundlag</b>	<b>1</b>
<b>1</b>	<b>Indledning</b>	<b>2</b>
1.1	Problemformulering . . . . .	3
1.2	Afgrænsning . . . . .	4
1.3	Konstruktionens art og opbygning . . . . .	5
<b>2</b>	<b>Grundlag</b>	<b>7</b>
2.1	Normer og standarder . . . . .	7
2.2	Forundersøgelser . . . . .	8
2.3	Konstruktioner . . . . .	10
2.4	Materialeforudsætninger . . . . .	15
2.5	Laster . . . . .	20
<b>II</b>	<b>Statiske beregninger</b>	<b>27</b>
<b>3</b>	<b>Statiske beregninger</b>	<b>28</b>
3.1	Lodret lastnedføring . . . . .	28
3.2	Vandret lastnedføring . . . . .	92
3.3	Robusthed . . . . .	126
3.4	Fundering . . . . .	130
<b>III</b>	<b>Konklusion og ændringer</b>	<b>145</b>
<b>IV</b>	<b>Bilag</b>	<b>153</b>
<b>A</b>	<b>Materialemappe</b>	<b>154</b>
<b>B</b>	<b>Geoteknisk rapport</b>	<b>189</b>
<b>C</b>	<b>Laster</b>	<b>251</b>
C.1	Egenlast . . . . .	251
C.2	Snelast . . . . .	257
C.3	Vindlast . . . . .	260
C.4	Nyttelast . . . . .	271
C.5	Masselast . . . . .	273

C.6	Beregning af linjelaster . . . . .	277
<b>D</b>	<b>Lodret lastnedføring</b>	<b>285</b>
D.1	Udkraget betonbjælke i vægfelt . . . . .	285
<b>E</b>	<b>Stabilitet</b>	<b>296</b>
E.1	Fordeling af kræfter til vægfelter . . . . .	296

# **Del I**

# **Projektgrundlag**



# Kapitel 1

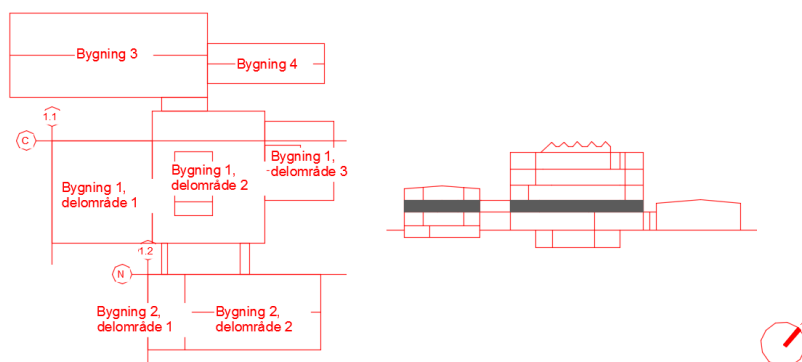
## Indledning

Erhvervsakademiet Lillebælt får opbygget et nyt campus på industrigrunden i Odense C, der skal samle de 6 nuværende uddannelsesinstitutioner. Byggeprojektet består af et bruttoareal på 20.000 m<sup>2</sup>, hvoraf hovedbygning A udgør ca 8900 m<sup>2</sup>. [1]



Figur 1.1: Oversigt over grundens placering<sup>[2]</sup>

Campuset består af nye og renoverede bygninger, som ses på figur 1.2. Projektet består af en 5 etagers hovedbygning (bygning 1, delområde 2) med 3 etagers tilbygninger (bygning 1, delområde 1 og 3) med kælder, samt renoverede industribygninger (bygning 2, 3 og 4), der forbindes til hovedbygningen gennem gangbroer i stueplan og på 1.sal.



Figur 1.2: Oversigt over bygningsdelene

## 1.1 Problemformulering

Med udgangspunkt i arkitektens dispositionsforslag fra Henning Larsen Architects, vil projektet omfatte den nye hovedbygning A, som består af 5 etager og kælder. Åbninger mod de 2 tilbygninger og gangbroerne vil i projektet blive erstattet af glaspartier, så bygningens bærende dele bibeholdes efter projektets oprindelse. Kælderen afgrænses i området svarende til hovedbygningen, og åbningen erstattes af betonelementer. Disse tiltag vil gøre hovedbygningen til en separat bygning uden væsentlige ændringer i konstruktionens statiske oprindelse.

Hovedbygningen består af et atrium og større fællesarealer. Den skal anvendes til køkken, kontor, toiletter, auditorie, grupperum og undervisningslokaler. Vægge mod fællesarealerne skal udføres med glaspartier, og facader med vinduer og vinduespartier.

Skillevægge opbygges af træskelet med gips eller porebetonvægge. Byggeriets bærende dele skal opføres af jernbeton, heraf betonsøjler, -bjælker og -elementer.

Den geotekniske rapport over grunden ligger op til forskellige funderingsforslag. Yderligere vil kældergulvet være under grundvandspejlet, hvoraf der skal sikres mod vandtryk og vandindtrængning.

Grundet bygningens udformning og begrænsning af stabilitetsvægge, vil projektet fokusere på vandret stabilitet af byggeriet, hvilket leder frem til følgende problemformulering:

*Hvilke tiltag skal foretages for at sikre lodret og vandret lastnedføring af bygningen i hht. gældende normer og Eurocode?*

## 1.2 Afgrænsning

Grundet åbningerne i hovedbygning A bliver udfyldt med vinduespartier, afgrænses de 2 tilbygninger til at være separate bygninger med en afstand på 12 meter. Ligeledes gør det sig gældende for gangbroerne til industribygningerne, der bliver fjernet fra projektet. Hovedbygningen vil heraf anses at være en selvstændig bygning uden tilbygninger, hvoraf kælderen tilpasses bygningens rammer, da tilbygningen over kælderen fjernes.

Projektet vil kun bestå af statiske beregninger, hvorfor installationer til vand, varme, ventilation, og el vil negligeres fra projektet. Dog vil projektet tage hensyn til, at disse skal trækkes og monteres i bygningen.

Statiske beregninger af Deltabjælker fra Peikko vil foretages af leverandør, hvorfor de negligeres i projektet.

Der vil ikke blive udført brandteknisk dimensionering af byggeriet, herunder sikring mod brand eller krav hertil. Lydkrav mellem lokaler, etager og facader vil ikke indgå i projektet.

Konstruktionen bliver henført til konsekvensklasse CC3, hvoraf der er krav til en teknisk-faglig redegørelse af robusthed. Denne redegørelse vil ikke være en del af projektet, men beregninger af robusthedskrav vil.

De originale tegninger udleveret fra arkitekten skulle redigeres grundet projektets fokus på hovedbygning A. Under redigeringen fremkom der betydelige fejl og mangler på tegninger, samt mangel på sammenhæng mellem plantegninger, facadetegninger og snittegninger, at der måtte udarbejdes nye tegninger som projektet kunne tage udgangspunkt i, heraf plantegninger med vinduer og døre, samt nye facadetegninger. Snittegninger fra tidligere er dog blevet genanvendt til referencenhøjde.

De originale tegninger fra arkitekten er vedlagt som bilag i tegningsmappen. Ovenstående har betydet at projektet først blev påbegyndt senere, hvilket har resulteret i at detaljeprojekteringen måtte afgrænses.

## 1.3 Konstruktionens art og opbygning

Byggeriet er et betonelementbyggeri, der fremstår med delvis opmurede vægge, større glaspartier og stålpladebeklædning.

Taget er et flat tagpaptag på betonelementer. På taget skal der opføres nordlysvinduer der, udføres af stålskelet med hældninger på 35 og 45 grader.

Konstruktionen skal bæres af 420 x 420 mm søjler af armeret beton og 200 mm vægge ved trappeopgangen og facden af armerede jernbeton.

Vægge ved toiletterne og i kælderen udføres af hhv. 100 mm og 120 mm porebetonelementer. Vægge mod atrium udføres af glaspartier og vægge mellem rum udføres af 145 mm gipsvæg.

Etageadskillelsen udføres af 320 mm forspændte huldækelementer, hvor pasbredder er udarbejdet af Spaencom.<sup>[5, 6]</sup>

### 1.3.1 Beskrivelse, modeller og tegninger

I dette afsnit fremkommer en detaljeret opbygning af hvert konstruktionsdel, der er udarbejdet på baggrund af materialemappen vedlagt som bilag A på side 154.

Tagkonstruktionen består af:

- Solcelleanlæg
- 2 lag tagpap
- 400 mm kileskåret isolering
- 320 mm forspændte huldækelementer
- 830 mm nedhængt loft af skinneresystem med træbeton 60 x 1200 mm.

Etagedæk opbygges af:

- Linoleum, (klinker ved toiletter og vådrum)
- 80 mm armeret betonstøbegulv
- 320 mm forspændte huldækelementer
- 830 mm nedhængt loft af skinneresystem med:

- metal lamel loft ved undervisningslokaler og kontorer. Akustikbats monteret på underside af betondæk
- træbeton ved fællesarealer
- mineraluldsloft ved omkældning, baderum, toiletter, depoter, rengøringsrum, køkken og køkkenlaboratorie
- træstave, træpaneler eller træbeton i auditorieloft

Ydervægge i stuen og 1. sal opbygges af:

- 108 mm Tegl
- 240 mm isolering
- 200 mm betonelementer

Ydervægge på 2. sal til 4. sal opbygges af:

- Aluminiumsplader, sinusplader
- 240 mm isolering
- 200 mm betonelementer

Skillevægge mellem andre rum end vådrum opbygges af:

- 2 x 13 mm gips
- 95 mm isolering
- 2 x 13 mm gips

Balkonforkanter og vægge mod atrium og auditorie beklædes med træ.

Vægge i auditorie, trappeopgangene og elevator udføres af betonelementer. Indvendige vægge i kælder udføres af porebetonelementer.

Konstruktionstegninger kan findes i tegningsmappen.

## Kapitel 2

### Grundlag

#### 2.1 Normer og standarder

Byggeriet skal opføres i overensstemmelse med EN 1990 til EN 1999, såfremt konstruktionen er inden for gyldighedsområdet for EN 1990.

##### 2.1.1 Eurocodes

DS/EN 1990 FU:2013 - Forkortet udgave af Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner

DS/EN 1991 FU:2010 - Forkortet udgave af Eurocode 1 - Last på bærende konstruktioner:

- del 1-1: Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger.
- del 1-3: Generelle laster - Snelast
- del 1-4: Generelle laster - Vindlast

DS/EN 1992 FU:2013 - Forkortet udgave af Eurocode 2 - Betonkonstruktioner

DS/EN 1993 FU:2013 - Forkortet udgave af Eurocode 3 - Stålkonstruktioner

DS/EN 1995 FU:2015 - Forkortet udgave af Eurocode 5 - Trækonstruktioner

DS/EN 1996 FU:2014 - Forkortet udgave af Eurocode 6 - Murværkskonstruktioner

DS/EN 1997-1 2007 - Del 1: Generelle regler - Geoteknik

##### 2.1.2 Nationale annekser

DS/EN 1990 DK NA:2013 - Nationalt annekst til Eurocode 0

DS/EN 1991-1-1 DK NA:2010 - Generelle laster

DS/EN 1991-1-3 DK NA:2012 - Snelast

DS/EN 1991-1-4 DK NA:2010 - Vindlast

DS/EN 1997-1 DK NA:2013 - Nationalt annekst til Eurocode 7 del 1

### 2.1.3 Sikkerhed

Konstruktionen henføres til konsekvensklasse CC3, grundet bygningens øverste etage er 21,59 meter over terræn.

Af Eurocode 1990 FU:2013 fremkommer det af tabel B.4b NA, at der skal foretages egenkontrol og uafhængigkontrol, hvilket betyder, at den statiske dokumentation yderligere skal kontrolleres og godkendes af personer, der ikke har medvirket til projekteringen af byggeriet, før projektet kan godkendes.

### 2.1.4 Referencer

Betonelementbyggeriers statik, 1.Udgave<sup>[7]</sup>  
Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1, 2.Udgave<sup>[8]</sup>  
Bygningsberegninger, 1.Udgave<sup>[9]</sup>  
Geoteknik, 2.Udgave<sup>[10]</sup>  
Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993, 1.Udgave<sup>[11]</sup>  
Teknisk Ståbi, 21.Udgave<sup>[12]</sup>

### 2.1.5 Programmer

LaTeX - Rapportskrivning  
Mathcad 15 - Beregninger  
AutoCAD - Tegninger  
QGIS - Kortlæsning  
Office - Word og Excel

## 2.2 Forundersøgelser

Bebyggelsen bliver placeret på en grund, der tidligere har været anvendt til industri.

Den geotekniske undersøgelse viser, at der skal anvendes forskellige funderingsmuligheder grundet forskellige jordprøveresultater, heraf direkte fundering, sandpudéfundering og pælefundering. Disse konklusioner tager udgangspunkt i hele grunden, da undersøgelsen var udarbejdet, før projektet blev offentliggjort.

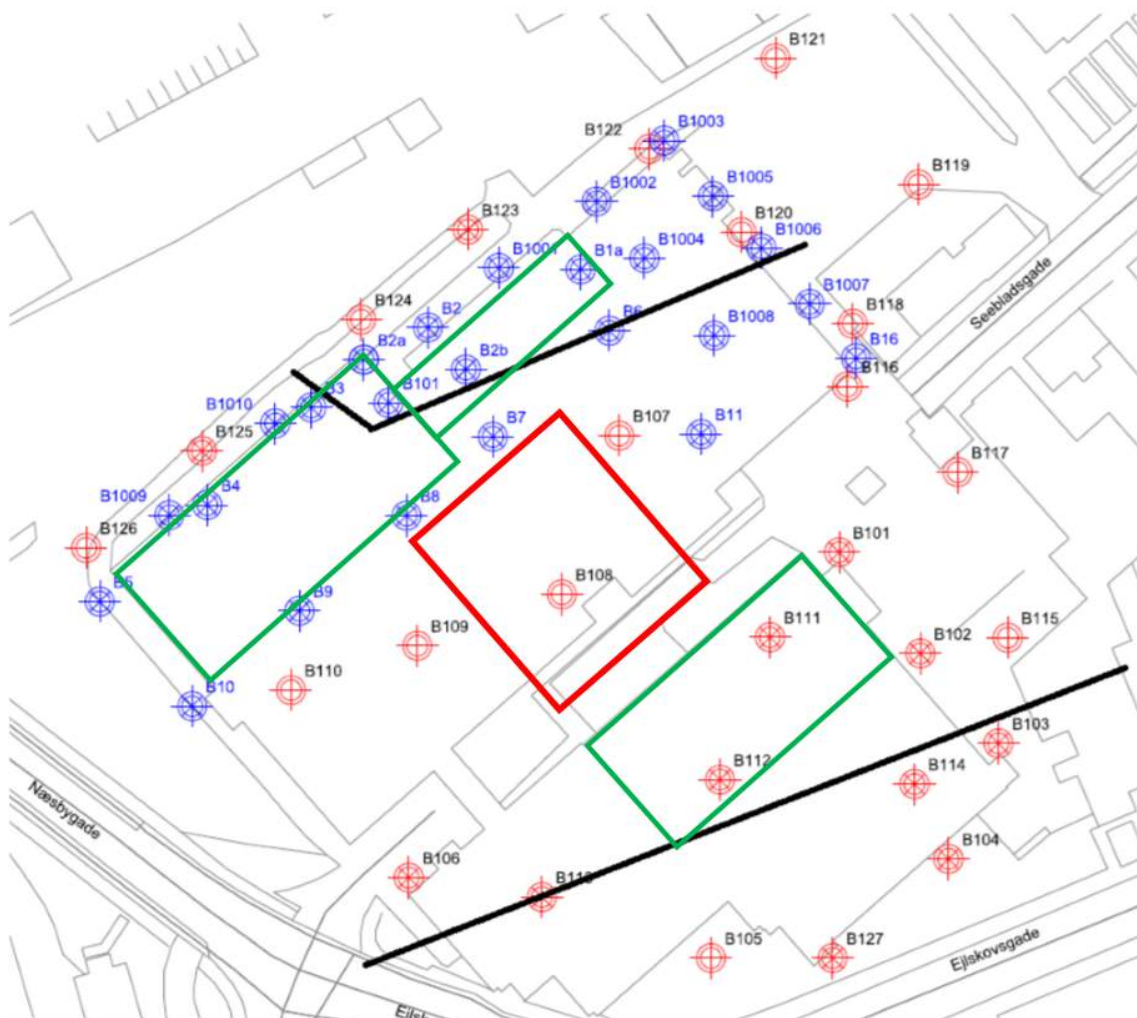
På den nordlige og sydlige del af grunden vurderes det, at den mest hensigtsmæssige funderingsmetode er pælefundering med rammede jernbetonpæle.

På den centrale og vestlige del af grunden vurderes det, at den mest hensigtsmæssige funderingsmetode er direkte fundering og stedvist kombineret med sandpude-

fundering. Ved sandpudefundering foretages fuldstændig udskiftning af samtlige fyld- og sætningsgivende aflejringer med velkomprimeret sand-/grusfyld.

Figur 2.1 er udarbejdet på baggrund af figur 2 og 3 i den geotekniske rapport og oversigtsplanen fra arkitekttegningerne, med udgangspunkt i at fastlægge hvilke boringer, som hovedbygningen bør projekteres efter. Af billedet fremkommer boring B107-B109, B7 og B8 at være de bedste boringer til projektering af hovedbygningen. Boringerne B107-B109 indgår ikke i den geotekniske rapport og efter kontakt med SWEGO (tidl. Grontmij) viser det sig kun at være boringer til miljø. Heraf fastlægges jordforholdene på baggrund af boringerne B11, B7 og B8, og grundvandspejlet efter boring B102, B106 og B123.

Overordnet set ligger rapporten op til direkte fundering



Figur 2.1: Oversigt over boringer og konstruktionens placering (grøn og rød), samt grundens inddeling efter jordbundsforhold (sort)

Den geotekniske rapport er bilagt som Bilag B på side 189.

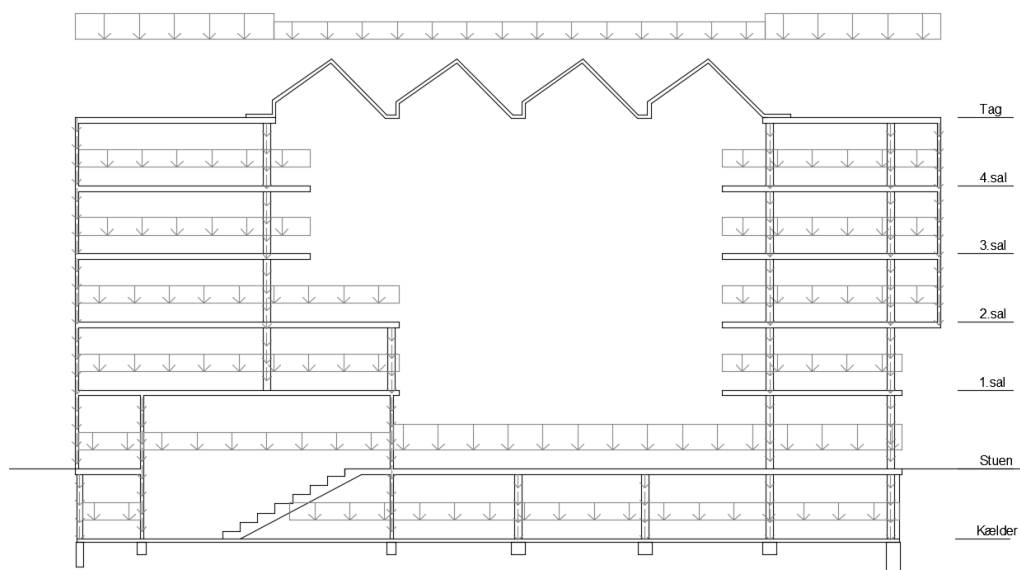


## 2.3 Konstruktioner

### 2.3.1 Statisk virkemåde

#### Lodret lastnedføring

Konstruktionen er opbygget som et kombinationsbyggeri, hvilket er kendetegnet ved få stabiliserende vægge koncentreret omkring trappetårne og andre skakter.



Figur 2.2: Lodret lastnedføring for bygningen

Etageadskillelserne er huldækselementer. Bærende vægge, facader og søjler er af præfabrikerede elementer.

Tagkonstruktionen er af tagpap båret på huldækselementer gennem trykfast isolering. Taglasten hviler af på bjælker og søjler, samt facader og vægge. Ovenlysvinduerne er af stålplader båret på stålrammekonstruktion. Stålrammen hviler på dækelementer samt stålbjælker, der hviler på betonsøjler.

Etagelasten føres af huldækselementerne til bærende bjælker og søjler, vægge og facader, hvis hensigtsmæssigt.

Etagedæk i kælderen, samt på stueetagen, der ikke fører til kælderen, støbes på stedet. De anses som dobbeltspændte plader, understøttet på linjefundamenter eller kældervægge.

Vægge og søjler i kælder opbygges af præfabrikerede elementer, der fører lasterne fra ovenstående etager til fundamenterne.

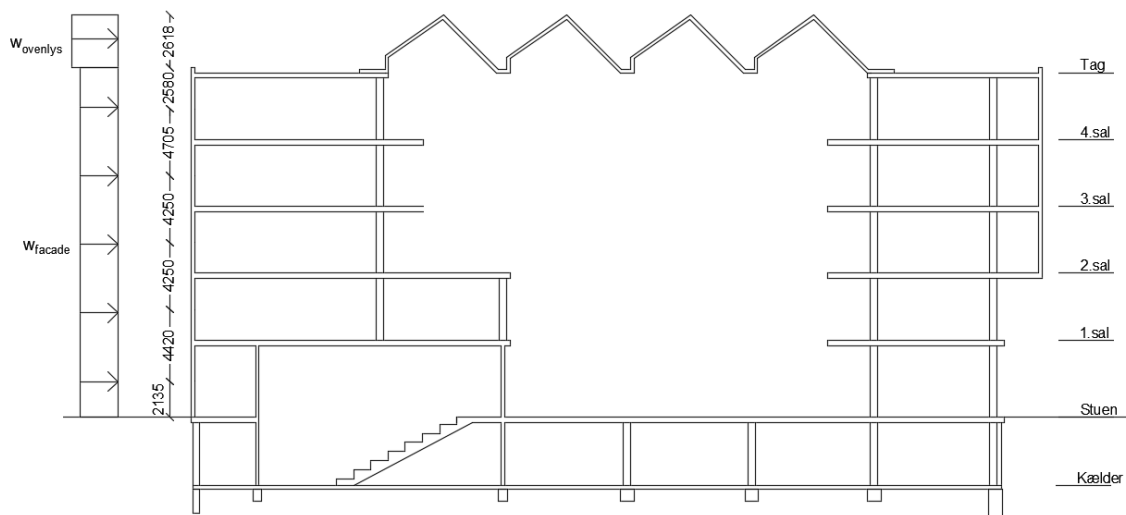
Bygningen er direkte funderet.

Taglasten består af egenlast, snelast og vindlast.

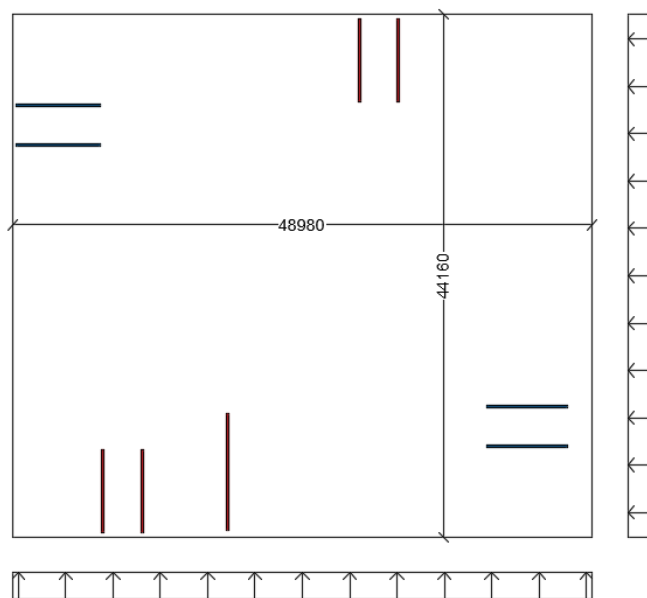
Etagelasten består af egenlast og nyttelast.

## Vandret lastnedføring

Vindlast på facaderne føres til dækelementerne i etageadskillelserne, hvorved vinden kan optages i de stabiliserende konstruktionsdele.



Figur 2.3: Vandret vindlast på facaden



Figur 2.4: Stabiliserende vægge

Vindlast på tværs af bygningen optages af væggene omkring trapperne og betonvæggen ved toilettet/skakt.

Vindlast på langs af bygningen optages af væggene omkring trapperne.

### 2.3.2 Robusthed

Grundet bygningens klassificering til konsekvensklasse CC3, er der opstillet et særskit krav til dokumentationen af robusthed, hvoraf der ud over den statiske dokumentation skal laves en teknisk-faglig redegørelse omkring robusthedskrav. Rapporten skal udarbejdes med henblik på at give et overblik over konstruktionens opbygning, lastscenarier og nøgleelementer, samt dokumentation og vurdering af svigt for et enkelt nøgleelement. Der er derfor opstilt et krav om at én af de følgende kriterier fra DS/EN 1990 FU:2013 DK NA Anneks E skal dokumenteres i redegørelsen:

- Eftervisning af, at de afgørende dele af konstruktionen, det vil sige nøgleelementer, kun er lidt følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter.
- Eftervisning af, at der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter (bortfald af element), heraf:
  - det acceptable kollapsomfang for etagebygninger med op til 15 etager kan højst være 2 etager umiddelbart lige over hinanden. På hver af de 2 etager må det højst være 15 % af etagearealet, dog maks. 240 m<sup>2</sup> pr. etage og maks. 360 m<sup>2</sup> i alt. Beregningerne baseres på ulykkesdimensioneringstilstand ved formel 6.11 a/b.
  - det maksimale acceptable kollapsomfang af den beskadigede konstruktion, skal stadig skal udgøre et stabilt system, selvom en eller flere konstruktionsdele er bortfaldet. Dette kunne være en dækkonstruktion og en vilkårlig søjle, eller en dækkonstruktion og et vilkårligt 3 m langt vægstykke.
- Eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed af nøgleelementer, således at hele konstruktionen, hvori de indgår, opnår mindst samme systemssikkerhed som en tilsvarende konstruktion, hvor robustheden er dokumenteret ved eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed ved bortfald af element.

Ovenstående kan normalvist anses at være opfyldt, hvis bygningens hovedkonstruktion består af sammenhængende vægge og dæk overholder kravene til trækforbindelser i kapitel 9.10 i DS/EN 1992-1-1 er opfyldt.

## Trækforbindelsessystemer

For at hindre progressiv sammenstyrtning, i form af alternative lastveje efter lokal beskadigelse, bør følgende trækforbindelser beregnes:

- periferi-trækforbindelser
- interne trækforbindelser
- vandrette søjle- eller vægtrækforbindelser
- lodrette trækforbindelser

Beregningerne til trækforbindelserne betragtes som minimumarmering i konstruktionselementet og ikke som et supplement.

### *Periferi-trækforbindelser*

På hvert dæk- og tagniveau bør der være en kontinuert periferi-trækforbindelse inden for 1,2 m fra randen. Trækforbindelsen kan indeholde armering anvendt som en del af den interne trækforbindelse. Periferi-trækforbindelsen bør kunne optage en trækraft:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \quad (2.1)$$

Hvor:

- $F_{tie,per}$  er trækforbindelsens kraft  
 $l_i$  er længden af sidste fag

Værdien af  $q_1$  skal som minimum være 15 kN/m for høj konsekvensklasse. Trækraften  $F_{tie,per}$  sættes som minimum til den karakteristiske værdi på 80 kN for høj konsekvensklasse.

Konstruktioner med indvendige rande, pga. f.eks. atrier, skal have fuldt forankrede periferitrækforbindelse på samme måde som udvendige rande.

### *Interne trækforbindelser*

På hvert dæk- og tagniveau bør der være interne trækforbindelser i 2 retninger omtrent vinkelret på hinanden. De bør være kontinuerte over hele deres længde og forankres til periferi-trækforbindelserne i hver ende, med mindre de fortsætter som vandrette trækforbindelser til søjle eller vægge.

I et betonelementbyggeri anvendes fugerne mellem dækelementerne til placering af trækarmoring. De indre trækforbindelser i hver retning skal kune optage en trækraft på 30 kN/m i høj konsekvensklasse.

Hvor indre trækforbindelser placeres ved bærelinjer, kan tværtrækforbindelsen bestemmes som:

$$F_{tie} = q_3 \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{2} \quad (2.2)$$

Hvor:

$l_1, l_2$  er spændvidden af gulvdæk på hver side af bjælken

$q_3$  sættes til 30 kN/m for høj konsekvensklasse.  $F_{tie}$  skal som minimum være 80 kN for høj konsekvensklasse.

### ***Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge***

Randsøjler og vægge skal forbindes vandret til konstruktionen ved hvert etage- og tagniveau.

Facadevægge skal kunne optage en vandret trækraft  $f_{tie, fac}$  på 30 kN/m i toppen og i bunden af væggen. Kraften for randsøjler skal være 160 kN i toppen og i bunden af søjlen.

### ***Lodrette trækforbindelser***

I vægskivebygninger på 5 etager eller derover bør der være lodrette trækforbindelser i søjler og vægge for at begrænse skaden ved sammenstyrtning af en etage i tilfælde af et pludseligt bortfald af en søjle eller væg på den underliggende etage. Der bør derfor anvendes kontinuerte lodrette trækforbindelser fra det nederste til det højeste niveau, som er i stand til at optage den ulykkeslast, der virker på etageadskillelsen over den sammenstyrtede søjle eller væg.

Der er ikke afsat kræfter på trækforbindelsen, men tidligere var der en regel om en karakteristisk last på 30 kN/m. "Bygningsberegninger" henviser til at det forekommer rimeligt at anvende denne størrelse som kvantificering af reglen i normen.

## 2.4 Materialeforudsætninger

### 2.4.1 Fundering

Ved beregning af fundamenternes bæreevne er der i den geotekniske rapport opgivet følgende karakteristiske styrkeparametre, hvoraf jordlagene fastlægges af de geotekniske rapporter:

Jordart	$\gamma / \gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_{u,k}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varphi_k'$ (°)	$c_k'$ (kN/m <sup>2</sup> )
Muld	16/6	-	25	-
Fyld, sand	18/8	-	34	-
Fyld, ler	19/9	40-150	25	0 - 5
Tørv	12/2	55-150	25	0 - 5
Gytje	14/4	15-65	23	0 - 3
Ler, Sg	19/9	50-300	25-30	5-20
Sand	18/9	-	35	-
Moræneler til 3 m. u. t.	20/10	140-330	30	14-20
Moræneler dybere end 3 m. u. t.	20/10	(80) 200-530	30-32	8-20

Tabel 2.1: Karakteristiske styrkeparametre for de trufne aflejring

Boring	Terrænkote m DVR90	GVS kote m DVR90
B102	+8,1	+4,8
B106	+7,7	+4,1
B123	+5,0	+3,3

Tabel 2.2: Vandspejl fra marts 2014

På baggrund af boringernes GVS fra tabel 2.2 og koterne for boring B7, B8 og B11 omregnet fra DNN til DVR90, bestemmes grundvandspejlet for de ældre boringer B7, B8 og B11 efter lineær interpolation mellem B102 og B123.

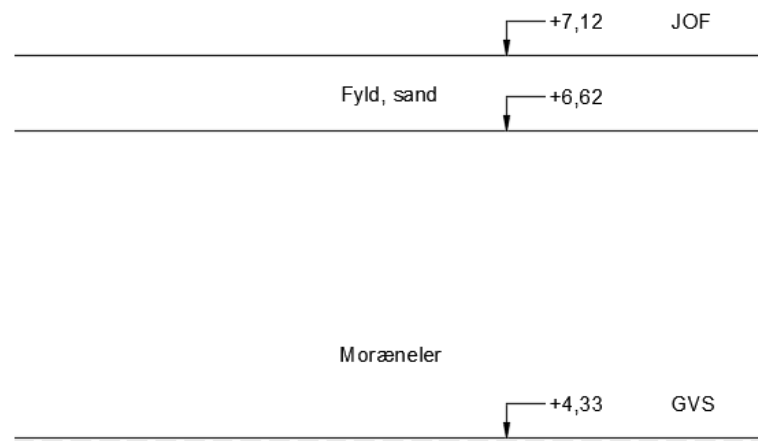
Boring	DNN	DVR90
B07	+6,5	$6,5 + (-0,081) = 6,42$
B08	+6,7	$6,7 + (-0,081) = 6,62$
B11	+7,2	$7,2 + (-0,081) = 7,12$

Tabel 2.3: Kote af borerne omregnet til DVR90 [3]

Boring	DVR90	GVS
B07	+6,42	$3,3 + (4,8 - 3,3) \cdot \frac{6,42 - 5,0}{8,1 - 5,0} = +3,99$
B08	+6,62	$3,3 + (4,8 - 3,3) \cdot \frac{6,62 - 5,0}{8,1 - 5,0} = +4,09$
B11	+7,12	$3,3 + (4,8 - 3,3) \cdot \frac{7,12 - 5,0}{8,1 - 5,0} = +4,33$

Tabel 2.4: Boringernes nye GVS

Efter analyse af borerne, anses jorden at være opbygget efter følgende lag.



Figur 2.5: Jordlag med koter

## 2.4.2 Beton

Ved beregning af betonkonstruktioner skal der anvendes de angivne parametre i tabellerne nedenfor. Minimumsstyrker og dæklag bestemmes efter miljøklasserne passiv, moderat, aggressiv og ekstra aggressiv.

$f_{ck}$ (MPa)	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}$ (MPa)	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$E_{cm}$ (GPa)	31	33	34	35	36	37
$\alpha_{kort\ tid}$	6,4	6,1	5,9	5,7	5,5	5,4
$\alpha_{lang\ tid}$	25	24	23	23	22	21
$\varepsilon_{c3}$ (%)	0,175					
$\varepsilon_{cu3}$ (%)	0,35					
$\lambda$	0,8					
$\eta$	1,0					

Tabel 2.5: Materialeparametre for beton

$f_{yk}$	$f_{yd}$	$\varepsilon_{yk}$	$\varepsilon_{yd}$
410	342	0,205	0,171
500	417	0,250	0,208
550	458	0,275	0,229

Tabel 2.6: Materialeparametre for armering



Miljøklasse	$f_{ck,min}$ (MPa)	$c_{min,dur}$ (mm)	c (mm)
Ekstra aggressiv	40 MPa	40 mm	40 mm + tolerancetil.
Aggressiv	35 MPa	30 mm	30 mm + tolerancetil.
Moderat	25 MPa	20 mm	20 mm + tollerancetil.
Passiv	12 MPa	10 mm	10 mm + tollerancetil.

Tabel 2.7: Minimums dæklag og -styrker efter miljøklasse

Materialetype	Partialkoefficient	
	Almene	Præfabrikeret
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,45$	$\gamma_c = 1,40$
Betons trækstyrke	$\gamma_c = 1,70$	$\gamma_c = 1,60$
Slap armeringsstyrke	$\gamma_c = 1,20$	$\gamma_c = 1,20$

Tabel 2.8: Partialkoefficienter2

### 2.4.3 Stål

For konstruktionselementer af stål skal der anvendes følgende karakteristiske styrker for ulegerede konstruktionsstål.

Alt stål og svejsninger skal udføres i henhold til DS/EN 10025-1.

Stålprofiler er med udgangspunkt varmvalsede profiler.

Stål styrkeklasse	Materialetykkelse t (mm)	Karakteristisk værdi		E (MPa)
		$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	
S235	$t \leq 16$	235	360	210000
	$16 \leq t \leq 40$	225		
	$40 \leq t \leq 63$	215		
S275	$t \leq 16$	275	410	210000
	$16 \leq t \leq 40$	265		
	$40 \leq t \leq 63$	255		
S335	$t \leq 16$	335	470	210000
	$16 \leq t \leq 40$	345		
	$40 \leq t \leq 63$	335		
S450	$t \leq 16$	450	550	210000
	$16 \leq t \leq 40$	430		
	$40 \leq t \leq 63$	410		

Tabel 2.9: Materialeparametre for konstruktionsstål

Bæreevne af	partialkoefficient
Tværsnit med normalkraft, forskydning og moment	$\gamma_{M0} = 1,1$
Kipningsundersøgelse, søjler og tværbelastede søjler	$\gamma_{M1} = 1,2$
Svejsninger	$\gamma_{M2} = 1,35$

Tabel 2.10: Partialkoefficienter

## 2.5 Laster

Sne-, vind- og nyttelast er beregnet efter Eurocode 1991 FU: 2010. Egenlaster er defineret i hht. forskellige produkter fra virksomheder, og er blevet sammensat efter arkitektens ønske. Beregningerne for lasterne kan findes i Appendiks C.1, egenlaster fra side 251, snelast fra side 257, vindlast fra side 260, nyttelast fra side 271 og masselast fra side 273.

### 2.5.1 Egenlaster

Af nedenstående tabel fremkommer karakteristiske egenlaster af konstruktionsdelene for hovedbygning A. Lasterne er inkl. ophæng af lamper, ventilation mm.

Konstruktionsdel	Last (kN/m <sup>2</sup> )
Tagkonstruktionen	4,99
Ovenlysvinduer	0,92
Etageadskillelse ved toiletter	8,74
Etageadskillelse generelt	7,71
Ydervæg med sinusplader	5,46
Ydervæg med mursten	7,30
Skillevæg med porebeton	0,74
Skillevæg med gips	0,66
Glasvægge	0,69

Tabel 2.11: Egenlaster af konstruktionsdelene.

### 2.5.2 Snelast

Den karakteristiske snelast på taget er angivet i tabellen nedenfor. Snelastfordelingen på ovenlysvinduerne er der beregnet en middelværdi, funder ved lineær interpolation.

Placering	Last (kN/m <sup>2</sup> )
Taget generelt	0,80
Ovenlysvinduerne	0,85

Tabel 2.12: Snelast på bygningen

### 2.5.3 Vindlast

De største karakteristiske vindlaster på hovedbygningen er angivet i tabel 2.13. Vindlasterne på flader er inkl. indvendig vindtryk.

Basisvindhastigheden.

$$v_b = 24 \frac{m}{s} \quad (2.3)$$

Bygningen er klassificeret i terrænkategori III.

Peakhastighedstrykket er beregnet efter ligning 4.8 i Eurocode 1991 FU:2010.

$$q_p(z) = 0,84 \frac{kN}{m^2} \quad (2.4)$$

Vindlast til beregning af stabilitet fremkommer også i tabellen, hvor der er taget hensyn til den manglende korrelation mellem luv og læ side.

Konstruktionsdel	Last (kN/m <sup>2</sup> )	
	Vindtryk	Vindtræk
Tagkonstruktionen	0,42	-1,61
Ydervæg	0,88	-1,18
Stabilitet facade	1,39	

Tabel 2.13: Vindlast på bygningen

Vindlast på ovenlysvinduerne

Placering	Vindtryk (kN/m <sup>2</sup> )	Vindtræk (kN/m <sup>2</sup> )
Vind på første skråning	0,84	-1,77 $\frac{kN}{m^2}$
Vind på resterende skråninger	0,00	-1,40 $\frac{kN}{m^2}$

Tabel 2.14: Vindlast på ovenlysvinduerne

## 2.5.4 Nyttelast

De karakteristiske nyttelaster for bygningen er angivet i tabellen nedenfor.

Område	Fladelast (kN/m <sup>2</sup> )	Punktlast (kN)
Samlingsrum med bordopstilling C1	2,5	3,0
Samlingsrum med faste siddepladser C2	4,0	3,0
Lokale adgangsveje til C1	3,0	3,0
Adgangsveje til C2	5,0	4,0
Depotrum D2	5,0	7,0

Tabel 2.15: Nyttelast på bygningen

Iht. Eurocode 1991 kan nyttelasten reduceres, når vægge eller søjler bliver påvirket af flere etagers nyttelast, da det ikke antages, at den fulde nyttelast vil opstå på samtlige etager på samme tid. Reduktionen fremkommer i tabel 2.16.

Antal etager over det belastede element	Reduktionsfaktor
2 etager	0,80
3 etager	0,73
4 etager	0,70
5 etager	0,68

Tabel 2.16: Reduktionsfaktor for nyttelasten

## 2.5.5 Vandret masselast

Vandret masselast er 1,5% af den lodrette lastkombination for hvert etage efter følgende ligning.

$$A_d = 1,5\% \cdot \left( \sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{j,i} \right) \quad (2.5)$$

Masselasten anvendes til beregning af hovedstabilitet og anses at være den mindste last, der skal tages beretning for. Modsat vinden der angriber konstruktionen i etageadskillelserne, vil masselasten angribe i det enkelte elements tyngdepunkt, eller tilnærmelsesvis i midten for vægge. For at simplificere analysen af konstruktionen, antages den ene halvdel af et vægfelt at angribe i etageadskillelsen over

væggen, og den anden halvdel til etageadskillelsen under væggen.  
Af nedenstående tabel fremkommer de dimensionsgivne masselaster for de enkelte etager:

<b>Etage</b>	<b>Masselast (kN)</b>
Tagetage	166,79
4.sal	326,00
3.sal	324,78
2.sal	326,00
1.sal	326,00
Stuen	331.33

*Tabel 2.17: Masselast i etageadskillelserne*

## Litteratur

- [1] Henning Larsen Architects,  
*Erhvervsakademiet Lillebælt*, Besøgt d. 10.09.2015,  
<http://da.henninglarsen.com/projekter/1300-1399/1381-erhvervsakademiet-lillebaelt.aspx>
- [2] Krak,  
*Kort*, Besøgt d. 10.09.2015,  
<http://map.krak.dk/>
- [3] Geodatastyrelsen,  
*Koteomregning DNN til DVR90*, 10 Januar 2005,  
<http://www.gst.dk/media/gst/65263/Vejledning%20om%20h%C3%B8jdesystemet.pdf>
- [4] Grontmij,  
*Geoteknisk undersøgelsesrapport - Seebladsgade 1, Odense*, Marts 2014,  
Nr.1
- [5] Spaencom,  
*Pasbredder for huldækselementer EX 32*, Januar 2015, Rev. C  
[http://spaencom.dk/UserFiles/file/Produkter/Daekselementer/INT\\_1080-02\\_pasplader.pdf](http://spaencom.dk/UserFiles/file/Produkter/Daekselementer/INT_1080-02_pasplader.pdf)
- [6] Peikko,  
*Deltabjælken - Kompositbjælke*, 2015, DK 10  
<http://materials.crasman.fi/materials/extloader/?fid=67207&org=2&chk=759d15c8>
- [7] Betonelement-foreningen redigeret af Jesper Frøbert Jensen,  
*Betonelementbyggeriers statik*, 1. oplag 2010, 1. Udgave.  
ISBN13: 978-87-502-0995-9
- [8] Bjarne Chr. Jensen,  
*Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1*, 2012, 2. Udgave.  
ISBN13: 978-87-571-2766-9
- [9] Bjarne Chr. Jensen & Svend Ole Hansen,  
*Bygningsberegninger*, 2010, 1. Udgave.  
ISBN13: 978-87-571-2724-9
- [10] Niels Krebs Ovesen, Leif D. Fuglsang m.fl.,  
*Lærebog i Geoteknik*, 1.opslag 2012, 2. Udgave.  
ISBN13: 978-87-502-1042-9

- [11] Bent Bonnerup, Bjarne Chr. Jensen & Carsten Munk Plum,  
***Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993***, 1.opslag 2009, 1. Udgave.  
*ISBN13: 978-87-571-2683-9*
- [12] Bjarne Chr. Jensen m.fl.,  
***Teknisk Ståbi*** , 2011, 21. Udgave.  
*ISBN13: 978-87-571-2729-4*





## **Del II**

# **Statiske beregninger**

## Kapitel 3

# Statistiske beregninger

### 3.1 Lodret lastnedføring

Der er til beregning af konstruktionselementer udarbejdet lastplaner for de enkelte etagedæk, som kan ses i tegningsmappen. Lasterne er karakteristiske laster og er udarbejdet på baggrund af dækplaner og konstruktionsplaner, bilagt som bilag C.6.

Da det skal sikres at konstruktionsdelene skal kunne optage de lodrette laster, er der foretaget beregninger af forskellige konstruktionselementer, der vurderes at være de mest kritiske for byggeriet. Beregningerne består af:

- Stålrammens ovenlysvinduer
- Stålbjælke til bæring af ovenlysvinduer (2-akset bøjning samt vridning)
- Stålbjælke til bæring af etagedæk (kipning, svejsning og med effektiv højde ved understøtning)
- Udkraget betonbjælke understøttet på søjler til bæring af facader og etagedæk
- Udkraget betonbjælke understøttet i vægfelt til bæring af etagedæk
- Kælervæg til bæring af ovenliggende konstruktioner og jordtryk
- Betongulv til bæring af nyttelast og vandtryk
- Fundamentsbjælke til sikring mod løft

#### 3.1.1 Ovenlysvinduerne - Stålramme

Laster bestående af egenlast, snelast og vindlast på ovenlysvinduerne bæres af en stålrammekonstruktion, der understøttes på stålbjælker og huldækselementerne. Stålrammen er indstændt i alle hjørner, hvoraf samlingerne skal projekteres til dette.

Da der vil forekomme et sug på ovenlysvinduerne, skal rammen boltes til de bærende stålbjælker, samt til huldækselementerne.

Stålrammerne placeres med en indbyrdes afstand på 1 m.

Ovenlysvinduerne skal opbygges af stålrammer pr. 1,0 meter, der understøttes på tværgående bjælker. Til analyse af stålrammen, anvendes programmet TwoDFrame.

### Forudsætninger

Konvektivklasse:	CC3
Kontrolklasse:	Normal
Stålkvalitet:	S235
Tværsnit:	IPE160

### Laster

Den regningsmæssige lastkombination vil være dominerende sne med vind. Grundet formen for ovenlyskonstruktionen, er det kun første og sidste skråning på ovenlysvinduerne med vindtryk. Resten af skråningerne er med vindsug.

Den globale lodrette lastkombination med vindtryk:

$$q_{kl} := 1m \left[ \begin{array}{l} 0.92 \frac{kN}{m^2} \\ \left( \frac{\cos(45 \text{ deg})}{\cos(35 \text{ deg})} \right) + 0.85 \frac{kN}{m^2} \dots \\ + 0.3 \cdot \left[ 0.84 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \frac{\cos(45 \text{ deg})}{\cos(35 \text{ deg})} \right) \right] \end{array} \right] = \begin{pmatrix} 2.33 \\ 2.18 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$q_{dl} := 1.1 \cdot 1m \left[ \begin{array}{l} 0.92 \frac{kN}{m^2} \\ \left( \frac{\cos(45 \text{ deg})}{\cos(35 \text{ deg})} \right) + 1.5 \cdot 0.85 \frac{kN}{m^2} \dots \\ + 1.5 \cdot 0.3 \cdot 0.84 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \frac{\cos(45 \text{ deg})}{\cos(35 \text{ deg})} \right) \end{array} \right] = \begin{pmatrix} 3.13 \\ 2.98 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m}$$

Den globale lodrette lastkombination uden vindtryk:

$$q_{kl2} := 1m \left[ \begin{array}{l} 0.92 \frac{kN}{m^2} \\ \left( \frac{\cos(45 \text{ deg})}{\cos(35 \text{ deg})} \right) + 0.85 \frac{kN}{m^2} \end{array} \right] = \begin{pmatrix} 2.15 \\ 1.97 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$q_{dl2} := 1.1 \cdot 1m \left[ \begin{array}{l} 0.92 \frac{kN}{m^2} \\ \left( \frac{\cos(45 \text{ deg})}{\cos(35 \text{ deg})} \right) + 1.5 \cdot 0.85 \frac{kN}{m^2} \end{array} \right] = \begin{pmatrix} 2.83 \\ 2.64 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$q_{dl3} := 1.1 \cdot 1m \left( 0.92 \frac{kN}{m^2} + 1.5 \cdot 0.85 \frac{kN}{m^2} \right) = 2.41 \cdot \frac{kN}{m}$$

I trugryggen med fladt niveau anses samme vindlast som på de opliggende skråninger.

Den mindste egenlast som ovenlysvinduerne kan have:

$$g_{min} := 0.07 \frac{kN}{m^2} + \frac{0.31}{2} \frac{kN}{m^2} + 350 \frac{kg}{m^3} \cdot 9.82 \frac{m}{s^2} \cdot \frac{45mm \cdot 45mm}{500mm} \dots = 0.42 \cdot \frac{kN}{m^2} + 0.18 \frac{kN}{m^2}$$

Den globale lodrette lastkombination med vindsug:

$$q_{d.sug.l} := 1m \left[ \begin{array}{l} \frac{0.9 \cdot g_{min}}{\left( \begin{array}{l} \cos(45 \text{ deg}) \\ \cos(35 \text{ deg}) \end{array} \right)} \dots \\ + 1.5 \cdot 1.1 \cdot 1.77 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \begin{array}{l} \cos(45 \text{ deg}) \\ \cos(35 \text{ deg}) \end{array} \right) \end{array} \right] = \left( \begin{array}{l} 2.6 \\ 2.85 \end{array} \right) \cdot \frac{kN}{m}$$

Egenlast for søjlestykket under sug.

$$q_{d.sug.s} := 0.92 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.9 \cdot 1m = 0.83 \cdot \frac{kN}{m}$$

Egenlast for søjlestykket under tryk:

$$q_{ds} := 1.1 \cdot 1m \cdot 0.92 \frac{kN}{m^2} = 1.01 \cdot \frac{kN}{m}$$

Karakteristiske egenlast for søjlestykket:

$$q_{ks} := 1m \cdot 0.92 \frac{kN}{m^2} = 0.92 \cdot \frac{kN}{m}$$

Den globale vandrette lastkombination.

$$q_{dv.c} := 1.1 \cdot 1.5 \cdot 0.3 \cdot 1m \cdot 0.84 \frac{kN}{m^2} \cdot \sin \left( \left( \begin{array}{l} \cos(45 \text{ deg}) \\ \cos(35 \text{ deg}) \end{array} \right) \right) = \left( \begin{array}{l} 0.27 \\ 0.3 \end{array} \right) \cdot \frac{kN}{m}$$

$$q_{dv.t} := 1.1 \cdot 1.5 \cdot 1m \cdot -1.77 \frac{kN}{m^2} \cdot \sin \left( \left( \begin{array}{l} \cos(45 \text{ deg}) \\ \cos(35 \text{ deg}) \end{array} \right) \right) = \left( \begin{array}{l} -1.9 \\ -2.13 \end{array} \right) \cdot \frac{kN}{m}$$

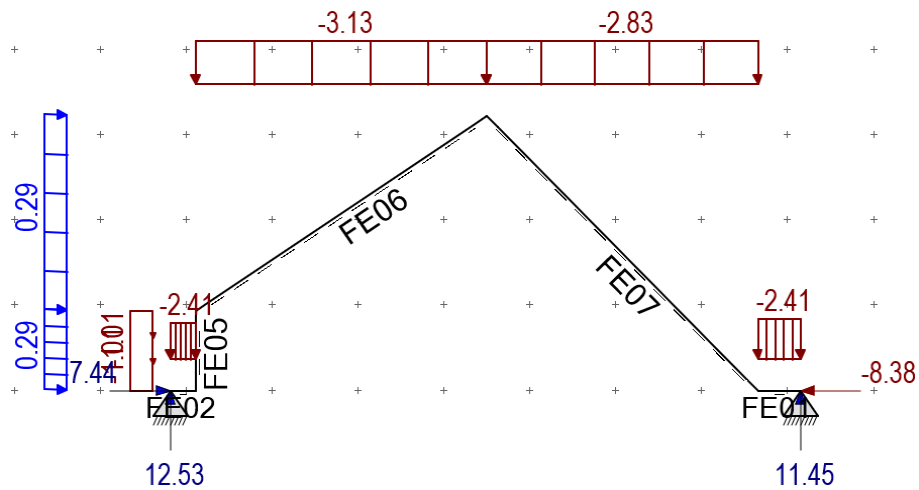
$$q_{k.v.c} := 0.3 \cdot 1m \cdot 0.84 \frac{kN}{m^2} \cdot \sin\left(\left(\frac{\cos(45 \text{ deg})}{\cos(35 \text{ deg})}\right)\right) = \begin{pmatrix} 0.16 \\ 0.18 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$q_{k.v.t} := 0.3 \cdot 1m - 1.77 \frac{kN}{m^2} \cdot \sin\left(\left(\frac{\cos(45 \text{ deg})}{\cos(35 \text{ deg})}\right)\right) = \begin{pmatrix} -0.34 \\ -0.39 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m}$$

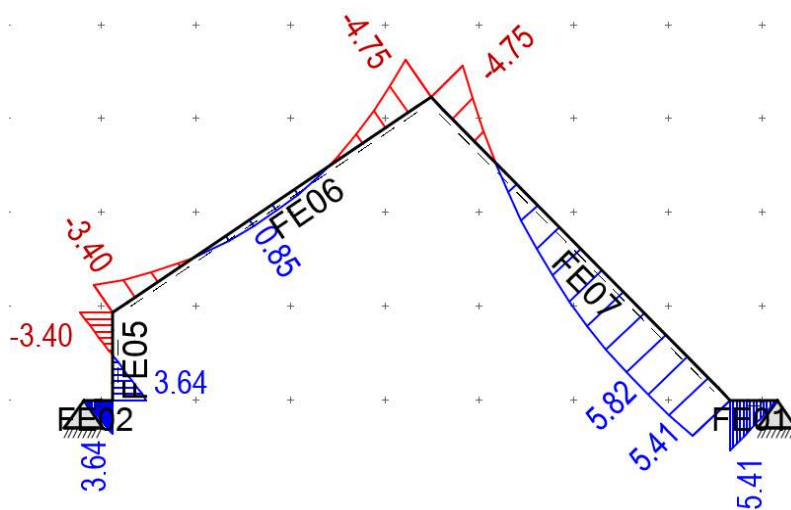
### Det Statistiske system

Det statistiske system er analyseret i TwoDFrame.

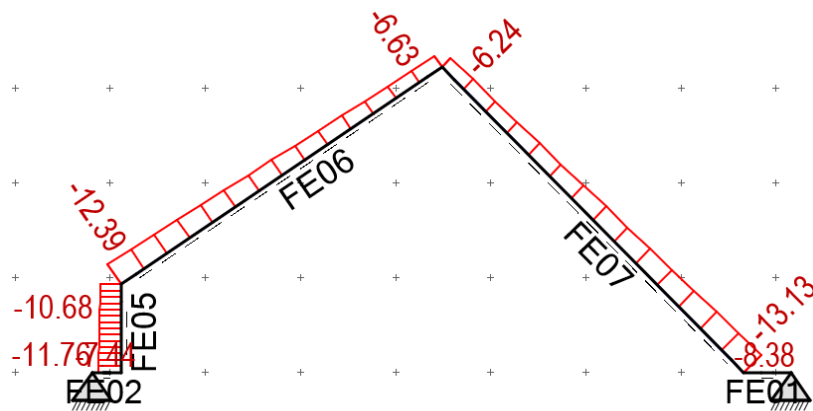
Statisk system med reaktioner (kN)



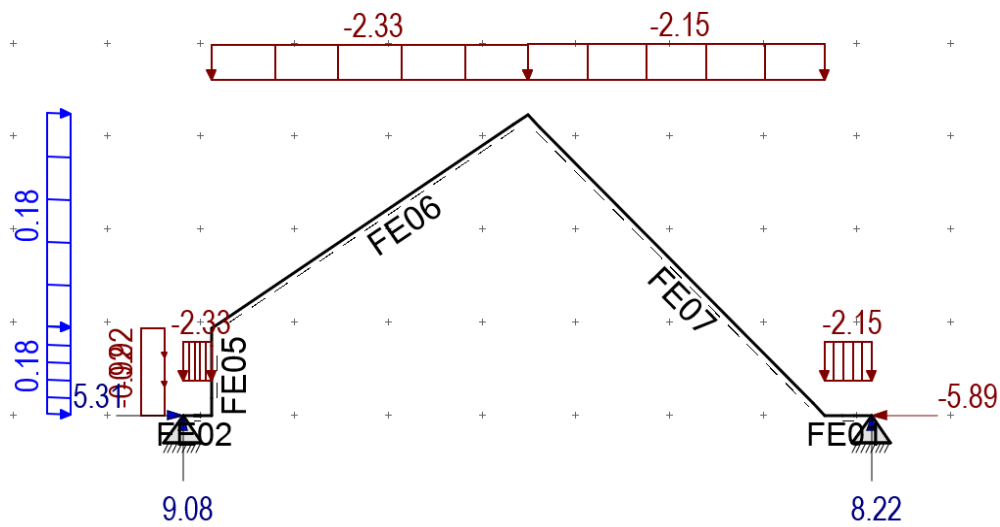
Momentfordeling (kNm)



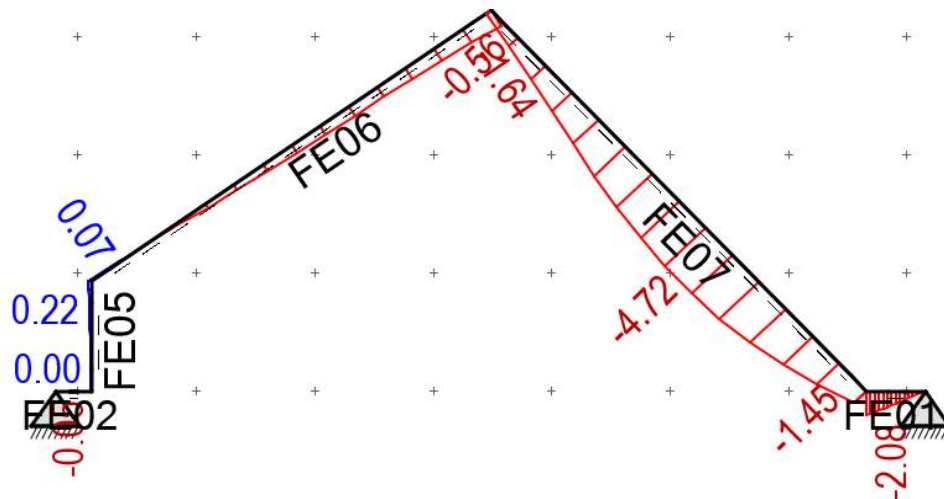
Normalkraftfordeling (kN)



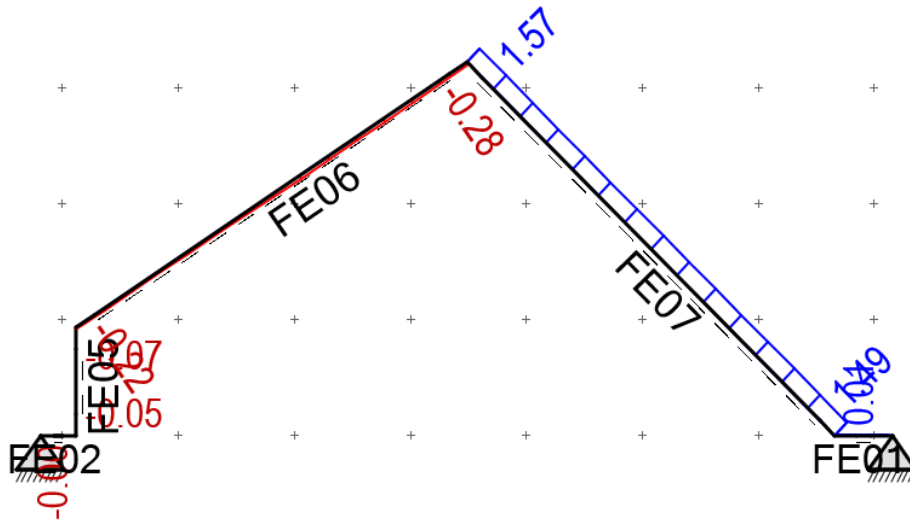
Statisk system med karakteristiske laster og reaktioner



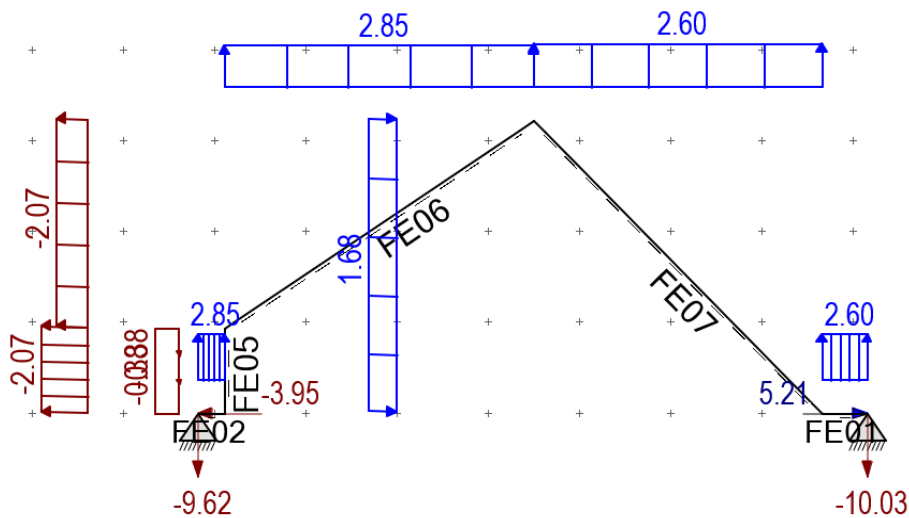
Statisk system med lodrette deformationer



Statisk system med vandrette deformationer



Statisk system med reaktioner for vindsug.



### Styrkeparametre

$$f_{yd} := \frac{235 \text{ MPa}}{1.2} = 195.83 \cdot \text{MPa}$$

$$E := 210000 \text{ MPa}$$

$$G := 81000 \text{ MPa}$$

$$I_y := 8.69 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := 0.683 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 3.96 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_v := 36.2 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl} := 123.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A := 2.01 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$hb_{\text{forhold}} := \frac{160 \text{ mm}}{82 \text{ mm}} = 1.95$$



### Brudgrænsetilstand

Der foretages beregninger af bjælke FEO6 og 07 samt søjlen FEO5.

Tværsnittende skal undersøges for kombineret normalkraft og bøjning.

### Bjælken FEO7

#### Tværsnitsklasse

Det undersøges, hvilken tværsnitsklasse profilet skal beregnes efter iht. tabel 5.2 i Eurocode 1993-1-1:

Konstruktionen er påvirket af kombineret bøjning og tryk.

Størst moment og normalkrafter for bjælken:

$$M_c := -4.75 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M_d := 5.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_c := 6.24 \text{ kN} \qquad N_d := 13.13 \text{ kN}$$

$$M_{cd} := 5.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{cd} := 13.13 \text{ kN} + (6.24 \text{ kN} - 13.13 \text{ kN}) \cdot \frac{3 - 0}{15 - 0} = 11.75 \text{ kN}$$

Spændingerne i tværsnittene ved hhv. C, CD og punkt D:

$$\sigma_{c.top} := \frac{N_c}{A} + \frac{M_c}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = -40.62 \text{ MPa} \qquad (\text{træk})$$

$$\sigma_{c.bund} := \frac{N_c}{A} - \frac{M_c}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = 46.83 \text{ MPa} \qquad (\text{tryk})$$

$$\sigma_{d.top} := \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = 56.34 \text{ MPa} \qquad (\text{tryk})$$

$$\sigma_{d.bund} := \frac{N_d}{A} - \frac{M_d}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = -43.27 \text{ MPa} \qquad (\text{træk})$$

$$\sigma_{cd.top} := \frac{N_{cd}}{A} + \frac{M_{cd}}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = 59.43 \text{ MPa} \qquad (\text{tryk})$$

$$\sigma_{cd.bund} := \frac{N_{cd}}{A} - \frac{M_{cd}}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = -47.73 \text{ MPa} \qquad (\text{træk})$$

Forhold for trykdelen iht. spændingszonen:

$$\alpha_c := \frac{\sigma_{c.bund}}{-\sigma_{c.top} + \sigma_{c.bund}} = 0.54$$

$$\alpha_{cd} := \frac{\sigma_{cd.top}}{-\sigma_{cd.bund} + \sigma_{cd.top}} = 0.55$$

$$\alpha_d := \frac{\sigma_{d.top}}{-\sigma_{d.bund} + \sigma_{d.top}} = 0.57$$

Klassifikationen skal være efter værste tilfælde, hvilket vil gælde for den største værdi, da det giver en mindre grænseværdi.

Kroppen:

$$KL_{k1} := \frac{396 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}}}{13 \cdot \alpha_d - 1} = 62.34 \quad KL_{k2} := \frac{456 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}}}{13 \cdot \alpha_d - 1} = 71.78$$

Flangerne:

Flangen er ren tryk- eller trækpåvirket:

$$KL_{f1} := 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 9 \quad KL_{f2} := 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 10$$

Geometri for kroppen:

$$c_k := 160\text{mm} - 2 \cdot 7.4\text{mm} = 145.2 \cdot \text{mm}$$

$$t_k := 5.0\text{mm}$$

Geometri for flangen:

$$c_f := \frac{82\text{mm}}{2} - \frac{5\text{mm}}{2} = 38.5 \cdot \text{mm}$$

$$t_f := 5.0\text{mm}$$

Kroppen:

$$\frac{c_k}{t_k} = 29.04 < KL_{k1} \quad \text{Plastisk!}$$

Flangen:

$$\frac{c_f}{t_f} = 7.7 < KL_{f1} \quad \text{Plastisk!}$$

Profilet skal heraf regnes plastisk.

Der tages udgangspunkt i fri kipning, da der skal være mulighed for placering af vinduer på bjælken. Efter momentkurven på bjælken samt lastfordelingen anses eulerlasttilfældet  $m_1$  at være tilfældet for bjælken.  $\mu$  er momentforholdet i forhold til den undersøgte del.

$$kl := \sqrt{\frac{G \cdot I_V \cdot (4.5m)^2}{E \cdot I_W}} = 8.45 \quad \mu := \frac{-4.75kN \cdot m}{5.41kN \cdot m} = -0.88$$

$$m_1 := (9.22 - 4.29 \cdot \mu) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{kl}{\pi}\right)^2} = 37.27$$

Det kritiske moment fås heraf:

$$M_{cr} := \frac{m_1 \cdot E \cdot I_z \cdot (160mm - 7.4mm)}{(4.5m)^2} = 40.28 \cdot kN \cdot m$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl} 235MPa}{M_{cr}}} = 0.85$$

Da højde/breddeforholdet er lig 1,95 og profilet er valset I-profil, skal der anvendes kipningskurve b, iht tabel 6.5 Eurocode 1993 FU:2013  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0,34$

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.34 \cdot (\lambda_{LT} - 0.4) + 0.75 \cdot \lambda_{LT}^2 \right] = 0.85$$

Reduktionsfaktor for kipning:

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0.75 \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.79$$

Reduktion for normalkraften bestemmes

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{A \cdot 235MPa}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(4.5m)^2}}} = 0.729 \quad \lambda_z := \sqrt{\frac{A \cdot 235MPa}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(4.5m)^2}}} = 2.599$$

Da Højde/breddeforholdet er lig 1,95, flangetykkelse lig 7,4mm af stålqualität S235, aflæses på tabel 6.2 i Eurocode 1993 FU:2013 fås Søjlekurve a og b ved hhv. udbøjning om y og z-aksen. Af tabel 6.1 fås heraf  $\alpha_y = 0,21$  &  $\alpha_z = 0,34$ .

$$\Phi_y := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.21 \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 \right] = 0.82$$

$$\Phi_Z := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.34 \cdot (\lambda_Z - 0.2) + \lambda_Z^2 \right] = 4.29$$

Reduktionsfaktorerne for normalkraftudnyttelsen bliver:

$$\chi_Y := \frac{1}{\Phi_Y + \sqrt{\Phi_Y^2 - \lambda_Y^2}} = 0.83$$

$$\chi_Z := \frac{1}{\Phi_Z + \sqrt{\Phi_Z^2 - \lambda_Z^2}} = 0.13$$

Interaktionsfaktorer efter Anneks B for momenttilfældet 3:

$$\alpha_h := \min\left(1.0, \frac{5.41}{5.82}\right) = 0.93 \quad \psi := \max\left(-1.0, \frac{-4.75}{5.41}\right) = -0.88$$

Ækvivalent konstant moment  $C_m$

$$C_m := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 1$$

Interaktionsfaktorer for bjælker der er tilbøjelig for vridding:

$$k_{yy} := \min \left[ \begin{array}{l} C_m \left[ 1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{13.13kN}{\chi_y \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} \right] \\ C_m \left( 1 + 0.8 \cdot \frac{13.13kN}{\chi_y \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} \right) \end{array} \right] = 1.02$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.61$$

Kombineret bøjning og tryk:

$$\frac{13.13kN}{\chi_y \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} + k_{yy} \cdot \frac{5.82kN \cdot m}{\chi_{LT} \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{pl}}{1.2}} = 0.42 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{13.13kN}{\chi_z \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} + k_{zy} \cdot \frac{5.82kN \cdot m}{\chi_{LT} \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{pl}}{1.2}} = 0.53 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

Da begge værdier er under 1,0, anses bjælken at være ok.

### **Bjælken FE06**

#### *Tværsnitsklasse*

Der undersøges, hvilken tværsnitsklasse profilet skal beregnes efter iht. tabel 5.2 i Eurocode 1993-1-1:

Konstruktionen er påvirket af kombineret bøjning og tryk.

Størst moment og normalkrafter for bjælken:

$$M_b := -3.40 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M_{cc} := -4.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_b := 12.39 \text{ kN} \qquad N_{cc} := 6.63 \text{ kN}$$

$$M_{bc} := 0.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{bc} := 12.39 \text{ kN} + (6.63 \text{ kN} - 12.39 \text{ kN}) \cdot \frac{7 - 0}{15 - 0} = 9.7 \text{ kN}$$

Spændingerne i tværsnittene ved hhv. C, CD og punkt D:

$$\sigma_{b.top} := \frac{N_b}{A} + \frac{M_b}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = -25.14 \text{ MPa} \qquad (\text{træk})$$

$$\sigma_{b.bund} := \frac{N_b}{A} - \frac{M_b}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = 37.46 \text{ MPa} \qquad (\text{tryk})$$

$$\sigma_{cc.top} := \frac{N_{cc}}{A} + \frac{M_{cc}}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = -40.43 \text{ MPa} \qquad (\text{træk})$$

$$\sigma_{cc.bund} := \frac{N_{cc}}{A} - \frac{M_{cc}}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = 47.03 \text{ MPa} \qquad (\text{tryk})$$

$$\sigma_{bc.top} := \frac{N_{bc}}{A} + \frac{M_{bc}}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = 12.65 \text{ MPa} \qquad (\text{tryk})$$

$$\sigma_{bc.bund} := \frac{N_{bc}}{A} - \frac{M_{bc}}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = -3 \text{ MPa} \qquad (\text{træk})$$

Forhold for trykdelen iht. spændingszonen:

$$\alpha_b := \frac{\sigma_{b.bund}}{-\sigma_{b.top} + \sigma_{b.bund}} = 0.6$$

$$\alpha_{cc} := \frac{\sigma_{cc.bund}}{\sigma_{cc.bund} - \sigma_{cc.top}} = 0.54$$

$$\alpha_{bc} := \frac{\sigma_{bc.top}}{-\sigma_{bc.bund} + \sigma_{bc.top}} = 0.81$$

Klassifikationen skal være efter værste tilfælde, hvilket vil gælde for den største værdi, da det giver en mindre grænseværdi.

Kroppen:

$$KL_{k11} := \frac{396 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}}}{13 \cdot \alpha_{bc} - 1} = 41.64 \quad KL_{k21} := \frac{456 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}}}{13 \cdot \alpha_{bc} - 1} = 47.95$$

Flangerne:

Flangen er ren tryk- eller trækpåvirket:

$$KL_{f11} := 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 9 \quad KL_{f21} := 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 10$$

Kroppen:

$$\frac{c_k}{t_k} = 29.04 < KL_{k11} \quad \text{Plastisk!}$$

Flangen:

$$\frac{c_f}{t_f} = 7.7 < KL_{f11} \quad \text{Plastisk!}$$

Profilen skal heraf regnes plastisk.

Der tages udgangspunkt i fri kipning, da der skal være mulighed for placering af vinduer på bjælken. Efter momentkurven på bjælken samt lastfordelingen, anses eulerlasttilfældet  $m_1$  at være tilfældet for bjælken.  $\mu$  er momentforholdet i forhold til den undersøgte del.

$$kl_1 := \sqrt{\frac{G I_V \cdot (4.05m)^2}{E I_W}} = 7.6 \quad \mu_1 := \frac{-3.40kN \cdot m}{-4.75kN \cdot m} = 0.72$$

$$m_{11} := (9.22 - 4.29 \cdot \mu_1) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{kl_1}{\pi}\right)^2} = 16.11$$

Det kritiske moment fås heraf:

$$M_{cr1} := \frac{m_{11} E I_Z (160mm - 7.4mm)}{(4.05m)^2} = 21.49 \cdot kN \cdot m$$

$$\lambda_{LT1} := \sqrt{\frac{W_{pl} 235MPa}{M_{cr1}}} = 1.163$$

Da højde/breddeforholdet er lig 1,95 og profilet er valset I-profil, skal der anvendes kipningskurve b, iht tabel 6.5 Eurocode 1993 FU:2013  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0,34$

$$\Phi_{LT1} := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.34 \cdot (\lambda_{LT1} - 0.4) + 0.75 \cdot \lambda_{LT1}^2 \right] = 1.14$$

Reaktionsfaktor for kipning:

$$\chi_{LT1} := \frac{1}{\Phi_{LT1} + \sqrt{\Phi_{LT1}^2 - 0.75 \cdot \lambda_{LT1}^2}} = 0.6$$

Reduktion for normalkraften bestemmes:

$$\lambda_{y1} := \sqrt{\frac{A \cdot 235 \text{MPa}}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(4.05 \text{m})^2}}} = 0.656 \quad \lambda_{z1} := \sqrt{\frac{A \cdot 235 \text{MPa}}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(4.05 \text{m})^2}}} = 2.339$$

Da højde/breddeforholdet er lig 1,95, flangetykkelse lig 7,4 mm i stål kvalitet S235. Aflæst i tabel 6.2 i Eurocode 1993 FU:2013 fås Søjlekurve a og b ved hhv. udbøjning om y og z-aksen. Af tabel 6.1 fås heraf  $\alpha_y = 0,21$  &  $\alpha_z = 0,34$ .

$$\Phi_{y1} := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.21 \cdot (\lambda_{y1} - 0.2) + \lambda_{y1}^2 \right] = 0.76$$

$$\Phi_{z1} := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.34 \cdot (\lambda_{z1} - 0.2) + \lambda_{z1}^2 \right] = 3.6$$

Reduktionsfaktorerne for normalkraftudnyttelsen bliver:

$$\chi_{y1} := \frac{1}{\Phi_{y1} + \sqrt{\Phi_{y1}^2 - \lambda_{y1}^2}} = 0.87$$

$$\chi_{z1} := \frac{1}{\Phi_{z1} + \sqrt{\Phi_{z1}^2 - \lambda_{z1}^2}} = 0.16$$

Interaktionsfaktorer efter Anneks B for momenttilfældet 2:

$$\alpha_{s1} := \min\left(1.0, \frac{0.85}{-4.75}\right) = -0.18 \quad \psi_1 := \max\left(-1.0, \frac{-3.40}{-4.75}\right) = 0.72$$

Ækvivalent konstant moment  $C_m$

$$C_{m1} := \max(0.1 - 0.8 \cdot \alpha_{s1}, 0.4) = 0.4$$

Interaktionsfaktorer for bjælker der er tilbøjelig for vridning:

$$k_{yy1} := \max \left[ \begin{array}{l} C_{mf} \left[ 1 + (\lambda_{y1} - 0.2) \cdot \frac{12.39kN}{f_{yd} \cdot A} \right] \\ C_{mf} \left( 1 + 0.8 \cdot \frac{12.39kN}{f_{yd} \cdot A} \right) \end{array} \right] \cdot \frac{\chi_{y1}}{1.2} = 0.41$$

$$k_{zy1} := 0.6 \cdot k_{yy1} = 0.25$$

Kombineret bøjning og tryk:

$$\frac{6.63kN}{\chi_{y1} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} + k_{yy1} \frac{4.75kN \cdot m}{\chi_{LTI} \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{pl}}{1.2}} = 0.19 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{6.63kN}{\chi_{z1} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} + k_{zy1} \frac{4.75kN \cdot m}{\chi_{LTI} \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{pl}}{1.2}} = 0.23 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{12.39kN}{\chi_{y1} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} + k_{yy1} \frac{3.4kN \cdot m}{\chi_{LTI} \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{pl}}{1.2}} = 0.16 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{12.39kN}{\chi_{z1} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} + k_{zy1} \frac{3.4kN \cdot m}{\chi_{LTI} \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{pl}}{1.2}} = 0.31 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

Da begge værdier er under 1,0, anses konstruktionsdelen at være ok.



### **Søjlen FE05**

#### *Tværsnitsklasse*

Der undersøges, hvilken tværsnitsklasse profilet skal beregnes efter iht. tabel 5.2 i Eurocode 1993-1-1:

Konstruktionen er påvirket af kombineret bøjning og tryk.

Størst moment og normalkrafter for bjælken:

$$M_{bb} := -3.40 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M_a := 3.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{bb} := 10.68 \text{ kN} \qquad N_a := 11.76 \text{ kN}$$

Spændingerne i tværsnittene ved hhv. C, CD og punkt D:

$$\sigma_{bb.top} := \frac{N_{bb}}{A} + \frac{M_{bb}}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = -25.99 \cdot \text{MPa} \qquad (\text{træk})$$

$$\sigma_{bb.bund} := \frac{N_{bb}}{A} - \frac{M_{bb}}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = 36.61 \cdot \text{MPa} \qquad (\text{tryk})$$

$$\sigma_{a.top} := \frac{N_a}{A} + \frac{M_a}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = 39.36 \cdot \text{MPa} \qquad (\text{tryk})$$

$$\sigma_{a.bund} := \frac{N_a}{A} - \frac{M_a}{I_y} \cdot \frac{160 \text{ mm}}{2} = -27.66 \cdot \text{MPa} \qquad (\text{træk})$$

Forhold for trykdelen iht. spændingszonen:

$$\alpha_{bb} := \frac{\sigma_{bb.bund}}{-\sigma_{bb.top} + \sigma_{bb.bund}} = 0.58$$

$$\alpha_a := \frac{\sigma_{a.top}}{-\sigma_{a.bund} + \sigma_{a.top}} = 0.59$$

Klassifikationen skal være efter værste tilfælde, hvilket vil gælde for den største værdi, da det giver en mindre grænseværdi.

Kroppen:

$$KL_{k12} := \frac{396 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}}}{13 \cdot \alpha_a - 1} = 59.68 \qquad KL_{k22} := \frac{456 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}}}{13 \cdot \alpha_a - 1} = 68.73$$

Flangerne:

Flangen er ren tryk- eller trækpåvirket:

$$KL_{f12} := 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 9 \qquad KL_{f22} := 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 10$$

Kroppen:

$$\frac{c_k}{t_k} = 29.04 < KL_{k12} \quad \text{Plastisk!}$$

Flangen:

$$\frac{c_f}{t_f} = 7.7 < KL_{f12} \quad \text{Plastisk!}$$

Profilen skal heraf regnes plastisk.

Der tages udgangspunkt i bunden kipning, da der er forskalling og beklædning der kan afstive profilen. Efter momentkurven på bjælken, samt lastfordelingen anses eulerlasttilfældet m6 at være tilfældet for bjælken.  
 $\mu$  er momentforholdet i forhold til den undersøgte del.

$$kl_2 := \sqrt{\frac{G \cdot I_V \cdot (0.95m)^2}{E \cdot I_W}} = 1.78 \qquad \mu_2 := \frac{-3.4kN \cdot m}{3.64kN \cdot m} = -0.93$$

$$x_1 := 14.6 + (16.2 - 14.6) \cdot \left( \frac{kl_2 - 1}{2 - 1} \right) = 15.85$$

$$x_2 := 21.4 + (23.2 - 21.4) \cdot \left( \frac{kl_2 - 1}{2 - 1} \right) = 22.81$$

$$m_6 := x_1 + (x_2 - x_1) \cdot \frac{\mu_2 - 0.5}{-1.0 - 0.5} = 21.89$$

Det kritiske moment fås heraf:

$$M_{cr2} := \frac{m_6 \cdot E \cdot I_z \cdot (160mm - 7.4mm)}{(0.95m)^2} = 530.96 \cdot kN \cdot m$$

$$\lambda_{LT2} := \sqrt{\frac{W_{pl} 235MPa}{M_{cr2}}} = 0.234$$

Da højde/breddeforholdet er lig 1,95 og profilen er valset I-profil, skal der anvendes kipningskurve b, iht tabel 6.5 Eurocode 1993 FU:2013  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0,34$

$$\Phi_{LT2} := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.34 \cdot (\lambda_{LT2} - 0.4) + 0.75 \cdot \lambda_{LT2}^2 \right] = 0.49$$

Reduktionsfaktor for kipning:

$$\chi_{LT2} := \min\left(\frac{1}{\Phi_{LT2} + \sqrt{\Phi_{LT2}^2 - 0.75 \cdot \lambda_{LT2}^2}}, 1\right) = 1$$

Reduktion for normalkraften bestemmes

$$\lambda_{y2} := \sqrt{\frac{A \cdot 235 \text{MPa}}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(0.95 \text{m})^2}}} = 0.154 \quad \lambda_{z2} := \sqrt{\frac{A \cdot 235 \text{MPa}}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(0.95 \text{m})^2}}} = 0.549$$

Højde/breddeforholdet er lig 1,95, stålqualität S235 og flangetykkelse er lig 7,4 mm. Aflæst i tabel 6.2 i Eurocode 1993 FU:2013 fås Søjlekurve a og b ved hhv. udbøjning om y og z-aksen. Af tabel 6.1 fås heraf  $\alpha_y = 0,21$  &  $\alpha_z = 0,34$ .

$$\Phi_{y2} := 0.5 \cdot \left[1 + 0.21 \cdot (\lambda_{y2} - 0.2) + \lambda_{y2}^2\right] = 0.51$$

$$\Phi_{z2} := 0.5 \cdot \left[1 + 0.34 \cdot (\lambda_{z2} - 0.2) + \lambda_{z2}^2\right] = 0.71$$

Reduktionsfaktorerne for normalkraftudnyttelsen bliver:

$$\chi_{y2} := \min\left(\frac{1}{\Phi_{y2} + \sqrt{\Phi_{y2}^2 - \lambda_{y2}^2}}, 1\right) = 1$$

$$\chi_{z2} := \frac{1}{\Phi_{z2} + \sqrt{\Phi_{z2}^2 - \lambda_{z2}^2}} = 0.86$$

Interaktionsfaktorer efter Anneks B for momenttilfældet 1:

$$\psi_2 := \frac{-3.4 \text{kN} \cdot \text{m}}{3.64 \text{kN} \cdot \text{m}} = -0.93$$

Ækvivalent konstant moment  $C_m$

$$C_{m2} := \max(0.6 + 0.4 \cdot \psi_2, 0.4) = 0.4$$

Interaktionsfaktorer for bjælker der er tilbøjelig for vridning:

$$k_{yy2} := \max \left[ \left[ C_{m2} \left[ 1 + (\lambda_{y2} - 0.2) \cdot \frac{11.76 \text{kN}}{\chi_{y2} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} \right] \right] \right] = 0.41$$

$$\left[ C_{m2} \left( 1 + 0.8 \cdot \frac{11.76 \text{kN}}{\chi_{y2} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} \right) \right]$$

$$k_{zy2} := 0.6 \cdot k_{yy2} = 0.25$$

Kombineret bøjning og tryk:

$$\frac{11.76kN}{\chi_{y2} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} + k_{yy2} \frac{3.64kN \cdot m}{\chi_{LT2} \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{pl}}{1.2}} = 0.11 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{11.76kN}{\chi_{z2} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A}{1.2}} + k_{zy2} \frac{3.64kN \cdot m}{\chi_{LT2} \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{pl}}{1.2}} = 0.09 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

Da begge værdier er under 1,0, anses konstruktionsdelen at være ok.

### Anvendelsesgrændetilstand

Fra vindueskompagniet Velux, skal ovenlysvinduerne udføres, så den samlede udbøjning ikke overstiger L/400 vinkelret på vinduet. Fra normen er der angivet en maksimal udbøjning på L/150.

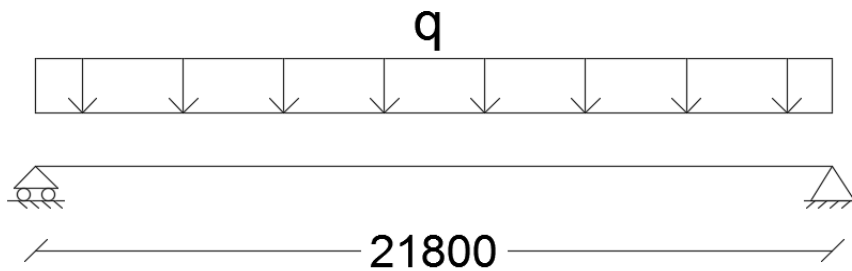
Med udgangspunkt i udbøjning fra TwoDFrame:

$$u_{max} := \sqrt{(4.72mm)^2 + (1.57mm)^2} = 4.97 \cdot mm < \frac{4.05m}{400} = 10.13 \cdot mm$$

Stålrammen er derfor OK!

### 3.1.2 Stålbjælke - ovenlysvinduerne

Ovenlysvinduernes rammekonstruktion understøttes på tværgående stålbjælker. Bjælken er simpelt understøttet og spænder 21,8 meter i modullinjerne 8.1-12.1 (E, H & I)..



#### Forudsætninger

Konsekvensklasse: CC3  
Kontrolklasse: Normal  
Stålkvalitet: S275  
Tværsnit: Opsvejst I-tværsnit

$$h := 1000\text{mm} \quad b := 625\text{mm} \quad t_f := 35\text{mm} \quad t_w := 15\text{mm}$$

$$A_t := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w + 2 \cdot b \cdot t_f = 57.7 \cdot 10^3 \text{mm}^2$$

#### Laster

Den regningsmæssige lastkombination vil være dominerende sne med vind.

$$q_{d,y} := \frac{12.53\text{kN} + 11.45\text{kN}}{1\text{m}} + 1.1 \cdot 7750 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot A_t \dots = 29.59 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$+ \left[ 0.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2 \cdot h + b) + \left( 0.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot b \right] \cdot 1.1$$

Det anses at ved enhver beregning, må en variabel last til gunst ikke medtages i beregningerne:

$$q_{d,z} := \left( \frac{8.38\text{kN}}{1\text{m}} \right) = 8.38 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den karakteristiske lastkombination:

$$q_k := \frac{(9.08\text{kN} + 8.22\text{kN})}{1\text{m}} \dots = 18.01 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$+ 0.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2 \cdot h + b) + \left( 0.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot b$$

Det undersøges, om bjælken bliver udsat for løft grundet vindsug. Ekstra egenlaster indebærer tagpap, 400 mm isolering, 2 lag gips rundt om bjælken.

$$q_{d,s} := \frac{-(10.03kN + 9.62kN)}{1m} + 1.1 \cdot 1.5 \cdot \left(-1.61 \frac{kN}{m^2}\right) \cdot b \dots = -16.72 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$+ 0.9 \cdot 7750 \frac{kg}{m^3} \cdot 9.82 \frac{m}{s^2} \cdot A_t + 0.18 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.9 \cdot (2 \cdot h + b) \dots$$

$$+ \left(0.07 \frac{kN}{m^2} + 0.31 \frac{kN}{m^2}\right) \cdot 0.9 \cdot b$$

Regningsmæssige snitkræfter:

$$M_{Ed,y} := \frac{1}{8} \cdot q_{d,y} \cdot (21.8m)^2 = 1757.88 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{Ed,z} := \frac{1}{8} \cdot q_{d,z} \cdot (21.8m)^2 = 497.81 \cdot kN \cdot m$$

$$V_{Ed,y} := \frac{1}{2} \cdot q_{d,y} \cdot 21.8m = 322.55 \cdot kN$$

$$V_{Ed,z} := \frac{1}{2} \cdot q_{d,z} \cdot 21.8m = 91.34 \cdot kN$$

Bjælken skal forankres til betonsøjle efter følgende trækraft:

$$V_{Ed,y,s} := \frac{1}{2} \cdot q_{d,s} \cdot 21.8m = -182.24 \cdot kN$$

### Klassifikation af tværsnit

Foretages i hht. Eurocode 1993 FU:2013, Tabel 5.2.

Kroppen:

$$\frac{h - 2 \cdot t_f}{t_w} = 62 < 72 \cdot 0.92 = 66.24 \quad \text{Tværsnitsklasse}_1$$

Flanger:

$$\frac{b - t_w}{2} = 8.71 < 10 \cdot 0.92 = 9.2 \quad \text{Tværsnitsklasse}_2$$

Profilen kan regnes plastisk, men regnes elastisk, da det er et opsvejt profil.

### Styrkeparametre

$$f_{yd} := \frac{265 \text{ MPa}}{1.1} = 240.91 \cdot \text{MPa}$$

$$E := 210000 \text{ MPa} \quad G_S := 81000 \text{ MPa}$$

$$I_y := \frac{2}{12} \cdot b \cdot t_f^3 + \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3 + 2 \cdot b \cdot t_f \left( \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 = 11195.19 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{2}{12} \cdot t_f \cdot b^3 + \frac{1}{12} \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 = 1424.42 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$w_{el,y} := \frac{I_y}{\frac{h}{2}} = 22390.37 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$w_{el,z} := \frac{I_z}{\frac{b}{2}} = 4558.13 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_v := \frac{1}{3} \cdot \left[ 2 \cdot b \cdot t_f^3 + (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 \right] = 18910.83 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 4 \cdot \int_0^{\frac{b}{2}} \left( \frac{h - t_f}{2} \cdot s \right)^2 \cdot t_f \, ds = 331551.87 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

$$hb_{forhold} := \frac{h}{b} = 1.6$$

### Brudgrænsetilstand

Bjælken bliver påvirket af 2-akset bøjning.

Da bjælken er simpelt understøttet, anvendes standardberegning af det kritiske moment fra Stålhæfteoplæg.

$$M_{cr} := \frac{1}{0.89} \cdot \frac{\pi}{21.8 \text{ m}} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G_S \cdot I_v} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{(21.8 \text{ m})^2 \cdot G_S \cdot I_v}} = 4832.53 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{w_{el,y} \cdot 225 \text{ MPa}}{M_{cr}}} = 1.021$$

Da højde/breddeforholdet er  $1,6 < 2,0$ , anvendes kipningskurve c, iht tabel 6.5 Eurocode 1992 FU:2013 fås  $\alpha_{LT} = 0,49$ .

$$\Phi_{LT} := 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (\lambda_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \lambda_{LT}^2 \right] = 1,04$$

Reduktionsfaktoren for kipning:

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0,63$$

Kombineret 2-akset bøjning:

$$\frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot f_{yd} \cdot W_{el,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{f_{yd} \cdot W_{el,z}} = 0,97 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

Da den vandrette kraft angriber bjælken i overside af topflangen, giver dette anledning til vridning i bjælken, da bjælkens flanger ikke anses at være låst mod at hvælve.

Lasten anses at være ligeligt fordelt over bjælken, hvoraf vridningsmomentet fordeles ligeligt til hver side.

$$T_V := \frac{21,8m}{2} q_{d,z} \left( \frac{h}{2} + 80mm \right) = 52,98 \cdot kN \cdot m$$

Vridningsvinklen fås heraf til:

$$\varphi_V := \frac{T_V \frac{21,8m}{2}}{G I_V} = 305361542678358,88 \frac{A}{m}$$

$$\tau_V := \frac{T_V t_f}{I_V} = 98,05 \cdot MPa < \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 139,09 \cdot MPa \quad \text{OK!}$$

Forskydning undersøges efter elastisk tværsnitsanalyse.

Kroppens areal:

$$A_W := t_W \cdot (h - 2 \cdot t_f) = 13950 \cdot mm^2$$

En flanges areal:

$$A_f := t_f \cdot b = 21875 \cdot mm^2$$



Arealforholdet:

$$\frac{A_f}{A_w} = 1.57 > 0.6$$

Grundet dette forhold og da profilet er et I profil, kan forskydningspændingen i kroppen beregnes efter 6.2.6 (5):

$$\tau_{Ed,y} := \frac{V_{Ed,y}}{A_w} = 23.12 \cdot MPa < \tau_{Rd} := \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 139.09 \cdot MPa$$

### Anvendelsesgrænsetilstand

Fra vindueskompaniet Velux, skal ovenlysvinduerne udføres, så den samlede udbøjning ikke overstiger  $L/700$  parallelt med moduloventlysvinduerne. Fra normen er der angivet en maksimal udbøjning på  $L/150$ .

$$u_{max,y} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k (21.8m)^4}{E I_y} = 22.53 \cdot mm < \frac{21.8m}{700} = 31.14 \cdot mm$$

Stålbjælken kan derfor bære ovenlysvinduerne. Stålbjælken skal trækforankres på betonsøjlen efter følgende last:

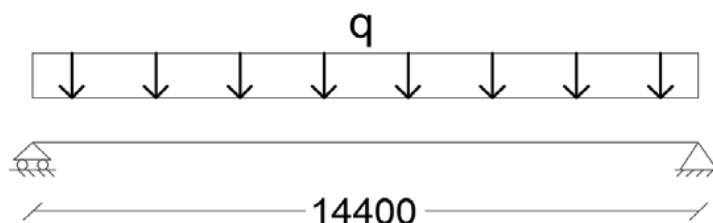
$$V_{Ed,y,s} = -182.24 \cdot kN$$

Der konservativt skal kombineres med forskydningen:

$$V_{Ed,z} = 91.34 \cdot kN$$

### 3.1.3 Stålbjælke - etagedæk

Bjælken skal bære lasten fra etagedæk på begge sider af bjælken. Bjælken understøttes på betonsøjler og ses simpelt understøttet med et spænd på 14,4 m i modullinjen 9.1-11.1 (C).



#### Forudsætninger

Konsekvensklasse: CC3  
Kontrolklasse: Normal  
Stålkvalitet: S275  
Tværsnit: Opsvejst I-tværsnit

$$h := 820\text{mm} \quad b := 510\text{mm} \quad t_f := 40\text{mm} \quad t_w := 25\text{mm}$$

$$A_t := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w + 2 \cdot b \cdot t_f = 59.3 \cdot 10^3 \text{mm}^2$$

#### Laster

Bjælkens egenlast:

$$g_{bj} := A_t \frac{7750\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 4.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Etageadskillelsens egenlast, lastplan for 2. sal:

$$g_k := 58.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Etageadskillelsens nyttelas:

$$n_{dæk} := 21.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regningsmæssig lastkombination:

$$q_d := 1.1 \cdot (g_{bj} + g_k + 1.5 \cdot n_{dæk}) = 104.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk lastkombination:

$$q_k := g_{bj} + g_k + n_{dæk} = 84.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regningsmæssig moment:

$$M_{Ed,y} := \frac{1}{8} \cdot q_d (14.4m)^2 = 2706.02 \cdot kN \cdot m$$

Regningsmæssig forskydning:

$$V_{Ed} := \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot 14.4m = 751.67 \cdot kN$$

### Klassifikation af tværsnit

Foretages i hht. Eurocode 1993 FU:2013, Tabel 5.2.

Kroppen:

$$\frac{h - 2 \cdot t_f}{t_w} = 29.6 < 72 \cdot 0.92 = 66.24 \quad \text{Tværsnitsklasse}_1$$

Flanger:

$$\frac{b - t_w}{2} = 6.06 < 9 \cdot 0.92 = 8.28 \quad \text{Tværsnitsklasse}_1$$

Profilen bør regnes plastisk, men regnes elastisk, da profilet er opsvejst.

### Styrkeparametre

$$f_{yd} := \frac{265MPa}{1.2} = 220.83 \cdot MPa$$

$$E := 210000MPa \quad G_S := 81000MPa$$

Inertimomentet:

$$I_y := \frac{2}{12} \cdot b \cdot t_f^3 + \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3 + 2 \cdot b \cdot t_f \left( \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 = 7055.34 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := \frac{2}{12} \cdot t_f \cdot b^3 + \frac{1}{12} \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 = 885.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Modstandsmomentet:

$$w_{el,y} := \frac{I_y}{\frac{h}{2}} = 17208.14 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Vridnings- og hvælvningsinertimomentet:

$$I_V := \frac{1}{3} \cdot \left[ 2 \cdot b \cdot t_f^3 + (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 \right] = 25614.17 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$I_W := 4 \cdot \int_0^{\frac{b}{2}} \left( \frac{h - t_f}{2} \cdot s \right)^2 \cdot t_f \, ds = 134508.11 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

### Brudgrænsetilstand

Bjælken bliver påvirket af 1-akset bøjning.

Da bjælken er simpelt understøttet, anvendes standardberegning af kritiske moment fra Stålhæfteoplæg.

$$M_{cr} := \frac{1}{0.89} \cdot \frac{\pi}{14.4m} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G_S \cdot I_V} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_W}{(14.4m)^2 \cdot G_S \cdot I_V}} = 6180.37 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{w_{el,y} \cdot 265 \text{ MPa}}{M_{cr}}} = 0.859$$

Højde/breddeforholdet:

$$hb_{forhold} := \frac{h}{b} = 1.61$$

Højde/breddeforholdet er 1,6, hvorfor der anvendes kipningskurve c, iht. tabel 6.5 Eurocode 1992 FU:2013 fås imperfektionsfaktoren  $\alpha_{LT} = 0,49$ .

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot \left[ 1 + 0.49 \cdot (\lambda_{LT} - 0.4) + 0.75 \cdot \lambda_{LT}^2 \right] = 0.89$$

Kipningsreduktionsfaktor:

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0.75 \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.73$$

1-akset bøjning med hensyn til kipning:

$$\frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} \cdot f_{yd} \cdot w_{el,y}} = 0.98 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

Forskydningen undersøges efter elastisk tværsnitsanalyse. Bjælkens højde reduceres 300 mm og stiger til normal højde i en længde på 0,5 m efter reaktionerne.

$$h_2 := h - 300\text{mm} = 520\cdot\text{mm}$$

Kroppens areal:

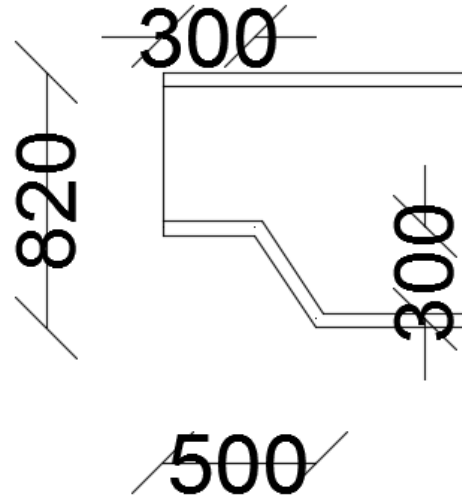
$$A_W := t_W \cdot (h_2 - 2 \cdot t_f) = 11000\cdot\text{mm}^2$$

En flanges areal:

$$A_f := t_f \cdot b = 20400\cdot\text{mm}^2$$

Arealforholdet:

$$\frac{A_f}{A_W} = 1.85 > 0.6$$



Grundet dette forhold og da profilet er et I profil, kan forskydningsspændingen i kroppen beregnes efter 6.2.6 (5):

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{Ed}}{A_W} = 68.33\cdot\text{MPa} < \tau_{Rd} := \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 127.5\cdot\text{MPa}$$

Der skal foretages undersøgelse af forskydningsfoldning for kroppe uden afstivninger, hvis kroppens højde/tykkelsesforhold er større end 72, svarende til tværsnitsklasse 2, 3 og 4.

$$\frac{h - 2 \cdot t_f}{t_W} = 29.6 < 72$$

Da kroppen er klassificeret som tværsnitsklasse 1, anses der ikke at forekomme forskydningsfoldning i profilet.

Det undersøges, om dækkets last kan optages gennem flangen:

$$P_d := 1.1 \cdot \left( 7.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.5 \cdot 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot \frac{(10.61\text{m})}{2} = 71.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Med udgangspunkt i et vederlag på 200 mm, fås en afstand til reaktionens resultant:

$$x := 200\text{mm} \cdot \frac{2}{3} + 50\text{mm} = 183.33\cdot\text{mm}$$

Momentet i flangen pr. lbm:

$$M_{y,f} := P_d \cdot x = 13.06 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Det elastiske modstandsmoment for flangen

$$W_{el,f} := \frac{1}{6} \cdot t_f^2 = 266.67 \cdot 10^3 \frac{mm^3}{m}$$

$$\sigma_{y,f} := \frac{M_{y,f}}{W_{el,f}} = 48.99 \cdot MPa < f_{yd} = 220.83 \cdot MPa \quad \text{Flange OK!}$$

### Anvendelsesgrænsetilstand

Bjælken skal understøtte betondæk, hvoraf der ønskes så lille en deformation som muligt, for at undgå evt. revnedannelse i beton. Normen for stålkonstruktioner foreskriver en acceptabel deformation på  $l/400$ . I betonnormen foreskriver de en tilladelig deformation på  $l/250$ , hvoraf der anvendes stålnormens deformationsgrænse.

$$u_{max,y} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k (14.4m)^4}{E I_y} = 31.84 \cdot mm < \frac{14.4m}{400} = 36 \cdot mm$$

Deformation er derfor ok!

### Svejsning

Det beregnes, hvor stor en svejsning der skal anvendes mellem topflange og kroppen.

Svejsningen regnes at skulle optage momentet fra flangen i form af trækraft fra reaktion.

Det undersøges med kantsøm:

$$a := 6mm$$

Heraf er afstand til tyngdepunktet af sømmet:

$$a_t := \frac{a \cdot 2}{3} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = 2.83 \cdot mm$$

Momentet i flangen opdeles i en træk- og trykkomponent i svejsesømmet, dvs. flangen anses at være en udkræget bjælke understøttet på svejsesømmene:

$$R_{træk} := \frac{P_d x}{\frac{t_w}{2} + a_t} = 852.19 \cdot \frac{kN}{m}$$

Trækraften giver anledning til normalspænding og forskydningspænding, hvoraf kun kantsøm med træk anses at være dimensionsgivne. Sømmet regnes som usymmetrisk kantsøm pga. belastning:

$$\sigma_{90} := \frac{R_{træk}}{\sqrt{2} \cdot a} = 100.43 \cdot MPa < \frac{0.9 \cdot 410 MPa}{1.2} = 307.5 \cdot MPa$$

$$\tau_{90} := \frac{R_{træk}}{\sqrt{2} \cdot a} = 100.43 \cdot MPa$$

Den effektive spænding skal overholde kravet for Von Mises flydebetingelse:

$$\sigma_{eff} := \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} = 200.86 \cdot MPa$$

Stålets flydestyrke for S275:

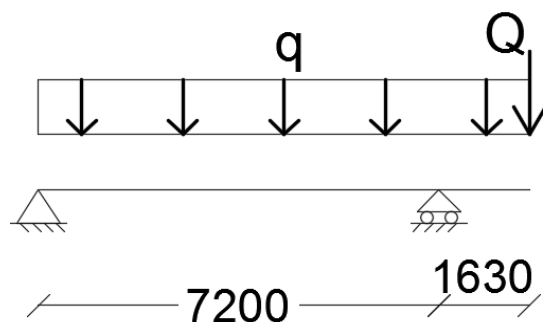
$$f_{ud} := \frac{410 MPa}{0.85 \cdot 1.35} = 357.3 \cdot MPa$$

$$\frac{\sigma_{eff}}{f_{ud}} = 0.56 < 1,0 \quad \text{Svejsesøm OK!}$$

Der anvendes kantsøm med a-mål = 6 mm for svejsninger mellem kropplade og top-/bundflange.

### 3.1.4 Udkraget betonbjælke på søjler

Betonbjælken skal bære huldækselementer og facader for etagerne tag, 4 - 2. sal. Bjælken er udkraget og spænder 7,2 m mellem understøtningerne i form af søjler og udkraget 1,63 m. Bjælken er placeret på modullinje 14.1 (K-M).



$$l_{AB} := 7.2m$$

$$l_{BC} := 1.63m$$

$$l_{AC} := l_{AB} + l_{BC} = 8.83m$$

#### Forudsætninger:

Almen betonbjælke

Konsekvensklasse: CC3  
 Miljøklasse: Moderat miljøklasse  
 Kontrolklasse: Normal  
 Betonkvalitet: C50  
 Stålkvalitet: B550  
 Minimum dæklag: 20 mm + 5 mm tol. -> C = 25 mm

$$b := 650mm$$

$$h := 830mm$$

#### Styrkeparametre

$$f_{ck} := 50MPa$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4 \cdot 1.0} = 35.71 \cdot MPa$$

$$f_{ctm} := 4.1MPa$$

$$f_{ctk.0.005} := 2.9MPa$$

$$f_{yk} := 550MPa$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.2 \cdot 1.0} = 458.33 \cdot MPa$$

$$\lambda := 0.8$$

$$\eta := 1.0$$

$$\epsilon_{cu3} := 0.35$$

$$\epsilon_{c3} := 0.175$$

$$\epsilon_{yd} := 0.229$$



### Laster

Bjælkens egenlast:

$$g_{bj} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot b \cdot h = 13.49 \cdot \frac{kN}{m}$$

Etageadskillelsens egenlast jævn fordelt på hele bjælkens strækning:

$$g_{dæk} := 29.97 \frac{kN}{m}$$

Etageadskillelsens nyttelast jævn fordelt på hele bjælkens strækning:

$$n_{dæk} := 9.72 \frac{kN}{m}$$

Punktlast for enden af udkrægning fra tag 4. sal og 3. sal, samt del fra 2. sal:

$$\begin{aligned} G_{dæk.fac} := & 21.34 \frac{kN}{m} \cdot 7.02m + 26.75 \frac{kN}{m} \cdot 3.6m \dots = 1262.88 \cdot kN \\ & + 59.72 \frac{kN}{m} \cdot 3.42m + 29.97 \frac{kN}{m} \cdot \frac{8.83m}{2} \dots \\ & + 23.21 \frac{kN}{m} \cdot 3.6m + 56.17 \frac{kN}{m} \cdot 3.42m \dots \\ & + 29.97 \frac{kN}{m} \cdot \frac{8.83m}{2} + 55.17 \frac{kN}{m} \cdot 3.42m \dots \\ & + 23.21 \frac{kN}{m} \cdot 3.6m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{dæk} := & 10.69 \frac{kN}{m} \cdot 3.42m + 9.72 \frac{kN}{m} \cdot \frac{8.83m}{2} \dots = 195.51 \cdot kN \\ & + 10.69 \frac{kN}{m} \cdot 3.42m + 9.72 \frac{kN}{m} \cdot \frac{8.83m}{2} \dots \\ & + 10.69 \frac{kN}{m} \cdot 3.42m \end{aligned}$$

$$S_k := 3.42 \frac{kN}{m} \cdot 7.02m = 24.01 \cdot kN$$

$$W_k := 1.8 \frac{kN}{m} \cdot 7.02m = 12.64 \cdot kN$$

Da nyttelasten er kombineret fra 4. sal til 2. sal kan nyttelasten reduceres:

$$\alpha_3 := 0.73$$

Regningsmæssige lastkombinationer:

$$q_d := 1.1 \cdot \left( g_{bj} + g_{dæk} + 1.5 \cdot \alpha_3 \cdot n_{dæk} \right) = 59.51 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$Q_d := 1.1 \cdot \left[ G_{dæk.fac} + 1.5 \cdot \alpha_3 N_{dæk} + 1.5 \cdot 0.3 \cdot (S_k + W_k) \right] = 1642.79 \cdot kN$$

Snitkræfterne:

Reaktion A ved moment om B (+ mod uret):

$$-R_A \cdot l_{AB} - Q_d \cdot l_{BC} + \frac{q_d}{2} \cdot l_{AB}^2 - \frac{q_d}{2} \cdot l_{BC}^2 = 0 \quad \Rightarrow$$

$$R_A := \frac{-Q_d \cdot l_{BC} + \left( \frac{q_d}{2} \cdot l_{AB}^2 - \frac{q_d}{2} \cdot l_{BC}^2 \right)}{l_{AB}} = -168.65 \cdot kN$$

Reaktion B ved moment om A (+ mod uret):

$$R_B \cdot l_{AB} - Q_d \cdot (l_{AC}) - \frac{q_d}{2} \cdot l_{AC}^2 = 0 \quad \Rightarrow$$

$$R_B := \frac{Q_d \cdot (l_{AC}) + \frac{q_d}{2} \cdot l_{AC}^2}{l_{AB}} = 2336.93 \cdot kN$$

Moment ved B, højre del:

$$M_B := Q_d \cdot l_{BC} + \frac{q_d}{2} \cdot l_{BC}^2 = 2756.81 \cdot kN \cdot m$$

Afstand til forskydning  $V = 0$ , hvor moment  $M_{AB}$  er størst:

$$R_A - q_d \cdot x = 0 \text{ solve, } x \rightarrow -\frac{2.833946698450387063 \cdot N \cdot s^2}{kg} = -2.83 \text{ m}$$

Dvs. er på strækningen mellem understøtningerne kun vil være negativt moment, og derfor reelt kun har behov for oversidearmring.

Der ilægges armering i undersiden, efter bjælken har dækelementerne på sig som simpelt understøttet:

$$M_{AB} := \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l_{AB}^2 = 385.63 \cdot kN \cdot m$$

Reaktioner anvendes til beregning af forskydningsarmring.

### Brudgrænsetilstand

$$\text{Skøn af } d \quad d_s := 0.9 \cdot h = 747 \cdot \text{mm}$$

### Armering i oversiden

$$\mu := \frac{M_B}{b \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}} = 0.21$$

Armeringsgraden:

$$\omega := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.24$$

$$\omega_{min} := \begin{pmatrix} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0.0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.02 \\ 0.02 \end{pmatrix}$$

$$\omega_{bal} := \lambda \cdot \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = 2.31$$

$$\omega_{max} := 0.44 \cdot \frac{f_{yd}}{\eta \cdot f_{cd}} = 5.65$$

$$\omega \geq \omega_{min} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \omega \leq \omega_{bal} = 1 \quad \omega \leq \omega_{max} = 1$$

Armeringsgraden er godkendt. Minimumsarmeringen skal derfor være:

$$A_{s,min} := \frac{\omega \cdot b \cdot d_s \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 9161.132 \cdot \text{mm}^2$$

Der undersøges med 14 stk. Ø 32 mm armeringsstænger, placeret i 2 lag.

$$A_s := \frac{\pi}{4} \cdot (32 \text{mm})^2 \cdot 14 = 11259.47 \cdot \text{mm}^2$$

Skal overholde armeringsforholdet:

$$0.002 \cdot b \cdot h = 1079 \cdot \text{mm}^2 < A_s = 11259.47 \cdot \text{mm}^2 < 0.04 \cdot b \cdot h = 21580 \cdot \text{mm}^2$$

### Dæklag og armeringsafstande

$$c_{min.dur} := 20mm$$

$$\Delta c_{dev} := 5mm$$

$$c_o := c_{min.dur} + \Delta c_{dev} = 25 \cdot mm$$

Diameteren på armering og tværarmering:

$$\varnothing_o := 32mm \quad \varnothing_t := 8mm$$

Armeringsafstande:

$$c_{1.o} := \max(\varnothing_o + 5mm, c_o + \varnothing_t) = 37 \cdot mm$$

$$c_{s.o} := c_{1.o} + \frac{\varnothing_o}{2} = 53 \cdot mm$$

$$d_g := 16mm$$

$$a := \max(\varnothing_o, d_g + 5mm, 20mm) = 32 \cdot mm$$

$$b_{min} := 2 \cdot c_{1.o} + 9 \cdot \varnothing_o + 8 \cdot \max(a) + 2 \cdot \varnothing_t = 634 \cdot mm \quad b_{min} < b = 1$$

Den effektive højde beregnes som middelhøjden mellem lagene af armering.

$$d_o := h - \frac{9 \cdot \left( c_o + \varnothing_t + \frac{\varnothing_o}{2} \right) + 5 \cdot \left( c_o + \varnothing_t + a + \frac{3 \cdot \varnothing_o}{2} + 16mm \right)}{14} = 752.43 \cdot mm$$

Armeringsgraden bliver heraf

$$\omega_o := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d_o \cdot f_{cd}} = 0.3$$

$$\mu_o := \omega_o \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_o \right) = 0.25$$

Momentbæreevnen:

$$M_{Rd} := \mu_o \cdot b \cdot d_o^2 \cdot \eta \cdot f_{cd} = 3309.37 \cdot kN \cdot m$$

$$\frac{M_B}{M_{Rd}} = 0.83 < 1,0$$

Heraf vælges (9+5) stk. Ø 32 armeringsstænger i oversiden i 2 lag.

**Armering i undersiden**

$$\mu_1 := \frac{M_{AB}}{b \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}} = 0.03$$

Armeringsgraden:

$$\omega_1 := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_1} = 0.03$$

$$\omega_{min.1} := \begin{pmatrix} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0.0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.02 \\ 0.02 \end{pmatrix}$$

$$\omega_{bal.1} := \lambda \cdot \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = 2.31$$

$$\omega_{max.1} := 0.44 \cdot \frac{f_{yd}}{\eta \cdot f_{cd}} = 5.65$$

$$\omega_1 \geq \omega_{min.1} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \omega_1 \leq \omega_{bal.1} = 1 \quad \omega_1 \leq \omega_{max.1} = 1$$

Armeringsgraden er godkendt. Minimumsarmeringen skal derfor være:

$$A_{s.min.1} := \frac{\omega_1 \cdot b \cdot d_s \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1143.626 \cdot mm^2$$

Der undersøges med 5 stk. Ø 20 mm armeringsstænger i 1 lag.

$$A_{su} := \frac{\pi}{4} \cdot (20mm)^2 \cdot 5 = 1570.8 \cdot mm^2$$

Hvilket skal overholde armeringsforholdet:

$$0.002 \cdot b \cdot h = 1079 \cdot mm^2 < A_{su} = 1570.8 \cdot mm^2 < 0.04 \cdot b \cdot h = 21580 \cdot mm^2$$

Der anvendes samme armeringsafstande som for oversiden trods Ø 20 armering:

Den effektive højde

$$d_u := h - \left( c_o + \sigma_t + \frac{20mm}{2} \right) = 787 \cdot mm$$

Armeringsgraden bliver heraf

$$\omega_u := \frac{A_{su} \cdot f_{yd}}{b \cdot d_u \cdot f_{cd}} = 0.04$$

$$\mu_u := \omega_u \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_u \right) = 0.04$$

Momentbæreevnen:

$$M_{Rd,u} := \mu_u \cdot b \cdot d_u^2 \cdot \eta \cdot f_{cd} = 555.44 \cdot kN \cdot m$$

$$\frac{M_{AB}}{M_{Rd,u}} = 0.69 < 1,0$$

Heraf vælges 5 stk. Ø 20 armeringsstænger i undersiden.

### **Forskydning**

$$R_B = 2336.93 \cdot kN$$

Den indre momentarm:

$$z := \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_u \right) \cdot d_o = 641.28 \cdot mm$$

Forskydningsspændingen:

$$\tau_{Ed} := \frac{R_B}{b \cdot z} = 5.61 \cdot MPa$$

Hældningen vælges til 2.2, af hensyn til forskydningsbæreevnen.  
Spændingen i det skrå betontryk fås heraf til:

$$\sigma_c := \tau_{Ed} \left( 2.4 + \frac{1}{2.4} \right) = 15.79 \cdot MPa$$

Effektivitetsfaktoren

$$\nu_v := 0.7 - \frac{f_{ck}}{200MPa} = 0.45$$

Regningsmæssig plastisk betonsstyrke i et skrå er:

$$\sigma_{Rd} := \nu_v \cdot f_{cd} = 16.07 \cdot MPa$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{Rd}} = 0.98 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Forskydningspændingen findes i afstanden  $l$ :

$$l_0 := z \cdot 2.4 = 1539.07 \cdot mm$$

Med udgangspunkt i Ø8 forskydningsarmering

$$A_{sw} := 100 \text{ mm}^2$$

bestemmes minimumsbøjleafstand:

$$s_b := \left( \begin{array}{c} 0.75 \cdot d_u \\ 15.9 \cdot \frac{A_{sw}}{b} \cdot \frac{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}} \end{array} \right) = \left( \begin{array}{c} 590.25 \\ 190.27 \end{array} \right) \cdot \text{mm}$$

Da denne afstand er mindre end længden  $l$ , undersøges forskydningsarmering med en afstand på 190 mm

$$\tau_{min.d} := \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{190 \text{ mm} \cdot b} \cdot 2.4 = 0.89 \cdot \text{MPa}$$

Med forskydningsarmeringen kan spændingen findes i en afstand  $l_1$  fra bjælkemidte

$$l_1 := \frac{l_{AB}}{2} \cdot \left( \frac{\tau_{min.d}}{\tau_{Ed}} \right) = 0.57 \cdot \text{m} \quad l_2 := l_{BC} \cdot \left( \frac{\tau_{min.d}}{\tau_{Ed}} \right) = 258.96 \cdot \text{mm}$$

Bøjleafstanden, hvor s kan anvendes:

$$l_2 + l_0 = 1.8 \text{ m} > l_{BC} = 1.63 \text{ m} \quad \text{Bøjleafstand OK!}$$

$$l_1 + l_0 = 2.11 \text{ m} < \frac{l_{AB}}{2} = 3.6 \text{ m}$$

Bøjleafstand for den udkragede del er OK.

Der skal anvendes en mindre bøjleafstand fra  $l_1 + l_0$  til understøtningen:

$$\tau_{sd} := \tau_{Ed} \cdot \frac{(3.6 \text{ m} - 2.51 \text{ m})}{3.6 \text{ m}} = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

$$s_2 := \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{\tau_{sd} \cdot b} \cdot 2.5 = 103.85 \cdot \text{mm}$$

Der vælges herefter en afstand på 100 mm for resten af længden til understøtningen.

### **Stød**

I henhold til stødlængden skal der tages hensyn til antal stødte stænger i det totale betragtede tværsnitsareal. Det antages, at det tillades 9 stænger at blive stødet på samme tid, i det betragtede tværsnit.

$$\alpha_G := 1.4 = 1.4$$

Bestemmer herefter forankringslængden:

$$F_f := \frac{1}{2} \cdot R_B \cdot 2.4 = 2804.31 \text{ kN}$$

Spændingen i armeringen vil så være:

$$\sigma_s := \frac{F_f}{A_s} = 249.06 \text{ MPa}$$

Af ovenstående kan forankringslængden findes for gode forankringsforhold svarende til fuld udnyttelse af armeringen:

$$l_b := \varnothing_o \cdot \frac{f_{yd} \cdot 1.4}{9 \cdot f_{ctk} \cdot 0.005} = 786.72 \cdot \text{mm}$$

Heraf bestemmes basisforankringslængden:

$$l_{b.rqd} := l_b \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 427.51 \text{ mm}$$

Stødlængden fås heraf:

$$l_{0.b} := \alpha_G \cdot l_{b.rqd} = 598.51 \cdot \text{mm}$$

Dog skal stødlængden minimum have længden:

$$l_o := \max(0.3 \cdot \alpha_G \cdot l_{b.rqd}, 15 \cdot \varnothing_o, 200 \text{ mm}) = 480 \cdot \text{mm}$$

**Stødlængden på armering skal derfor være 600 mm.**

I henhold til Eurocode 1992 FU:2013 kapitel 8.7.4.1 (3) skal der pga. anvendelse af armeringsdiameret på 32 mm, og afstanden mellem tætliggende stød er mindre end 320 mm (10x $\varnothing$ ), skal tværarmeringen i forankres ind i tværsnittet i form af lukkede bøjler eller U-bøjler.

Minimum tværarmering i stødlængden:

$$A_{s2} := \frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_o^2 = 804.25 \cdot \text{mm}^2$$



Der undersøges med 4 stk Ø16 tværarmring.

$$A_{st.min} := 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16\text{mm})^2 = 804.25 \cdot \text{mm}^2$$

Der placeres derved 2 stk Ø16 tværarmring hver ende af stødlængden, i en afstand på:

$$\frac{l_0}{3} = 160 \cdot \text{mm}$$

### Anvendelsesgrænsetilstand

Revnekontrol og deformation af bjælken undersøges .

### Revnekontrol

Revnevidder beregnes iht. Eurocode 1992 FU:2013 kapitel 7.3.4:

Det effektive trækpåvirkede betonareal omkring armeringen bestemmes af følgende formel:

$$A_{c.eff} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d_u), \frac{h}{2} \right] \cdot b = 69875 \cdot \text{mm}^2$$

Faktor, der afhænger af lastens varighed:

$$k_{kt} := 0.6 \quad k_{lt} := 0.4$$

Ståls elasticitetsmodul i hht. beregning med beton:

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

Forholdet mellem stål elasticitetsmodul og betons sekantshædning.

$$\alpha_e := \frac{E_s}{35000 \text{MPa}} = 5.71$$

Forholdet mellem armeringsarealet og det effektive trækpåvirkede betonareal

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_s}{A_{c.eff}} = 0.16$$

Den kvasipermanente lastkombination er også kendt som langtidslasten.

$$q_l := g_{bj} + g_{dæk} + 0.5 \cdot n_{dæk} = 48.32 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_l := G_{dæk.fac} + 0.5 \cdot N_{dæk} = 1360.63 \cdot \text{kN}$$

Den karakteristiske lastkombination:

$$q_{karak} := g_{bj} + g_{dæk} + n_{dæk} = 53.18 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$Q_{karak} := G_{dæk.fac} + N_{dæk} = 1458.39 \cdot kN$$

Korttidslasten er delen af den karakteristiske last, der overskrider lasten fra den kvasipermanente lastkombination:

$$q_k := q_{karak} - q_I = 4.86 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$Q_k := Q_{karak} - Q_I = 97.75 \cdot kN$$

$\alpha$  er givet i tabel 4.1 i "Betonkonstruktioner" for korttids og langtidspåvirkning:

$$\alpha_k := 5.4 \quad \alpha_I := 21$$

Momenterne fra korttid og langtidstilstanden:

$$M_O := \frac{q_k}{2} \cdot (1.63m)^2 + Q_k \cdot 1.63m = 165.79 \cdot kN \cdot m$$

$$M_\infty := \frac{q_I}{2} \cdot (1.63m)^2 + Q_I \cdot 1.63m = 2282.02 \cdot kN \cdot m$$

Værdierne  $\varphi_b$ ,  $\gamma$  og  $\beta$  findes i Teknisk stålb tabel 5.21, afhængig af  $\alpha$  og betonforholdet.

$$\alpha\rho_k := \alpha_k \frac{A_s}{b \cdot d_o} = 0.12 \quad \alpha\rho_I := \alpha_I \frac{A_s}{b \cdot d_o} = 0.48$$

$$\varphi_{b,k} := 0.168 \quad \varphi_{b,I} := 0.243$$

$$\gamma_k := 1.602 \quad \gamma_I := 0.637$$

$$\beta_k := 0.384 \quad \beta_I := 0.611$$

Af formel 4.48 i Betonkonstruktioner, kan betonspændingen bestemmes som:

$$\sigma_{c,k} := \frac{M_O}{\varphi_{b,k} b \cdot d_o^2} = 2.68 \cdot MPa \quad \sigma_{c,I} := \frac{M_\infty}{\varphi_{b,I} b \cdot d_o^2} = 25.52 \cdot MPa$$

Og af formel 4.51 i Betonkonstruktioner, kan spændingen i stålet bestemmes til:

$$\sigma_{s,k} := \alpha_k \gamma_k \sigma_{c,k} = 23.2 \cdot MPa$$

$$\sigma_{s,I} := \alpha_I \gamma_I \sigma_{c,I} = 341.37 \cdot MPa$$

Middelværdien af betons effektive trækstyrke, hvor revnerne tidligst forventes at opstå:

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 4.1 \cdot MPa$$

Under forudsætning af revnedannelse ikke sker inden for de første 28 døgn. Heraf kan middeltøjningen i armeringen bestemmes.

$$\varepsilon_{sm.cm.k} := \max \left[ \frac{\sigma_{s.k} - k_{kt} \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.k}}{E_s} \right] = 0.00007$$

$$\varepsilon_{sm.cm.l} := \max \left[ \frac{\sigma_{s.l} - k_{lt} \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.l}}{E_s} \right] = 0.001609$$

Den maksimale revneafstand bestemmes af ligning 7.11 i Eurocode 1992.

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5$$

$$s_{r,max} := 29 \cdot \left( c_o \right)^{\frac{1}{3}} \cdot mm^{\frac{2}{3}} + \frac{0.425 \cdot k_1 k_2 \varnothing_o}{\rho_{p,eff}} = 118.56 \cdot mm$$

Revnevidden for profilet i korttidstilstand:

$$w_{k,k} := s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm.cm.k} = 0.01 \cdot mm$$

Revnevidden for profilet i langtidstilstand:

$$w_{k,l} := s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm.cm.l} = 0.19 \cdot mm < 0.3mm \quad \text{Revnevidde OK!}$$

### Deformation

$$\mu_{max} := \frac{l_{BC}}{250} = 6.52 \cdot mm$$

Nedbøjningsformlen:

$$x = \beta \cdot d$$

$$\mu = \frac{1}{3} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s} \cdot l^2$$

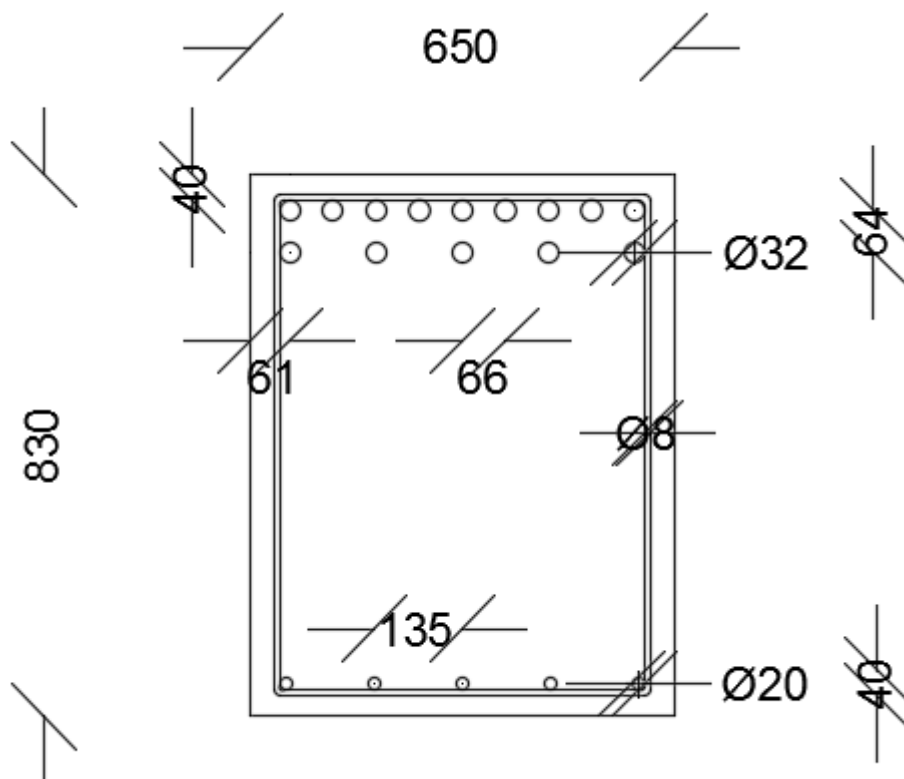
Nedbøjning for korttidslast

$$\mu_k := \frac{1}{3} \cdot \alpha_k \cdot \frac{\sigma_{c,k}}{E_s \cdot \beta_k \cdot d_o} \cdot (l_{BC})^2 = 0.22 \cdot mm < \mu_{max} = 6.52 \cdot mm$$

Nedbøjning for langtidslast

$$\mu_l := \frac{1}{3} \cdot \alpha_l \cdot \frac{\sigma_{c,l}}{E_s \cdot \beta_l \cdot d_o} \cdot (l_{BC})^2 = 5.16 \cdot mm < \mu_{max} = 6.52 \cdot mm$$

Bjælken er derfor OK og vil se ud som følgende:



### **3.1.5 Udkraget betonbjælke i vægfelt**

Der er foretaget beregninger af en udkraget bjælke, er understøttes i vægfeltet og skal bære etagedækket. Ovenstående vægfelter og etagedæks laster anses at kunne optages gennem vægfeltet og være selvbærende. Denne beregning skal kontrolleres, men vil ikke indgå i dette projekt.

Beregning af betonbjælken i vægfeltet er vedlagt som bilag D.1 på side 285.

### 3.1.6 Kældervæg

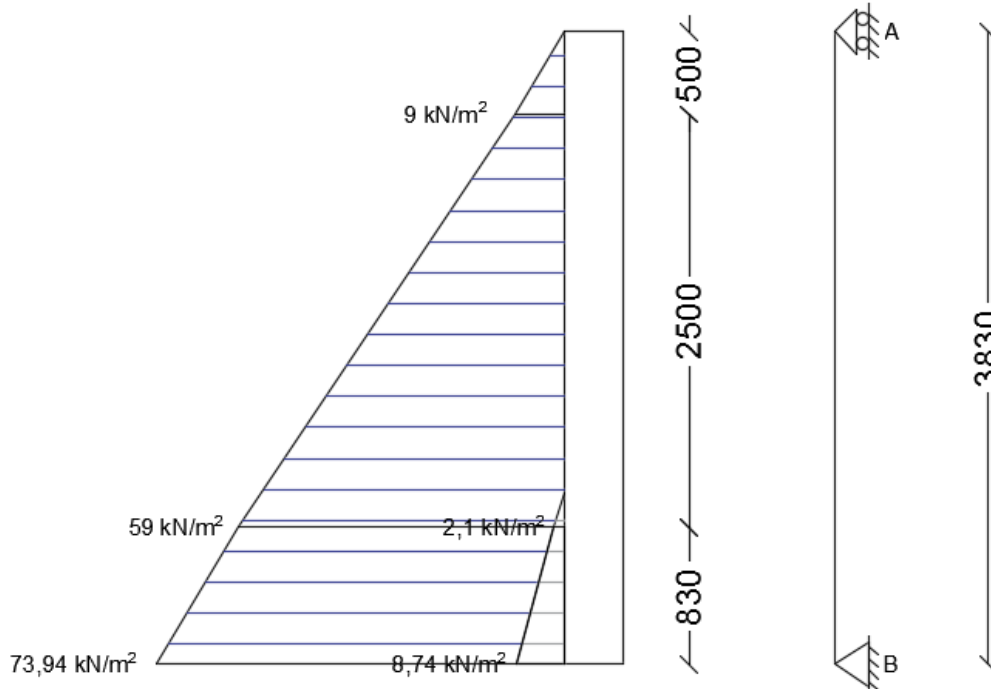
Det er analytisk vurderet på baggrund af lastplanerne, at kældervæggen ved indgangspartiet får den største last. Kældervæggen regnes som en pendulsøjle med en længde på 3,83 m.

Væggen bliver belastet af kombineret jord og vandtryk, samt last fra ovenliggende konstruktionselementer. Indersiden af betonvæggene anses at flugte med hinanden langs indersiden.

Tilfælde I: Armering indvendigt bestemmes af jordtryk og ovenliggende dæk med nyttelast.

Tilfælde II: Armering indvendigt bestemmes efter tilfældet med maksimal last fra ovenliggende konstruktioner kombineret med alm. jordtryk og ovenliggende dæk med nyttelast.

Tilfælde III: Armering udvendigt bestemmes efter excentricitet fra normalkraft.



#### Forudsætninger

Beton støbt på stedet

Konsekvensklasse: CC3  
Miljøklasse: Aggressiv og moderat miljøklasse  
kontrolklasse: Normal  
Betonkvalitet: C45  
Stålkvalitet: B500  
Minimum dæklag: 30 mm + 5 mm tol. ->  
C<sub>udvendig</sub> = 35 mm  
C<sub>indvendig</sub> = 25 mm

$$h := 350\text{mm}$$

$$l := 3.83\text{m}$$

### Styrkeparametre

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk.0.005} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.45 \cdot 1.0} = 31.03 \cdot \text{MPa}$$

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

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.2 \cdot 1.0} = 416.67 \cdot \text{MPa}$$

$$\lambda_\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0 \quad \varepsilon_{cu3} := 0.35 \quad \varepsilon_{c3} := 0.175$$

$$\varepsilon_{yd} := 0.209$$

$$E_{cm} := 36 \text{ GPa} = 36000 \cdot \text{MPa}$$

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

$$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{1.45} = 24827.59 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{sd} := \frac{E_s}{1.2} = 166666.67 \cdot \text{MPa}$$

### Laster

Laster fra lasteplaner for tilfælde II:

$$G_k := 70.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 + 42.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \dots = 298.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$+ 43.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 71.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_k := 22.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 + 13.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 16.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 46.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 122.88 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lasterne forekommer som koncentrerede laster pr. 7.2 m, hvoraf lasten anses at forholde sig i større grad som søjlelast sprede sig med 60° hældning på en strækningen til maksimal 1m.

$$x_m := 1 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

$$Q_d := 1.1 \cdot (G_k + 1.5 \cdot N_k) \cdot \frac{7.2 \text{ m}}{x_m} = 3824.01 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last på kældervæg med jord:

$$g_j := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (7.12 \text{ m} - 3.29 \text{ m}) = 76.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ved tilfælde I forekommer der tryk på oversiden svarende til:

$$g_{dæk} := 7.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad n_{dæk} := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastkombination efter Tabel A.12(c)

$$q_j := 1.1 \cdot g_j = 84.26 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Lastkombinationen ved kældervæggen:

$$q_{j.indgang} := 1.1 \cdot (g_{dæk} + 1.5 \cdot n_{dæk}) = 16.73 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Bestemmer maksimal moment:

Afstand til V=0:

$$x_0 := \frac{\frac{1}{6} \cdot q_j \cdot l + \frac{q_{j.indgang}}{2} \cdot l}{q_{j.indgang} + \frac{q_j}{2} \cdot \frac{2.13445m}{3.83m}} = 2134.44 \cdot mm$$

$$M_{max.indg} := \frac{1}{6} \cdot q_j \cdot l \cdot x_0 + \frac{q_{j.indgang}}{2} \cdot l \cdot x_0 \dots = 109.42 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$+ \frac{-q_{j.indgang}}{2} \cdot x_0^2 - \frac{q_j}{6} \cdot x_0^2 \cdot \frac{x_0}{3.83m}$$

Bestemmer maksimal kvasipermanente moment:

$$x_{0.o} := \frac{\frac{1}{6} \cdot g_j \cdot l + \frac{(g_{dæk} + 0.5 \cdot n_{dæk})}{2} \cdot l}{(g_{dæk} + 0.5 \cdot n_{dæk}) + \frac{g_j}{2} \cdot \frac{2.1551m}{3.83m}} = 2155.11 \cdot mm$$

$$M_{max.indg.o} := \frac{1}{6} \cdot g_j \cdot l \cdot x_{0.o} + \frac{(g_{dæk} + 0.5 \cdot n_{dæk})}{2} \cdot l \cdot x_{0.o} \dots = 90.44 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$+ \frac{-(g_{dæk} + 0.5 \cdot n_{dæk})}{2} \cdot x_{0.o}^2 \dots$$

$$+ \frac{-g_j}{6} \cdot x_{0.o}^2 \cdot \frac{x_{0.o}}{3.83m}$$

Excentriciteten fra ovenliggende konstruktioner inkl. tillæg.

$$M_{excen} := Q_d \left[ \frac{(420mm - 350mm)}{2} + 20mm \right] = 210.32 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$



Kavipermanente excentricitet:

$$M_{excen.O} := (G_k + 0.5 \cdot N_k) \cdot \frac{7.2m}{x_m} \cdot \left[ \frac{(420mm - 350mm)}{2} \dots \right] = 142.54 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

**Brudgrænsetilstand:**

**Tilfælde I**

$$\varnothing_i := 14mm$$

Afstand mellem lodrette armeringsstænger:

$$d_i := h - 25mm - 10mm - \frac{\varnothing_i}{2} = 308 \cdot mm$$

$$i := \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 1m \cdot h^3}{1m \cdot h}} = 101.04 \cdot mm$$

$$\lambda := \frac{l}{i} = 37.91$$

Arealer for armering og beton.

Der vælges  $\varnothing 14/150$  mm:

$$A_{s,i} := 1030 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{c,i} := h = 350000 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

$$0.002 \cdot A_{c,i} = 700 \cdot \frac{mm^2}{m} < A_{s,i} = 1030 \cdot \frac{mm^2}{m} < 0.04 \cdot A_{c,i} = 14000 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Armeringsgrad:

$$\omega_i := \frac{A_{s,i} \cdot f_{yd}}{A_{c,i} \cdot f_{cd}} = 0.04$$

Det undersøges om der sker 2.ordens effekter:

$$\lambda_{lim} := 20 \cdot \frac{0.7 \cdot 1.1 \cdot 0.7}{\sqrt{\frac{1.1 \cdot 37.19 \frac{kN}{m}}{A_{c,i} \cdot f_{cd}}}} = 175.66 > \lambda \quad \text{Ingen 2.ordens effekter.}$$

Bæreevnen bestemmes vha. simpel metode for normalarmede tværsnit, ved brug af projektionsligningen:

$$N = C - F \quad \rightarrow \quad C = N + F$$

$$F_i := A_{s,i} f_{yk} = 515 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$C_i := F_i + 1.1 \cdot 37.19 \frac{kN}{m} = 555.91 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\lambda x_j := \frac{C_i}{\eta f_{ck}} = 12.35 \cdot mm$$

Under forudsætning af tværsnittet er normalarmet:

$$x_j := \frac{\lambda x_j}{\lambda} = 15.44 \cdot mm < \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} \cdot d_j = 764.54 \cdot mm \quad \text{OK!}$$

Momentbæreevnen bliver heraf:

$$M_i := C_i \left( d_j - \frac{1}{2} \cdot \lambda x_j \right) - 37.19 \frac{kN}{m} \cdot \left( d_j - \frac{h}{2} \right) = 162.84 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\frac{M_{max.indg}}{M_i} = 0.67 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Armering OK vedtilfælde af maksimal jordtryk og minimal last på søjlen.

**Tilfælde II**

Kældervæggens tykkelse øges ved søjlernes placering i en længde på 1 m.  
Armeringen lægges tilsvarende længdere ude.

$$h_i := h + 50 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{i.II} := 20 \text{ mm}$$

$$i_{II} := \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 1 \text{ m} \cdot h_i^3}{1 \text{ m} \cdot h_i}} = 115.47 \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{II} := \frac{l}{i_{II}} = 33.17$$

Arealer for armering og beton.  
Der vælges  $\varnothing 20/140$  mm:

$$A_{s.i.II} := 2240 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{c.i.II} := h_i = 400000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$0.002 \cdot A_{c.i} = 700 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{s.i.II} = 2240 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < 0.04 \cdot A_{c.i} = 14000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsgrad:

$$\omega_{i.II} := \frac{A_{s.i.II} \cdot f_{yd}}{A_{c.i.II} \cdot f_{cd}} = 0.08$$

Det undersøges om der sker 2.ordens effekter:

$$\lambda_{lim.II} := 20 \cdot \frac{0.7 \cdot 1.1 \cdot 0.7}{\sqrt{\frac{Q_d}{A_{c.i.II} \cdot f_{cd}}}} = 19.42 < \lambda_{II} \quad \text{Forekommer der 2.ordens effekter.}$$

Armeringsforholdet:

$$\rho := \frac{A_{s.i.II}}{A_{c.i.II}} = 0.006 \quad 0.002 \leq \rho \leq 0.01 = 1$$

Dvs reglerne fra DS/EN 1992-1-1 kap. 5.8.7.2 (2) er gældende:

Faktor for virkning af revnedannelse, krybning mm.

$$K_S := 1$$

Faktor for betonens styrkeklasse:

$$k_1 := \sqrt{\frac{f_{ck}}{20 \text{ MPa}}} = 1.5$$

Faktor for normalkraft og slankhed:

$$k_2 := \frac{Q_d}{A_{c.i.II} \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\lambda_{II}}{170} = 0.06 \quad k_2 \leq 0.2 = 1$$

Det teoretiske krybetal fra DS/EN 1992-1-1 kap. 3.1.4 kan sættes til 3 da krybningen ikke har en afgørende indflyelse på den statiske virkemåde, hvilket er gældende for forspændte konstruktioner og stabilitet af søjler og vægge.

Det effektive krybetal:

$$\varphi_{ef} := 3 \cdot \frac{M_{max.indg.0}}{M_{max.indg}} = 2.48$$

Faktor for armeringens bidrag:

$$K_c := \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} = 0.03$$

Afstand mellem armeringen:

$$h_{i.II} := h_i - 35 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 2 \cdot 10 \text{ mm} - \emptyset_{i.II} = 300 \text{ mm}$$

Armeringens inertimoment omkring tyngdepunktet:

$$I_S := A_{s.i.II} \cdot \left( \frac{h_{i.II}}{2} \right)^2 = 50.4 \cdot 10^6 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$EI := K_c E_{cd} \frac{1}{12} \cdot h_i^3 + K_s E_{sd} I_S = 11830.83 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$$

Kritiske last:

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2} = 7960.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det regningsmæssige moment inkl. 2.ordens effekten efter 5.8.7.3 (4):

$$M_{Ed.II} := \frac{M_{max.indg}}{1 - \frac{Q_d}{N_{cr}}} = 210.59 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Bæreevnen bestemmes vha. simpel metode for normalarmerede tværsnit, ved brug af projektionsligningen:

$$N = C - F \quad \rightarrow \quad C = N + F$$

$$F_{i.II} := (A_{s.i.II}) \cdot f_{yk} = 1120 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$C_{i.II} := F_{i.II} + Q_d = 4944.01 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\lambda x_{i.II} := \frac{C_{i.II}}{\eta \cdot f_{ck}} = 109.87 \cdot mm$$

$$d_{i.II} := h_i - 25 \cdot mm - 10 \cdot mm - \frac{\emptyset_{i.II}}{2} = 0.36 \cdot m$$

Under forudsætning af tværsnittet er normalarmeret:

$$x_{i.II} := \frac{\lambda x_{i.II}}{\lambda} = 137.33 \cdot mm < \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} \cdot d_{i.II} = 881.21 \cdot mm$$

Momentbæreevnen bliver heraf:

$$M_{i.II} := C_{i.II} \left( d_{i.II} - \frac{1}{2} \cdot \lambda x_{i.II} \right) - Q_d \left[ d_{i.II} - \left( \frac{h_i}{2} \right) \right] = 890.81 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\frac{M_{Ed.II}}{M_{i.II}} = 0.24 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Der skal heraf anvendes Y20/140 armering mod indersiden af kældervæggen, hvor kældervæggens tykkelse øges med 50 mm ved søjlerne.

### Tilfælde III

Kældervæggens tykkelse øges ved søjlernes placering i en længde på 1 m.

$$h_e := h_i = 400 \text{ mm}$$

$$\varnothing_e := 20 \text{ mm}$$

$$d_e := h_e - 35 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{\varnothing_e}{2} = 345 \cdot \text{mm}$$

$$i_e := \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 1 \text{ m} \cdot h_e^3}{1 \text{ m} \cdot h_e}} = 115.47 \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_e := \frac{l}{i_e} = 33.17$$

Arealer for armering og beton.  
Der vælges  $\varnothing 20/150$  mm:

$$A_{s,e} := 2100 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{c,e} := h_e = 400000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$0.002 \cdot A_{c,e} = 800 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{s,e} = 2100 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < 0.04 \cdot A_{c,e} = 16000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsgrad:

$$\omega_e := \frac{A_{s,e} \cdot f_{yd}}{A_{c,e} \cdot f_{cd}} = 0.07$$

Det undersøges om der sker 2.ordens effekter:

$$\lambda_{lim,e} := 20 \cdot \frac{0.7 \cdot 1.1 \cdot 0.7}{\sqrt{\frac{Q_d}{A_{c,e} \cdot f_{cd}}}} = 19.42 < \lambda_e \quad \text{Forekommer der 2.ordens effekter.}$$

Armeringsforholdet:

$$\rho_e := \frac{A_{s,e}}{A_{c,e}} = 0.005 \quad 0.002 \leq \rho_e \leq 0.01 = 1$$

Dvs reglerne fra DS/EN 1992-1-1 kap. 5.8.7.2 (2) er gældende:

$$K_{s,e} := 1$$

Faktor for betonens styrkeklasse:

$$k_{1,e} := \sqrt{\frac{f_{ck}}{20 \text{ MPa}}} = 1.5$$

Faktor for normalkraft og slankhed:

$$k_{2,e} := \frac{Q_d}{A_{c,e} \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\lambda_e}{170} = 0.06 \quad k_2 \leq 0.2 = 1$$

Det teoretiske krybetal fra DS/EN 1992-1-1 kap. 3.1.4 kan sættes til 3 da krybningen ikke har en afgørende indflyelse på den statiske virkemåde, hvilket er gældende for forspændte konstruktioner og stabilitet af søjler og vægge.

Det effektive krybetal:

$$\varphi_{ef,e} := 3 \cdot \frac{M_{excen,0}}{M_{excen}} = 2.03$$

Faktor for armeringens bidrag:

$$K_{c,e} := \frac{k_{1,e} \cdot k_{2,e}}{1 + \varphi_{ef,e}} = 0.03$$

Afstand mellem armeringen:

$$h_{e,III} := h_e - 35 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 2 \cdot 10 \text{ mm} - \emptyset_e = 300 \text{ mm}$$

Armeringens inertimoment omkring tyngdepunktet:

$$I_{s,e} := A_{s,e} \cdot \left( \frac{h_{e,III}}{2} \right)^2 = 47.25 \cdot 10^6 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$EI_e := K_{c,e} \cdot E_{cd} \cdot \frac{1}{12} \cdot h_e^3 + K_{s,e} \cdot E_{sd} \cdot I_{s,e} = 11810.69 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$$

Kritiske last:

$$N_{cr,e} := \frac{\pi^2 \cdot EI_e}{l^2} = 7946.53 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det regningsmæssige moment inkl. 2.ordens effekten efter 5.8.7.3 (4):

$$M_{Ed,e} := \frac{M_{excen}}{1 - \frac{Q_d}{N_{cr,e}}} = 405.41 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Bæreevnen bestemmes vha. simpel metode for normalarmede tværsnit, ved brug af projektligningen:

$$N = C - F \quad \rightarrow \quad C = N + F$$

$$F_e := (A_{s,e}) \cdot f_{yk} = 1050 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$C_e := F_e + Q_d = 4874.01 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\lambda x_e := \frac{C_e}{\eta \cdot f_{ck}} = 108.31 \cdot mm$$

Under forudsætning af tværsnittet er normalarmet:

$$x_e := \frac{\lambda x_e}{\lambda_\lambda} = 135.39 \cdot mm < \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} \cdot d_e = 856.38 \cdot mm \quad \text{OK!}$$

Momentbæreevnen bliver heraf:

$$M_e := C_e \cdot \left( d_e - \frac{1}{2} \cdot \lambda x_e \right) - Q_d \left[ d_e - \left( \frac{h_e}{2} \right) \right] = 863.1 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\frac{M_{Ed,e}}{M_e} = 0.47 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Der skal heraf anvendes Y20/150 armering mod ydersiden af kældervæggen, hvor kældervæggens tykkelse øges med 50 mm ved søjlerne.

### **Tværarmeringen**

I hht. Betonbogen 3.2.2.6 bestemmes minimum tværarmeringen til:

$$A_{s,h,min} := \max \left[ \begin{array}{l} 25\% \max \left( \begin{array}{l} A_{s,i} \\ A_{s,i,II} \\ A_{s,e} \end{array} \right) \\ 0.001 \max \left( \begin{array}{l} A_{s,i} \\ A_{s,i,II} \\ A_{s,e} \end{array} \right) \end{array} \right] = 560 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Der vælges Ø 10/140 for begge sider af væggen:

$$A_{s,h} := 561 \frac{mm^2}{m}$$



**Anvendelsesgrænsetilstand**

Der undersøges revnekontrol og deformation af kældervæggen for tilfælde II.

**Revnekontrol**

Revnevidder beregnes iht. Eurocode 1992 FU:2013 kapitel 7.3.4:

Det effektive trækpåvirkede betonareal omkring armeringen, bestemmes af følgende formel:

$$A_{c,eff} := \min \left[ 2.5 \cdot (h_i - d_{i,II}), \frac{h}{2} \right] = 112500 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

faktor der afhænger af lastens varighed:

$$k_{It} := 0.4$$

Forholdet mellem Stål elasticitetsmodul og betons sekantshældning.

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.56$$

Forholdet mellem Armeringsarealet og effektive trækpåvirkede betonareal

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,i,II}}{A_{c,eff}} = 0.02$$

$\alpha$  er givet i tabel 4.1 i Betonkonstruktioner for langtidspåvirkning:

$$\alpha_I := 22$$

Momentet for langtidstilstanden beregnet efter linjelastforholdet:

$$M_{\infty} := M_{Ed,II} \cdot \frac{(g_j + g_{dæk} + 0.5 \cdot n_{dæk})}{q_{j,indgang} + q_j} = 181.02 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

Værdierne  $\varphi_b$ ,  $\gamma$  og  $\beta$  findes i Teknisk ståbi tabel 5.21, afhængig af  $\alpha$  og betonforholdet.

$$\alpha \rho_I := \alpha_I \frac{A_{s,i,II}}{d_{i,II}} = 0.14$$

$$\varphi_{b,I} := 0.176 \quad \gamma_I := 1.445 \quad \beta_I := 0.407$$

Af formel 4.48 i Betonkonstruktioner, kan betonspændingen bestemmes som:

$$\sigma_{c,I} := \frac{M_{\infty}}{\varphi_{b,I} d_{i,II}^2} = 8.16 \cdot MPa$$

Og af formel 4.51 i Betonkonstruktioner, kan spændingen i stålet til:

$$\sigma_{s,I} := \alpha_I \gamma_I \sigma_{c,I} = 259.45 \cdot MPa$$

Middelværdien af betons effektive trækstyrke, hvor rævnerne tidligst forventes at opstå:

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.8 \cdot MPa$$

Under forudsætning at revnedannelse ikke sker inden for de første 28 døgn. Heraf kan middeltøjningen i armeringen bestemmes.

$$\varepsilon_{sm.cm.I} := \max \left[ \frac{\sigma_{s.I} - k_{1f} \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.I}}{E_s} \right] = 0.000873$$

Den maksimale revneafstand bestemmes af ligning 7.11 i Eurocode 1992.

$$k_{1f} := 0.8 \quad k_{2f} := 0.5$$

$$s_{r,max} := 29 \cdot (25 \text{ mm})^{\frac{1}{3}} \cdot \text{mm}^{\frac{2}{3}} + \frac{0.425 \cdot k_{1f} \cdot k_{2f} \cdot \sigma_{s.I}}{\rho_{p,eff}} = 255.56 \cdot \text{mm}$$

Revnevidden for profilet i langtidstilstand:

$$w_{k.I} := s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm.cm.I} = 0.22 \cdot \text{mm} < 0,4 \quad \text{Revne OK!}$$

### Deformation

$$\mu_{max} := \frac{l}{250} = 15.32 \cdot \text{mm}$$

Nedbøjningsformlen:

$$x = \beta \cdot d$$

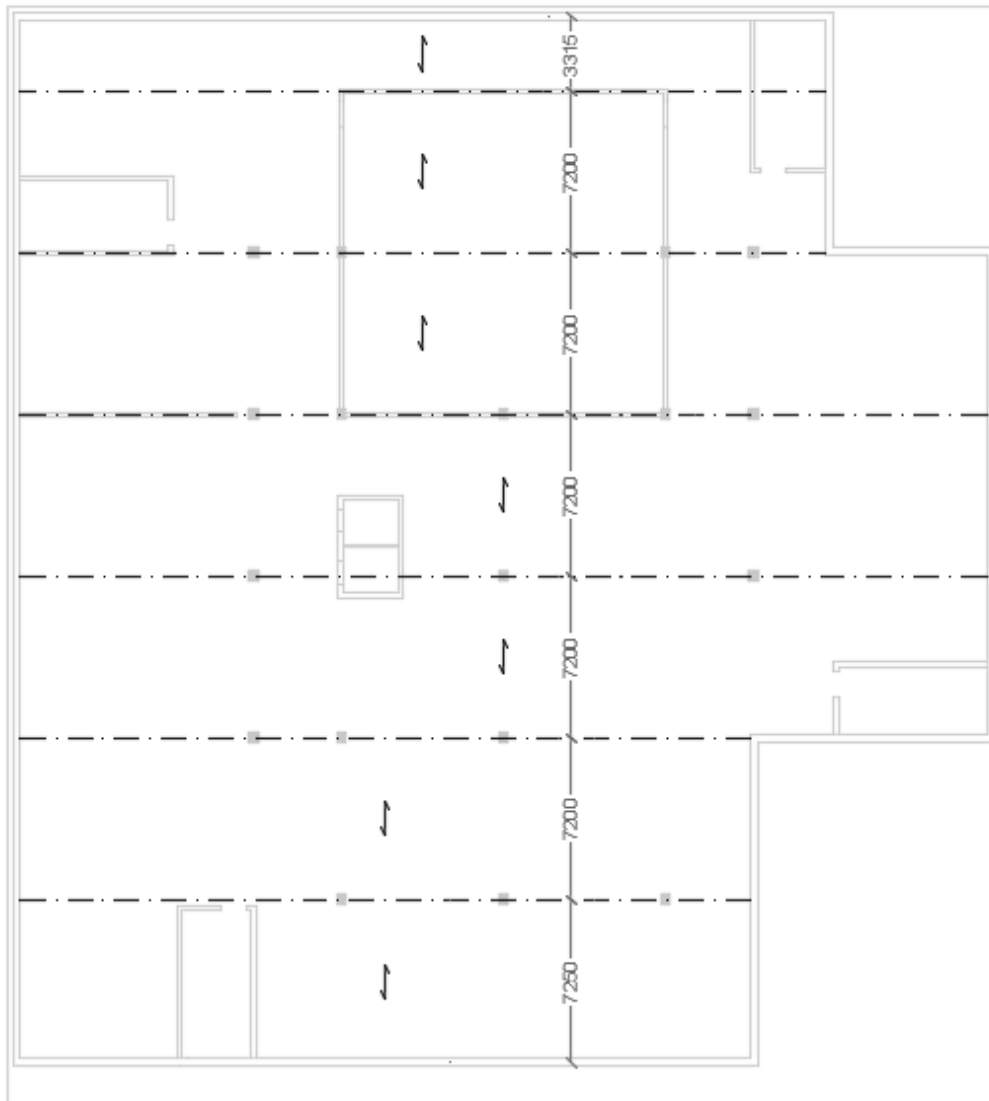
$$\mu = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s} \cdot l^2$$

$$\mu_I := \frac{1}{10} \cdot \alpha_I \cdot \frac{\sigma_{c.I}}{E_s \cdot \beta_I \cdot d_I} \cdot (l)^2 = 10.51 \cdot \text{mm} < \mu_{max} = 15.32 \cdot \text{mm}$$

Kældervæggen er heraf OK!

### 3.1.7 Betongulv

Kældergulvet bliver belastet af vandtryk og nyttelast, hvoraf linjefundament skal sikres mod løft. Da gulvet ikke vil kunne spænde fra væg til væg bliver gulvet opdelt i mindre plader, på spænd op til 7,25 m svarende til at linjefundamentene ligger i samme snit som med søljerne. Pladens undersidearmering bestemmes efter nyttelasttilfældet, og oversidearmering efter vandtrykstilfældet.



### Forudsætninger:

Betongulv støbt på stedet

Konsekvensklasse: CC3  
Miljøklasse: Aggressiv og moderat miljøklasse  
kontrolklasse: Normal  
Betonkvalitet: C45  
Stålkvalitet: B550  
Minimum dæklag: 30 mm + 5 mm tol. ->  
 $C_{underside} = 35 \text{ mm}$   
 $C_{overside} = 25 \text{ mm}$

$$h := 350 \text{ mm} \quad l_w := 7.25 \text{ m}$$

### Styrkeparametre

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad f_{ctk.0.005} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.45 \cdot 1.0} = 31.03 \cdot \text{MPa}$$

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

$$f_{yk} := 550 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.2 \cdot 1.0} = 458.33 \cdot \text{MPa}$$

### Laster

Gulvets egenlast:

$$g_{gulv} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h = 8.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast:

$$n_{gulv} := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vandtrykket bestemmes efter at GOK og JOF ligger i samme snit:

$$JOF := 7.12 \text{ m} \quad GVS := 4.33 \text{ m}$$
$$GUK_{kælder} := JOF - 4.47 \text{ m} - h + 320 \text{ mm} = 2.62 \text{ m}$$

$$w_{gulv} := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (GVS - GUK_{kælder}) = 17.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regningsmæssig lastkombination til bestemmelse af undersidearmring (STR 6.10b):

$$q_{u.d} := 1.1 \cdot (g_{gulv} + 1.5 \cdot n_{gulv}) = 17.88 \cdot \frac{\frac{kN}{m}}{m}$$

Regningsmæssig lastkombination til bestemmelse af oversidearmring bestemmes efter DS/EN 1997-1 DK NAA.4 Tabel A.15 (UPL lastkombination 1, 6.10):

$$q_{o.d} := -0.9g_{gulv} + 1.1 \cdot 1.1 \cdot w_{gulv} = 12.82 \cdot \frac{\frac{kN}{m}}{m}$$

Regningsmæssige snitkræfter:

$$M_{u.AB} := \frac{1}{8} \cdot q_{u.d} l^2 = 117.44 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{o.AB} := \frac{1}{8} \cdot q_{o.d} l^2 = 84.21 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$V_u := \frac{1}{2} \cdot q_{u.d} l = 64.8 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_o := \frac{1}{2} \cdot q_{o.d} l = 46.46 \cdot \frac{kN}{m}$$

### Brudgrænsetilstand

Teknisk ståbi Tabel 5.17:

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0 \quad \varepsilon_{cu3} := 0.35 \quad \varepsilon_{c3} := 0.175$$

Teknisk ståbi Tabel 5.15:

$$\varepsilon_{yd} := 0.229$$

Skøn:  $\varnothing_o := 12 \text{ mm}$

$$d_o := h - 25 \text{ mm} - \frac{\varnothing_o}{2} = 319 \text{ mm}$$

$$z_o := 0.9 \cdot h = 315 \text{ mm}$$

### Armering i oversiden:

$$A_{s.o.s} := \frac{M_{o.AB}}{z_o \cdot f_{yd}} = 583.24 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Vælger heraf  $\varnothing 14/200 \text{ mm}$ :

$$A_{s.o} := 769 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

$$\omega_o := \frac{A_{s,o} \cdot f_{yd}}{d_o \cdot f_{cd}} = 0.04$$

$$\omega_{min} := \begin{pmatrix} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0.0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.03 \\ 0.02 \end{pmatrix}$$

$$\omega_{bal} := \lambda \cdot \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = 2.31$$

$$\omega_o \geq \omega_{min} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \omega_o \leq \omega_{bal} = 1$$

Armeringsforholdet OK!

$$M_{R,o} := \omega_o \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_o\right) \cdot d_o^2 \cdot f_{cd} = 110.43 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\frac{M_{o,AB}}{M_{R,o}} = 0.76 < 1.0$$

Tværarmering bestemmes som 20% af længdearmeringen:

$$0.2 \cdot A_{s,o} = 153.8 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Heraf vælges der Ø 10/400 mm:

$$A_{t,s,o} := 196 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Kontrol af armeringsafstande:

Stangafstand i hovedarmeringen:

$$S_{h,o} := 175mm < \min\left(\begin{pmatrix} 2 \cdot h \\ 250mm \end{pmatrix}\right) = 250 \cdot mm \quad OK!$$

Stangafstand i tværarmeringen:

$$S_{t,o} := 400mm = \min\left(\begin{pmatrix} 3 \cdot h \\ 400mm \end{pmatrix}\right) = 400 \cdot mm \quad OK!$$

**Armering i undersiden:**

$$\varnothing_u := 14 \text{ mm}$$

$$z_u := 0.9 \cdot h = 315 \cdot \text{mm}$$

$$d_u := h - 35 \text{ mm} - \frac{\varnothing_u}{2} = 308 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s.u.s} := \frac{M_{u.AB}}{z_u \cdot f_{yd}} = 813.47 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vælger heraf  $\varnothing 14/150$  mm:

$$A_{s.u} := 1030 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\omega_u := \frac{A_{s.u} \cdot f_{yd}}{d_u \cdot f_{cd}} = 0.05$$

$$\omega_o \geq \omega_{min} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \omega_o \leq \omega_{bal} = 1$$

Armeringsforholdet OK!

$$M_{R.u} := \omega_u \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_u\right) \cdot d_u^2 \cdot f_{cd} = 141.81 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\frac{M_{u.AB}}{M_{R.u}} = 0.83 < 1.0$$

Tværarmering bestemmes som 20% af længdearmeringen:

$$0.2 \cdot A_{s.u} = 206 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vælger heraf  $\varnothing 10/350$  mm:

$$A_{t.s.u} := 225 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kontrol af armeringsafstande:

Stangafstand i hovedarmeringen:

$$S_{h.u} := 150 \text{ mm} < \min \left( \begin{pmatrix} 2 \cdot h \\ 250 \text{ mm} \end{pmatrix} \right) = 250 \cdot \text{mm} \quad \text{OK!}$$

Stangafstand i tværarmeringen:

$$S_{t.u} := 350 \text{ mm} = \min \left( \begin{pmatrix} 3 \cdot h \\ 400 \text{ mm} \end{pmatrix} \right) = 400 \cdot \text{mm} \quad \text{OK!}$$

### Anvendelsesgrænsetilstand

Der undersøges revnekontrol og deformation af pladen for løft og ikke for tryk, da der ved alm. belastning trykkes på jord.

### Revnekontrol

Revnevidder beregnes iht. Eurocode 1992 FU:2013 kapitel 7.3.4:

Det effektive trækpåvirkede betonareal omkring armeringen, bestemmes af følgende formel:

$$A_{c,eff.o} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d_o), \frac{h}{2} \right] = 77500 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

faktor der afhænger af lastens varighed:

$$k_{kt} := 0.6 \quad k_{lt} := 0.4$$

Ståls elasticitetsmodul, i hht. beregning med beton:

$$E_s := 200000 MPa$$

Forholdet mellem Stål elasticitetsmodul og betons sekantshædning.

$$\alpha_e := \frac{E_s}{35000 MPa} = 5.71$$

Forholdet mellem Ameringsarealet og effektive trækpåvirkede betonareal

$$\rho_{p,eff.o} := \frac{A_{s.o}}{A_{c,eff.o}} = 0.01$$

Kvasipermanente lastkombination: Efter som variable laster på tagkonstruktioner uanset lastkombination, har en  $\psi_2 = 0$ , vil den kvasipermanente lastkombination kun bestå af egenlasten af konstruktionen.

Kvasipermanente lastkombination er også kendt som langtidslasten.

$$q_l := w_{gulv} - g_{gulv} = 8.35 \cdot \frac{\frac{kN}{m}}{m}$$

$\alpha$  er givet i tabel 4.1 i Betonkonstruktioner for langtidspåvirkning:

$$\alpha_l := 23$$

Momentet fra langtidstilstanden:

$$M_\infty := \frac{q_l}{8} \cdot l^2 = 54.86 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$



Værdierne  $\varphi_b$ ,  $\gamma$  og  $\beta$  findes i Teknisk ståbi tabel 5.21, afhængig af  $\alpha$  og betonforholdet.

$$\alpha_{pI} := \alpha_I \frac{A_{s.o}}{d_o} = 0.06$$

$$\varphi_{b.I} := 0.132 \quad \gamma_I := 2.430 \quad \beta_I := 0.292$$

Af formel 4.48 i Betonkonstruktioner, kan betonspændingen bestemmes som:

$$\sigma_{c.I} := \frac{M_\alpha}{\varphi_{b.I} d_o^2} = 4.08 \cdot MPa$$

Og af formel 4.51 i Betonkonstruktioner, kan spændingen i stålet til:

$$\sigma_{s.I} := \alpha_I \gamma_I \sigma_{c.I} = 228.27 \cdot MPa$$

Middelværdien af betons effektive trækstyrke, hvor rævnerne tidligst forventes at opstå:

$$f_{ct.eff} := f_{ctm} = 3.8 \cdot MPa$$

Under forudsætning at revnedannelse ikke sker inden for de første 28 døgn. Heraf kan middeltøjningen i armeringen bestemmes.

$$\varepsilon_{sm.cm.I} := \max \left[ \frac{\sigma_{s.I} - k_{lt} \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.eff.o}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.eff.o})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.I}}{E_s} \right] = 0.000685$$

Den maksimale revneafstand bestemmes af ligning 7.11 i Eurocode 1992.

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5$$

$$s_{r.max} := 29 \cdot (25 \text{ mm})^{\frac{1}{3}} \cdot \text{mm}^{\frac{2}{3}} + \frac{0.425 \cdot k_1 k_2 \varnothing_o}{\rho_{p.eff.o}} = 290.39 \cdot \text{mm}$$

Revnevidden for profilet i langtidstilstand:

$$w_{k.I} := s_{r.max} \cdot \varepsilon_{sm.cm.I} = 0.2 \cdot \text{mm} < 0,4 \quad \text{Revne OK!}$$

### Deformation

$$\mu_{max} := \frac{l}{250} = 29 \cdot mm$$

Nedbøjningsformlen:

$$x = \beta \cdot d$$

$$\mu = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s} \cdot l^2$$

Nedbøjning for langtidslast

$$\mu_l := \frac{1}{10} \cdot \alpha_l \cdot \frac{\sigma_c \cdot l}{E_s \cdot \beta_l \cdot d_o} \cdot l^2 = 26.5 \cdot mm < \mu_{max} = 29 \cdot mm$$

Deformation OK!

Det kan hermed antages at betongulvet kan holde.

## 3.2 Vandret lastnedføring

### 3.2.1 Vindlast eller masselast

Det kontrolleres om gavlen skal regnes efter vandret masselast eller vindlast, da det oftest ved betonbyggeri er masselasten, der er dimensionsgivne på langs af bygningen.

Vindlast på ovenlysvinduerne projekteres vandret og fra ovenlysvinduernes bredde til bygningens bredde:

$$q_{\text{ovenlys}} = \left( 0,84 \frac{kN}{m^2} \cdot \sin(35^\circ) + 1,77 \frac{kN}{m^2} \cdot \sin(45^\circ) \right) \cdot \frac{21,2 \text{ m}}{44,16 \text{ m}} = 0,83 \frac{kN}{m^2} \quad (3.1)$$

De dimensionsgivne vindlaster på de enkelte etager for hhv. tagetage til stueetagen på langs af bygningen:

$$\begin{aligned} Q_{w,\text{tag}} &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot \left( 1,39 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,58 \text{ m} + 0,83 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,62 \text{ m} \right) = 9,51 \frac{kN}{m} \\ Q_{w,4.\text{sal}} &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,39 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,71 \text{ m} = 10,80 \frac{kN}{m} \\ Q_{w,3.\text{sal}} &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,39 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,25 \text{ m} = 9,75 \frac{kN}{m} \\ Q_{w,2.\text{sal}} &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,39 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,25 \text{ m} = 9,75 \frac{kN}{m} \\ Q_{w,1.\text{sal}} &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,39 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,42 \text{ m} = 10,14 \frac{kN}{m} \\ Q_{w,\text{stuen}} &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,39 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,14 \text{ m} = 4,91 \frac{kN}{m} \end{aligned} \quad (3.2)$$

De dimensionsgivne masselaster på de enkelte etager på langs af bygningen er:

$$\begin{aligned}Q_{m,tag} &= \frac{166,79 \text{ kN}}{44,16 \text{ m}} = 3,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\Q_{m,4.sal} &= \frac{337,78 \text{ kN}}{44,16 \text{ m}} = 7,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\Q_{m,3.sal} &= \frac{336,57 \text{ kN}}{44,16 \text{ m}} = 7,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\Q_{m,2.sal} &= \frac{337,78 \text{ kN}}{44,16 \text{ m}} = 7,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\Q_{m,1.sal} &= \frac{337,78 \text{ kN}}{44,16 \text{ m}} = 7,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\Q_{m,stuen} &= \frac{343,12 \text{ kN}}{44,16 \text{ m}} = 7,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\end{aligned}\tag{3.3}$$

Det kan observeres fra ligning 3.3 og 3.2, at det er vindlasten, der er den dimensionsgivne stabilitetslast, da vindlasten er større end masselasten. Det kan derfor antages, at stabilitet på tværs af bygningen også er efter vindlast, da masselasten er mindre på denne side.

Vindlast på tværs af bygningen sættes til at være den samme som for vind på langs. Dvs. der anvendes en større vindlast i tagskiven, end der reelt vil optræde.

### 3.2.2 Valg af metode

Til at fordele kræfterne fra etagedækket til vægfeltene kan forskellige metoder anvendes afhængig af, om det er et statisk bestemt eller statisk ubestemt system.

- I et statisk bestemt system består konstruktionen af 3 vægskiver. Fordeling af kræfterne kan foretages af de 3 ligevægtsligninger, lodret-, vandret- og momentligevægt. Det forudsættes, at væggene ikke ligger i samme skæringspunkt og at vægskiverne ikke er parallelle med hinanden.
- Et statisk ubestemt system, hvor alle vægskiver er parallelle, kan fordeling af kræfterne til vægskiverne foretages ved brug af inertimomentfordelingsmetoden.
- Et statisk ubestemt system, hvor alle vægskiver ikke er parallelle og ikke ligger i samme skæringspunkt, kan dækskivefordelingsmetoden anvendes.

En anden metode til fordeling af kræfter til vægskiver, er ved at betragte ethvert dækskive som simple understøttede bjælker mellem hver væg.


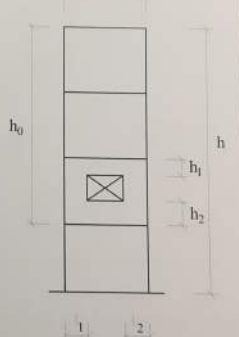





Uanset hvilken metode der vælges, gør det sig gældende at:

- De 3 ligevægtsligninger bliver opfyldt, dvs. lodret-, vandret- og momentligevægt.
- Fordelingen af kræfterne fra dækskive til vægfelterne kan overføres uden brud mellem samlinger og støbeskel.
- Kræfterne i vægskiven kan optages og overføres til fundamentene, uden at vægskiven vælter, glider eller knuser.

Det betragtede system er statisk ubestemt da vægfelte parallelle med vind på gavl, kan fordelingen foretages af inertimomentfordelingen, da placeringen og kapaciteten af væggene er relativt ligeligt fordelt. Vægfelte parallelle med vind på facaden er derimod centreret mod den nordlige del af bygningen, hvilket vil resultere i et vridningsmoment i bygningen, som vægge vinkelret på bygningen skal kunne optage.

Da vægfelterne ikke har samme bæringskapacitet og med ønske om at kunne fordele kræfterne herefter, vil fordelingen foretages af dækskivefordelingsmetoden.

Dækskivefordelingsmetoden eller  $\alpha$ -metoden er en nedreværdimode der tager udgangspunkt i, at dækskiven er uendelig stiv. Vægskiverne skal stå vinkelret eller parallel på hinanden, hvoraf de kun kan optage kræfter parallelt med vægskiven. Fordelingen af vægskivernes belastning bestemmes ud fra en relativ stivhed  $\alpha$ , hvoraf nogle skønnede værdier er angivet her:

	$\alpha_0$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	
	1,0	$\frac{l^2}{h^2}$	$\frac{h_1^2 + h_2^2}{h_0^2 / 30}$	$\frac{l_1^2 + l_2^2}{h_0^2 / 30}$	
	1,5				
	2,0				
	2,0				
	Ikke-bærende væg				
	Bærende væg				

Skemaets angivelser er kun skønsmæssige, og størrelserne er valgt for at undgå helt urimelige reaktionsfordelinger. I visse tilfælde vil det være formålstjuntligt at vælge andre parameterværdier

Figur 3.1: Skønnede stivheder for relative stivheder

Med udgangspunkt i en plantegning med stabiliserende vægskiver ilagt i et koordinatsystem, kan vridningscentrum bestemmes på baggrund af den relative stivhed

multipliseret med flytningsbidraget:

$$(x_0, y_0) = \left( \frac{\sum x_j \cdot \alpha_j}{\sum \alpha_j}; \frac{\sum y_i \cdot \alpha_i}{\sum \alpha_i} \right) \quad (3.4)$$

Hvor:

$x_j$  er afstanden til y-aksen

$y_i$  er afstanden til x-aksen

$\alpha_i, \alpha_j$  er afstanden til y-aksen

Vinden eller masselasten kan omregnes til en resulterende kraft  $W$ , der påvirker bygningen på midten af etageskiven. Såfremt den resulterende kraft går gennem bygningens vridningscentrum, anses vægskiver kun at blive påvirket af et kraftbidrag bestående af den resulterende kraft multipliseret med stivhedsforholdet:

$$\begin{aligned} X_i(W) &= \frac{W_x \cdot \alpha_i}{\sum \alpha_i} \\ Y_j(W) &= \frac{W_y \cdot \alpha_j}{\sum \alpha_j} \end{aligned} \quad (3.5)$$

Hvor:

$X_i$  er reaktionen i vægskiven parallelt med x-aksen

$Y_j$  er reaktionen i vægskiven parallelt med y-aksen

Når den resulterende kraft  $W$  er forskudt fra vridningscentrum, vil bygningen blive udsat for et vridende moment  $M_w$ :

$$M_w = -W_x \cdot (y_w - y_0) + W_y \cdot (x_w - x_0) \quad (3.6)$$

Hvor:

$y_w, x_w$  er afstanden til den resulterende kraft  $W$

Til at fordele momentet i vægskiverne benyttes systemets relative vridningsstivhed, bestemt ved:

$$I_w = \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot (y_i - y_0)^2 + \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot (x_j - x_0)^2 \quad (3.7)$$

Påvirkningen fra ren moment kan herefter bestemmes som:

$$\begin{aligned} X_i(M_w) &= -\frac{M_w}{I_w} \cdot (y_i - y_0) \cdot \alpha_i \\ Y_j(M_w) &= \frac{M_w}{I_w} \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_j \end{aligned} \quad (3.8)$$

Endelig summeres bidraget fra vridning og ren kraft, hvoraf reaktionerne i de stabiliserende vægskiver kan skrives som:

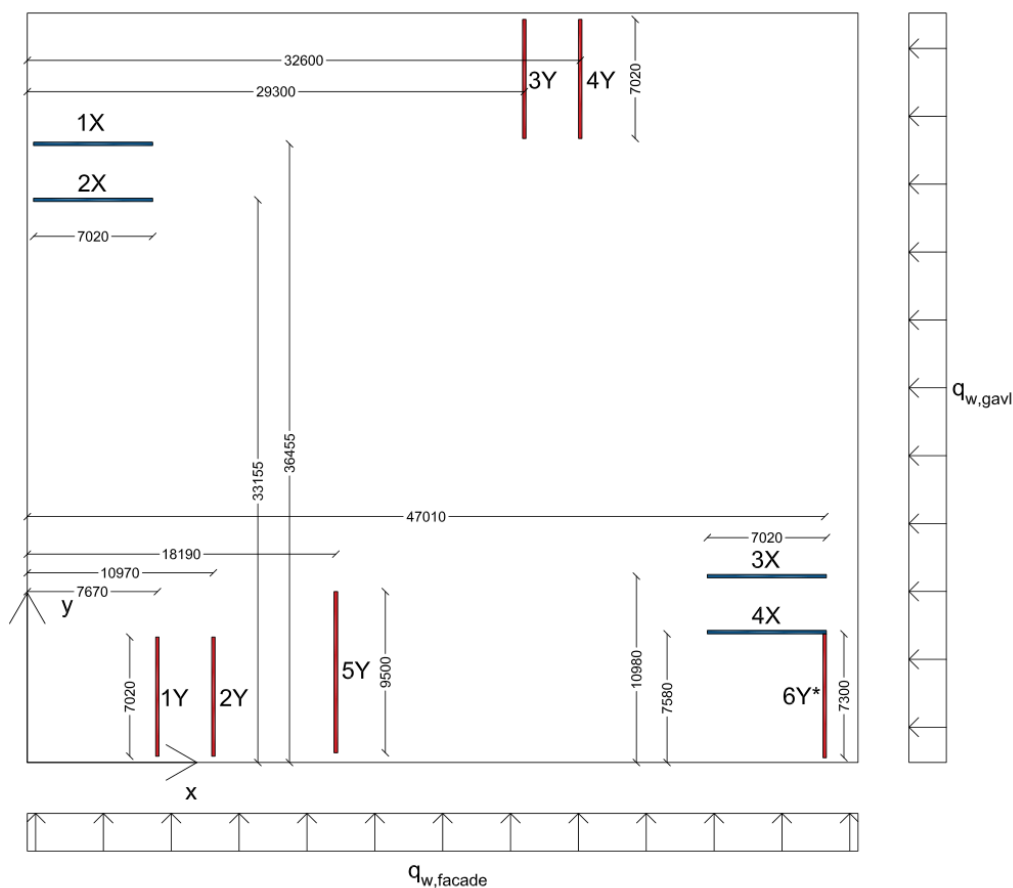
$$\begin{aligned} X_i &= \frac{W_x \cdot \alpha_i}{\sum \alpha_i} - \frac{M_w}{I_w} \cdot (y_i - y_0) \cdot \alpha_i \\ Y_j &= \frac{W_y \cdot \alpha_j}{\sum \alpha_j} + \frac{M_w}{I_w} \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_j \end{aligned} \quad (3.9)$$

### 3.2.3 Fordeling af stabilitetslaster

Trods de få vægfelter i byggeriet er placeringen relativt strategisk anlagt, som det kunne ses på figur 2.4, hvilket er grunden til, at væggene ved trappetårnene vælges som de stabiliserende vægge. Vind på langs anses ikke at have et betydningsfuldt vridende moment i bygningen, hvorimod vind på tværs vil. For at tilgodese systemet mod vridning medtages vægfelt 6Y i facaden fra 1. sal til kælderen.

Beregningerne til fordeling af stabilitetslaster er foretaget i udarbejdet excelark, som er bilagt i Bilag E.1 på side 296. De dimensionsgivne reaktioner i de enkelte vægfelter er opsummeret i tabel 3.1.

Der er i alt anvendt 10 vægfelter i konstruktionen, heraf 4 vægfelter på langs (x-retning) og 6 på tværs (y-retning) af konstruktionen. Vægfelternes placering kan ses på figur 3.2.



Figur 3.2: Stabiliserende vægge i etagerne

Kraftfordeling til vægfeltene på langs af konstruktionen (kN)						
Vægfelt	Kælder	Stue	1.sal	2.sal	3.sal	4.sal
1X	60,78	125,52	120,69	121,69	134,80	118,70
2X	45,42	93,81	90,20	90,78	100,56	88,55
3X	51,73	106,83	102,72	102,09	113,08	99,57
4X	58,90	121,63	116,95	116,00	128,49	113,14
1Y	60,67	125,30	120,48	122,64	135,85	119,62
2Y	44,08	91,03	87,53	97,45	107,95	95,05
3Y	30,53	63,04	60,62	96,38	106,76	94,01
4Y	31,00	64,01	61,55	102,63	113,68	100,10
5Y	22,45	46,36	44,57	58,45	64,75	57,01
6Y	44,31	91,51	87,99			

Tabel 3.1: Dimensionsgivne stabilitetskræfter til de angivne vægfelt



Ved dokumentation af vægfelternes evne til at optage kræfterne til fundamentene er der medtaget egenlasten af konstruktionselementer, der ligger af eller op ad vægfeltet.

Egenlasten af etageadskillelserne består kun af betondækket og betonstøbegulvet med lasten fra det halve dækpænd.

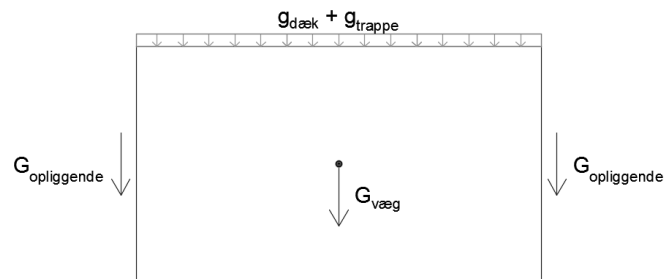
For opliggende tværvægge er der ikke medtaget mere end 1,5 meter af tværvæggen til begge sider af væggens tyngdepunkt, svarende til en samlet længde på 3 m, af hensyn til løft eller brud på tværvæggen.

For kontinuerte bjælker er reaktionen bestemt som 3/8 af spændet iht. tilfælde 3.19 i Teknisk Ståbi.

Egenlasten af trappen er også medtaget, svarende til 15 cm armeret betonelementer.

Alle egenlasten er regningsmæssige laster:

$$G_d = 0,9 \cdot G_k \quad (3.10)$$



Figur 3.3: Vægfelt med stabiliserende laster

Opliggende laster er kun medtaget, såfremt den samme last optræder på begge sider af vægfeltet.

I forhold til vægfeltene 3X og 4X, hvor vægfeltene på 4.- 2. sal er udkragede i den ene ende, er vægskiven beregnet efter væltning mod den udkragede del.

### 3.2.4 Stabilitet af vægfelter

		<b>Vægfelt 1X</b>					
	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal	
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25	
Længde (m)			7				
Stabiliserende laster							
$g_{dæk}$ (kN/m)			19,71	19,71	19,71	19,21	
$g_{trappe}$ (kN/m)	4,39	4,39	4,39	4,39	4,39		
$G_{væg}$ (kN)	125,69	144,59	133,88	133,88	133,88	133,88	
$G_{Opliggende}$ (kN)	30,52	33,05	32,51	32,51	32,51	32,51	
<b>Væltning</b>							
$M_{vælt} =$	$Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99$					=	10857,91 kNm
$M_{stabilitet} =$	$\sum G_{Opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2$					=	6632,19 kNm
							Væltning <b>Ikke OK!</b>
Væggen vælter! Der undersøges med 4 stk. T = 196 kN							
$M_{stabilitet} =$	$\sum G_{Opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 + 4 * 196 * (7 - (0,4 + 3 * 0,8/2))$					=	10865,79 kNm
							Væltning <b>OK!</b>
<b>Glidning</b>							
$V_{glidning} =$	$Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s$					=	682,17 kN
$V_{friktion} =$	$0,5 * (\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7)$					=	753,83 kN
							Glidning <b>OK!</b>
<b>Knusning</b>							
$e =$	$(M_{stabilitet} - M_{vælt}) / (\sum G_{Opliggende} + \sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + 4 * 196)$					=	0,00 m
$A_e =$	$(h - 2 * e) * t$					=	1,40 m <sup>2</sup>
$\sigma_s =$	$(\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + \sum G_{Opliggende} + 4 * 196) / (A_e * 1000)$					=	1,78 MPa
Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35						=	24,14 MPa
							Knusning <b>OK!</b>

**Vægfelt 2X**

	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25
Længde (m)			7			

Stabiliserende laster

$g_{dæk}$ (kN/m)						5,96
$g_{trappe}$ (kN/m)	4,39	4,39	4,39	4,39	4,39	
$G_{væg}$ (kN)	125,69	144,59	133,88	133,88	133,88	133,88
$G_{Opliggende}$ (kN)	13,87	34,91	36,40	36,40	36,40	30,05

**Væltning**

$$M_{vælt} = Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99 = 8103,78 \text{ kNm}$$

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 = 4819,80 \text{ kNm}$$

Væltning **Ikke OK!**

Væggen vælter! Der undersøges med 3 stk. T = 196 kN

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 + 4 * 196 * (7 - (0,4 + 3 * 0,8/2)) = 8230,198 \text{ kNm}$$

Væltning **OK!**

**Glidning**

$$V_{glidning} = Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s = 509,31 \text{ kN}$$

$$V_{friktion} = 0,5 * (\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7) + 3 * 196 = 1088,52 \text{ kN}$$

Glidning **OK!**

**Knusning**

$$e = \frac{(M_{stabilitet} - M_{vælt})}{(\sum G_{opliggende} + \sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + 4 * 196)} = 0,07 \text{ m}$$

$$A_e = (h - 2 * e) * t = 1,37 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{(\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + \sum G_{opliggende} + 4 * 196) / (A_e * 1000)} = 1,30 \text{ MPa}$$

$$\text{Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35} = 24,14 \text{ MPa}$$

Knusning **OK!**

**Vægfelt 3X**

	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25
Længde (m)		7			8,52	

Vægskiverne er regnet udkraget mod  $G_{opliggende 2}$ . Linjen afspejler skillelinjen mellem vægfelt på 7 m (TV) og 8,52 m (TV)

	Stabiliserende laster					
$g_{dæk}$ (kN/m)						5,96
$g_{trappe}$ (kN/m)	4,39	4,39	4,39	4,39	4,39	
$G_{væg}$ (kN)	125,69	144,59	133,88	162,95	162,95	162,95
$G_{opliggende}$ (kN)	107,33	107,87	107,56	107,56	107,56	76,11
$G_{opliggende 2}$ (kN)	94,26	61,97	62,45	69,73	69,73	88,29

**Væltning**

$$M_{vælt} = Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99 = 9143,60 \text{ kNm}$$

$$M_{stabilitet} = 5,96 * 8,52 * (7 - 8,52) + \sum g_{trappe} / 2 * 7^2 + (125,69 + 144,59 + 162,95) * 7 / 2 + 162,95 * 3 * 8,52 / 2 + \sum g_{opliggende} * 7 - (69,73 + 69,73 + 88,29) * (8,52 - 7) = 7382,19 \text{ kNm}$$

Væltning **Ikke OK!**

Væggen vælter! Der undersøges med 3 stk. T = 196 kN

$$M_{stabilitet} = 5,96 * 8,52 * (7 - 8,52) + \sum g_{trappe} / 2 * 7^2 + (125,69 + 144,59 + 162,95) * 7 / 2 + 162,95 * 3 * 8,52 / 2 + \sum g_{opliggende} * 7 - (69,73 + 69,73 + 88,29) * (8,52 - 7) + 3 * 196 * (7 - (0,4 + 2 * 0,8 / 2)) = 10064,06 \text{ kNm}$$

Væltning **OK!**

**Glidning**

$$V_{glidning} = Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s = 576,02 \text{ kN}$$

$$V_{friktion} = 0,5 * (\sum G_{væg} + g_{dæk} * 8,52 + \sum g_{trappe} * 7) + 3 * 196 = 1136,66 \text{ kN}$$

Glidning **OK!**

**Knusning**

$$e = \frac{(M_{stabilitet} - M_{vælt})}{(\sum G_{opliggende} + \sum G_{væg} + g_{dæk} * 8,52 + \sum g_{trappe} * 7 + 3 * 196)} = 0,40 \text{ m}$$

$$A_e = (h - 2 * e) * t = 1,24 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{(\sum G_{opliggende} + G_{opliggende 2}) \sum G_{væg} + g_{dæk} * 8,52 + \sum g_{trappe} * 7 + 3 * 196}{(A_e * 1000)} = 2,21 \text{ MPa}$$

Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35 = 24,14 MPa  
Knusning **OK!**

**Vægfelt 4X**

	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25
Længde (m)		7			8,52	

Vægskiverne er regnet udkraget mod  $G_{\text{opliggende 2}}$ . Linjen afspejler skillelinjen mellem vægfelt på 7 m (TV) og 8,52 m (TV)

	Stabiliserende laster					
$g_{\text{dæk}}$ (kN/m)	19,65	19,22	19,22	19,22	19,65	19,17
$g_{\text{trappe}}$ (kN/m)	4,39	4,39	4,39	4,39	4,39	
$G_{\text{væg}}$ (kN)	125,69	144,59	133,88	162,95	162,95	162,95
$G_{\text{Opliggende}}$ (kN)	1,80	35,11	32,51	32,51	32,51	32,51
$G_{\text{opliggende 2}}$ (kN)	94,26	61,97	62,45	63,75	63,75	63,75

**Væltning**

$$M_{\text{vælt}} = Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99 = 10395,36 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stabilitet}} = (19,17+19,65+19,22+19,22)*8,52*(7-8,52) + (19,65+19,22)/2*7^2 + \sum g_{\text{trappe}}/2*7^2 + (125,69+144,59+133,88)*7/2 + 162,95*3*8,52/2 + \sum G_{\text{opliggende}} * 7 - (63,75 + 63,75+63,75)*(8,52-7) = 6925,17 \text{ kNm}$$

Væltning **Ikke OK!**

Væggen vælter! Der undersøges med 4 stk.  $T = 196 \text{ kN}$

$$M_{\text{stabilitet}} = (19,17+19,65+19,22+19,22)*8,52*(7-8,52) + (19,65+19,22)/2*7^2 + \sum g_{\text{trappe}}/2*7^2 + (125,69+144,59+133,88)*7/2 + 162,95*3*8,52/2 + \sum G_{\text{opliggende}} * 7 - (63,75 + 63,75+63,75)*(8,52-7) + 4*196*(7 - (0,4 + 3*0,8/2)) = 11158,77 \text{ kNm}$$

Væltning **OK!**

**Glidning**

$$V_{\text{glidning}} = Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s = 655,12 \text{ kN}$$

$$V_{\text{friktion}} = 0,5 * (\sum G_{\text{væg}} + g_{\text{dæk}} * 8,52 + \sum g_{\text{trappe}} * 7) = 988,41 \text{ kN}$$

Glidning **OK!**

**Knusning**

$$e = \frac{(M_{\text{stabilitet}} - M_{\text{vælt}}) / (\sum G_{\text{opliggende}} + \sum G_{\text{væg}} + (\sum g_{\text{trappe}} + 19,65+19,22)*7 + (19,22+19,22+19,65+19,17)*8,52 + 4*196)}{h - 2*e} = 0,26 \text{ m}$$

$$A_e = (h - 2*e)*t = 1,30 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{(\sum (G_{\text{opliggende}} + G_{\text{opliggende 2}}) + \sum G_{\text{væg}} + (\sum g_{\text{trappe}} + 19,65+19,22)*7 + (19,22+19,22+19,65+19,17)*8,52 + 4*196) / (A_e * 1000)}{24,14} = 2,58 \text{ MPa}$$

Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35 = 24,14 MPa  
Knusning **OK!**

**Vægfelt 1Y**

	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25
Længde (m)			7			

Stabiliserende laster

$g_{dæk}$ (kN/m)	19,63	19,63	19,63	19,63	19,63	19,15
$g_{trappe}$ (kN/m)	4,39	4,39	4,39	4,39	4,39	
$G_{væg}$ (kN)	125,69	144,59	133,88	133,88	133,88	133,88
$G_{Opliggende}$ (kN)	30,52	33,05	32,51	32,51	32,51	32,51

**Væltning**

$$M_{vælt} = Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99 = 10914,97 \text{ kNm}$$

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 = 7586,49 \text{ kNm}$$

Væltning **Ikke OK!**

Væggen vælter! Der undersøges med 3 stk. T = 196 kN

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 + 3 * 196 * (7 - (0,4 + 2 * 0,8/2)) = 11008,65 \text{ kNm}$$

Væltning **OK!**

**Glidning**

$$V_{glidning} = Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s = 684,55 \text{ kN}$$

$$V_{friktion} = 0,5 * (\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7) = 890,16 \text{ kN}$$

Glidning **OK!**

**Knusning**

$$e = \frac{(M_{stabilitet} - M_{vælt})}{(\sum G_{opliggende} + \sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + 3 * 196)} = 0,04 \text{ m}$$

$$A_e = (h - 2 * e) * t = 1,39 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{(\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + \sum G_{opliggende} + 4 * 196) / (A_e * 1000)} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\text{Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35} = 24,14 \text{ MPa}$$

Knusning **OK!**

**Vægfelt 2Y**

	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25
Længde (m)			7			

Stabiliserende laster

$g_{dæk}$ (kN/m)						19,15
$g_{trappe}$ (kN/m)	4,39	4,39	4,39	4,39	4,39	
$G_{væg}$ (kN)	125,69	144,59	133,88	133,88	133,88	133,88
$G_{Opliggende}$ (kN)	39,43	39,97	39,66	39,66	39,66	44,58

**Væltning**

$$M_{vælt} = Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99 = 8478,40 \text{ kNm}$$

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 = 5527,53 \text{ kNm}$$

Væltning **Ikke OK!**

Væggen vælter! Der undersøges med 3 stk. T = 196 kN

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 + 3 * 196 * (7 - (0,4 + 2 * 0,8/2)) = 8949,691 \text{ kNm}$$

Væltning **OK!**

**Glidning**

$$V_{glidning} = Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s = 523,09 \text{ kN}$$

$$V_{friktion} = 0,5 * (\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7) = 546,70 \text{ kN}$$

Glidning **OK!**

**Knusning**

$$e = \frac{(M_{stabilitet} - M_{vælt})}{(\sum G_{opliggende} + \sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + 3 * 196)} = 0,24 \text{ m}$$

$$A_e = (h - 2 * e) * t = 1,30 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{(\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + \sum G_{opliggende} + 3 * 196) / (A_e * 1000)} = 1,48 \text{ MPa}$$

Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35 = 24,14 MPa  
Knusning **OK!**

**Vægfelt 3Y**

	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25
Længde (m)			7			

Stabiliserende laster

$g_{dæk}$ (kN/m)						5,96
$g_{trappe}$ (kN/m)	4,39	4,39	4,39	4,39	4,39	
$G_{væg}$ (kN)	125,69	144,59	133,88	133,88	133,88	133,88
$G_{Opliggende}$ (kN)	13,55	14,22	13,84	13,84	13,84	6,40

**Væltning**

$$M_{vælt} = Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99 = 7768,82 \text{ kNm}$$

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 = 4033,43 \text{ kNm}$$

Væltning **Ikke OK!**

Væggen vælter! Der undersøges med 4 stk. T = 196 kN

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 + 4 * 196 * (7 - (0,4 + 3 * 0,8/2)) = 8267,033 \text{ kNm}$$

Væltning **OK!**

**Glidning**

$$V_{glidning} = Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s = 451,35 \text{ kN}$$

$$V_{friktion} = 0,5 * (\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7) = 500,52 \text{ kN}$$

Glidning **OK!**

**Knusning**

$$e = \frac{(M_{stabilitet} - M_{vælt})}{(\sum G_{opliggende} + \sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + 4 * 196)} = 0,27 \text{ m}$$

$$A_e = (h - 2 * e) * t = 1,29 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{(\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + \sum G_{opliggende} + 4 * 196) / (A_e * 1000)} = 1,44 \text{ MPa}$$

Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35 = 24,14 MPa  
Knusning **OK!**



**Vægfelt 4Y**

	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25
Længde (m)			7			

Stabiliserende laster

$g_{dæk}$ (kN/m)						5,96
$g_{trappe}$ (kN/m)	4,39	4,39	4,39	4,39	4,39	
$G_{væg}$ (kN)	125,69	144,59	133,88	133,88	133,88	133,88
$G_{Opliggende}$ (kN)	13,55	14,22	13,84	13,84	13,84	6,40

**Væltning**

$$M_{vælt} = Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99 = 8200,75 \text{ kNm}$$

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 = 4033,43 \text{ kNm}$$

Væltning **Ikke OK!**

Væggen vælter! Der undersøges med 4 stk. T = 196 kN

$$M_{stabilitet} = \sum G_{opliggende} * 7 + \sum G_{væg} * 7/2 + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) / 2 * 7^2 + 4 * 196 * (7 - (0,4 + 3 * 0,8/2)) = 8267,033 \text{ kNm}$$

Væltning **OK!**

**Glidning**

$$V_{glidning} = Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s = 472,96 \text{ kN}$$

$$V_{friktion} = 0,5 * (\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7) = 500,52 \text{ kN}$$

Glidning **OK!**

**Knusning**

$$e = \frac{(M_{stabilitet} - M_{vælt})}{(\sum G_{opliggende} + \sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + 4 * 196)} = 0,04 \text{ m}$$

$$A_e = (h - 2 * e) * t = 1,39 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{(\sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} + g_{trappe}) * 7 + \sum G_{opliggende} + 4 * 196) / (A_e * 1000)} = 1,34 \text{ MPa}$$

Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35 = 24,14 MPa  
Knusning **OK!**

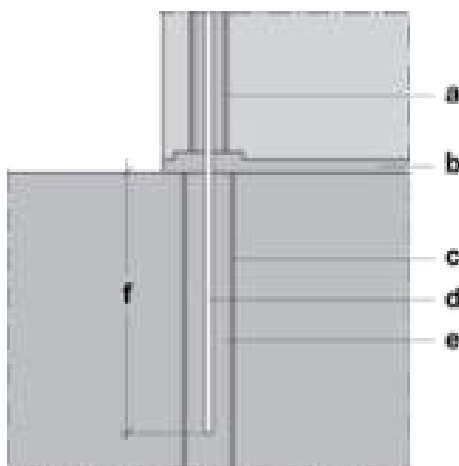
		<b>Vægfelt 5Y</b>					
	Kælder	Stue	1. sal	2. sal	3. sal	4. sal	
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	4,25	4,25	4,25	
Længde (m)			9,5				
		Stabiliserende laster					
$g_{dæk}$ (kN/m)							13,19
$G_{væg}$ (kN)	170,57	196,22	181,69	181,69	181,69	181,69	
<b>Væltning</b>							
$M_{vælt} =$	$Q_t * 25,58 + Q_4 * 21,33 + Q_3 * 17,08 + Q_2 * 12,83 + Q_1 * 8,58 + Q_s * 3,99$					=	4897,08 kNm
$M_{stabilitet} =$	$\sum G_{væg} * 9,5/2 + \sum g_{dæk}/2 * 9,5^2$					=	5789,62 kNm Væltning <b>OK!</b>
<b>Glidning</b>							
$V_{glidning} =$	$Q_t + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_s$					=	293,59 kN
$V_{friktion} =$	$0,5 * (\sum G_{væg} + \sum g_{dæk} * 9,5)$					=	609,43 kN Glidning <b>OK!</b>
<b>Knusning</b>							
$e =$	$(M_{stabilitet} - M_{vælt}) / (\sum G_{opliggende} + \sum G_{væg} + \sum (g_{dæk} * 9,5))$					=	0,73 m
$A_e =$	$(h - 2 * e) * t$					=	1,61 m <sup>2</sup>
$\sigma_s =$	$(\sum G_{væg} + \sum g_{dæk} * 9,5 + \sum G_{opliggende}) / (A_e * 1000)$					=	0,76 MPa
Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35						=	24,14 MPa Knusning <b>OK!</b>

**Vægfelt 6Y**

	Kælder	Stue	1. sal	
Højde (m)	3,99	4,59	4,25	
Længde (m)		7,3		
		Stabiliserende laster		
G <sub>væg</sub> (kN)	229,38	116,13	104,96	
G <sub>Opliggende</sub> (kN)	55,34	49,01	57,10	
<b>Væltning</b>				
M <sub>vælt</sub> =	Q <sub>t</sub> *25,58 + Q <sub>4</sub> *21,33 + Q <sub>3</sub> *17,08 + Q <sub>2</sub> *12,83 + Q <sub>1</sub> *8,58 + Q <sub>s</sub> *3,99			= 2090,77 kNm
M <sub>stabilitet</sub> =	ΣG <sub>oppliggende</sub> *7,3 + ΣG <sub>væg</sub> *7,3/2 + Σg <sub>dæk</sub> /2*7,3 <sup>2</sup>			= 2418,79 kNm Væltning <b>OK!</b>
<b>Glidning</b>				
V <sub>glidning</sub> =	Q <sub>t</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>1</sub> + Q <sub>s</sub>			= 223,80 kN
V <sub>friktion</sub> =	0,5*(ΣG <sub>væg</sub> + Σg <sub>dæk</sub> *7,3)			= 225,23 kN Glidning <b>OK!</b>
<b>Knusning</b>				
e =	(M <sub>stabilitet</sub> - M <sub>vælt</sub> )/(ΣG <sub>oppliggende</sub> + ΣG <sub>væg</sub> + Σg <sub>dæk</sub> *7,3)			= 0,54 m
A <sub>e</sub> =	(h - 2*e)*t			= 1,25 m <sup>2</sup>
σ <sub>s</sub> =	(ΣG <sub>væg</sub> + Σg <sub>dæk</sub> *7,3 + ΣG <sub>oppliggende</sub> )/(A <sub>e</sub> *1000)			= 0,49 MPa
Med udgangspunkt i præfabrikeret beton C35				= 24,14 MPa Knusning <b>OK!</b>

### 3.2.5 Forankring

Vægfelterne 1X-4X og 1Y-4Y skal trækforankres, hvorfor vægfelterne udføres med korrugerede rør med en CC afstand mellem rørene på 800 mm, og en afstand fra kant til første armeringsstang på 400 mm.



Figur 3.4: Armeringsjern i korrugerede rør

Korrugerede rør er ringede rør indstøbt i vægskiven, hvoraf det er muligt at lave en armerings-forbindelse i røret, hvorefter røret udfyldes med beton. Korrugerede rør er meget pladskrævende og kræver koordinering med andre indstøbningsdele, som etagedæk.<sup>[13]</sup>

Med udgangspunkt i EXPAN A/S beskrivelse af korrugerede rør, opgiver de følgende bæreevner for bestemte armeringsjern i korrugerede rør:

Kamstål, $f_y = 500$ MPa Dimension (mm)	Regningsmæssig trækbæreevne (kN)	Minimumstørrelse på korrugerede rør
10	32	Ø50
12	46	Ø60
14	63	Ø60
16	83	Ø60
20	130	Ø70
25	-	Ø70

Tabel 3.2: Bæreevner af armeringsjern

Virksomheden har yderligere oplagt en vejledning i anvendelse af korrugerede rør i vægge.<sup>[14]</sup> I dette oplæg er det muligt at anvende ét K25 armeringsjern i et Ø70

korrugerede rør, dog uden styrken for armeringen er angivet, som det fremkommer af tabel 3.2. Styrken beregnes efter vurdering af trækbæreevnen for de andre armeringsjern i forhold til tværsnitsarealet:

Diameter (mm)	udregning	Spænding (MPa)
10	$\frac{32kN \cdot 1000}{\frac{\pi}{4} \cdot (10mm)^2}$	407,44 MPa
12	$\frac{46kN \cdot 1000}{\frac{\pi}{4} \cdot (12mm)^2}$	406,43 MPa
14	$\frac{63kN \cdot 1000}{\frac{\pi}{4} \cdot (14mm)^2}$	409,26 MPa
16	$\frac{83kN \cdot 1000}{\frac{\pi}{4} \cdot (16mm)^2}$	412,81 MPa
20	$\frac{130kN \cdot 1000}{\frac{\pi}{4} \cdot (20mm)^2}$	413,80 MPa

Diameter (mm)	Udregning	Trækkraft (kN)
25	$\frac{400MPa \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (14mm)^2}{1000}$	196,35 kN

Tabel 3.3: Estimeredet trækbæreevne for armering

Af tabellen må det anses, at armeringen er regnet til at have fuld udnyttelse i ståltværsnittet, svarende til regningsmæssige flydespænding i tværsnittet, heraf  $\frac{500 MPa}{1,2} = 416 MPa$ .

Det kan derfor estimeres, at en 25 mm armeringsstang i Ø70 (78 mm) korrugerede rør kan have en trækstyrke på 196 kN. Det forudsættes, at nedenstående overholdes:

- en minimumsafstand på 2x maskestørrelse af væggen armeringsnet til korrugerede rørs tværarmering for effektiv trækraft.
- en minimumsafstand på  $10\phi = 780$  mm for at undgå at skulle lave tværarmeringen, som lukkede U-bøjler.

- en forankringslængde beregnet efter Eurocode 1992-1-1 kapitel 8.4.2, for at trækstyrken kan blive optaget i armeringsstangen.

Den regningsmæssige forankringsstyrke for ribbestål kan sættes til:

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

Hvor:

- $f_{bd}$  er den regningsmæssige forankringsstyrke  
 $f_{ctd}$  er den regningsmæssige betontrækstyrke af  $f_{ctk,0,05}$   
 $\eta_1$  koefficient, som afhænger af forankringsevnen og stangens placering ved udsøbning. Ved gode forhold sættes  $\eta_1 = 1,0$  og for andre tilfælde sættes  $\eta_1 = 0,7$   
 $\eta_2$  koefficient, som afhænger af armeringsdiametere. For  $\emptyset \leq 32 \text{ mm} \rightarrow \eta_2 = 1,0$ , for  $\emptyset > 32 \text{ mm} \rightarrow \eta_2 = (132 - \emptyset)/100$

Da det ikke umiddelbart kan dokumenteres, at der sikres ”gode”forankringsforhold og med  $\emptyset = 25 \text{ mm}$ , fås forankringsstyrken heraf til:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot \frac{4,2 \text{ MPa}}{1,45} = 4,56 \text{ MPa} \quad (3.12)$$

Basisforankringslængden kan beregnes som:

$$l_{b,qrd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (3.13)$$

Hvor:

- $\sigma_{sd}$  er den regningsmæssige spænding ved forankringen

Basisforankringslængden anvendes til at beregne den regningsmæssige forankringslængde:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,qrd} \geq l_{b,min} \quad (3.14)$$

Hvor:

- $\alpha_1$  er koefficienten for virkningen af stængernes form  
 $\alpha_2$  er koefficienten for virkningen af et minimumsdæklag  
 $\alpha_3$  er koefficienten for virkningen af indeslutning ved tværarmering  
 $\alpha_4$  er koefficienten for indflydelsen af en eller flere svejste tværstænger  
 $\alpha_5$  er koefficienten for virkningen af trykket på tværs af spaltningplanet langs den regningsmæssige forankringslængde  
Produktet af  $(\alpha_2\alpha_3\alpha_5) \geq 0,7$   
 $l_{b,\min}$  er minimumsforankringslængden efter ligning 3.20

Med en regningsmæssig trækraft på 196 kN, fås spændingen til:

$$\sigma_{sd} = \frac{196kN \cdot 1000}{\frac{\pi}{4} \cdot (25mm)^2} = 399,29 MPa \quad (3.15)$$

Basisforankringslængden kan heraf beregnes til:

$$l_{b,rqd} = \frac{25mm}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 547,02 mm \quad (3.16)$$

Reduktionsfaktor for  $\alpha_{3-5}$  anses ikke at kunne opfyldes, hvorfor værdierne sættes til 1,0.  $\alpha_1$  og  $\alpha_2$  bestemmes af tabel 8.2 i Eurocode 1992 for lige stænger til:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1,0 \\ \alpha_2 &= \frac{1 - 0,15(c_d - \emptyset)}{\emptyset} \end{aligned} \quad (3.17)$$

Hvor:

- $c_d$  er den mindste værdi af afstanden fra armering til kant eller ende og den halve afstand mellem armeringjernet, som anvist på figur 8.3 i Eurocode 1992

Grundet armeringen ilægges i et korrugeret rør, anses  $c_d$  at være afstanden fra armeringjernet til korrugeret rør. Der kræves en minimumstolerance på 28 mm og omstøbningsplads på 10 mm i rørets diameter.

$$c_d = \frac{28mm}{2} + \frac{10mm}{2} = 19 mm \quad (3.18)$$

Indsættes ligning 3.18 i 3.17 fås reduktionen til:

$$\alpha_2 = \frac{1 - 0,15(c_d - \emptyset)}{\emptyset} = 1,036 \rightarrow c_d = 1,0 \quad (3.19)$$

Det fremkommer derved, at der ikke er nogen reduktionsfaktorer til forankringslængden, hvoraf den regningsmæssige forankringslængde kan sættes lig med basisforankringslængden.

Den regningsmæssige forankringslængde skal være større end minimumsforkringslængden:

$$l_{b,min} = \max \begin{bmatrix} 0,3 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 164,11 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Den regningsmæssige forankringslængde afrundes derfor til:

$$l_{bd} = 550 \text{ mm} \quad (3.21)$$

Der anvendes derfor en forankringslængde på 550 mm for trækforankring i væg-felterne 1X-4X og 1Y-4Y.



### 3.2.6 Dækskiver

En vigtig forudsætning ved fordeling af kræfter til vægfelterne i konstruktionen er, at dækskiven er uendelig stiv, hvorfor det skal sikres, at dækket kan fordele kræfterne til vægfelterne. De 2 mest gængse metoder til fordeling af lasten er en bjælkemodel og stringermodel.

Bjælkemodellen er en af de hyppigste metoder til statisk analyse af etageadskillelsen. Her foretages beregningerne på baggrund af midterlinjen af dækbjælken, hvoraf snitkræfterne bestemmes.

På baggrund af det maksimale moment dimensioneres trækarmeringen i hht. den ene facade. Trækarmeringens areal bestemmes ved hjælp af den indre momentarm  $z$ , der kan sættes som 80 % af bygningens bredde:

$$A_s = \frac{M_{max}}{z} \cdot \frac{1}{f_{yd}} \approx \frac{M_{max}}{0,8 \cdot b} \cdot \frac{1}{f_{yd}} \quad (3.22)$$

Den anden metode er stringermodellen, som anvendes, når det ikke virker rimeligt at anvende bjælkemodellen for etageadskillelsen. Stringermodellen anvendes når:

- etageadskillelsen nærmer sig det kvadratiske
- der er mange frem- og tilbagesving i facaderne
- der er store huller i etageadskillelsen
- de afstivende vægge står meget spredte

Konstruktionen ligger derfor op til anvendelse af stringermodellen.

Stringermodellen er en nedreværdismetode, der kan anvendes ved plane spændingstilstande. Dvs. bæreevnerne af stringerne vil være mindre end eller lig med bæreevnen. Metoden anvendes, hvor materialerne kan beskrives af plasticitetsteorien, hvoraf betonelementer og armeret beton indgår.

En skive betragtes i et koordinatsystem, hvoraf skiven er inddelt i stænger parallelt med koordinataksene.

Teorien bygger på, at normalspændinger optages af stængerne, navnet stringere i form af tryk- eller trækstringere. Felterne mellem stringerne optager alene forskydningsspændingerne, heraf forskydningsfelter. Forskydningsspændingen er konstant i et af felterne, hvoraf kraften i de omgivende stringere varierer lineært mellem knudepunkterne.

Belastninger og reaktioner anses at angribe i knudepunkterne, eller som forskydningsspændingen langs stringere, idet de er konstante for hvert enkelt stringer.

Med kræfterne og reaktioner på konstruktionen kan konstruktionen nu bestemmes af ligevægtsligningerne. Oftest er systemet statisk ubestemt, hvoraf der er et antal overtallige størrelser, der kan vælges i forbindelse med fastlæggelse af statisk tilladelig løsning. Til at bestemme statisk ubestemte størrelser kan dette findes af:

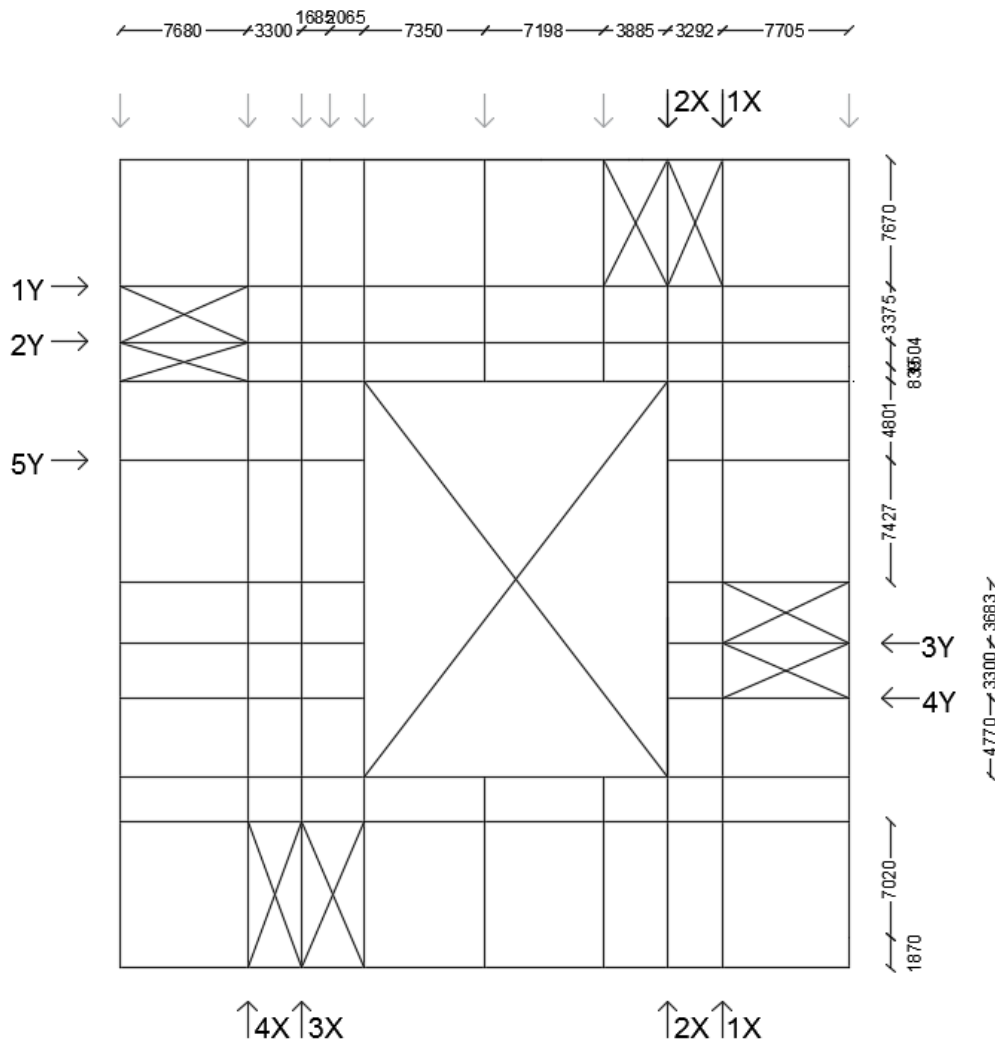
$$N = K - F - (2 \cdot S_1 - S_2) + (R - 3) \quad (3.23)$$

Hvor:

- K er antallet af knudepunkter
- F er antallet af hulfelter, der er stringeromkrandsede og sammenhængende
- $S_1$  er antallet af stringerlinjer gående fra rand til rand, idet hullers kanter og tæller som rand
- $S_2$  er antallet af stringerlinjer, der følger skivens yderste rand. Oftest er denne værdi 4
- R er antallet af reaktioner

Stringerne placeres hovedsageligt i fugerne eller mellem elementerne. Dog kan det være nødvendig at ligge stringerarmring på tværs af dækelementerne, hvoraf dette kan gøres med fladstål.

For ikke at få for mange overtallige samt for at reducere armeringsstænger, der skal ligge tværs over dækelementer, udvides hullet i midten og skakterne til installationerne. Med udgangspunkt i at reaktionerne er bestemt ud fra dækskivefordelingsmetoden, fås følgende stringermodel af 4. sals dækskive.



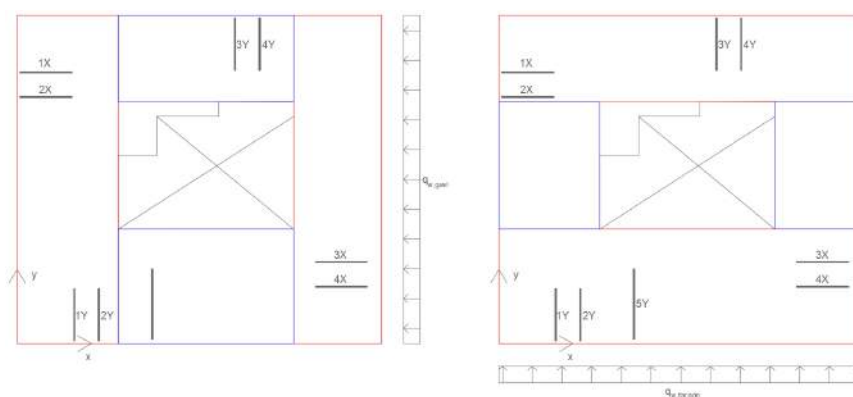
Figur 3.5: Stringermodel af dæskiven

Beskrivelse	K	F	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	R	N
Antal	91	9	26	4	0	34

Tabel 3.4: Beregning af stringermodellens overtallige

Det fremgår af tabel 3.4, at modellen vil have 34 overtallige. For at løse systemet skal der foretages gæt af 34 forskydningsfelter, hvoraf det vurderes, at det vil kræve for mange ressourcer at finde frem til løsningen, i modsætning til opdeling af systemet i bjælkemodeller.

På baggrund af bjælkebredderne fra stringermodellen, kan etagedækket umiddelbart anses at være opdelt i 2 bjælker for på hhv. gavlen og facaden med forskellige understøtningsforholde, se figur 3.6. Beregninger vil foretages efter denne metode.



Figur 3.6: Dæskiven opdelt i 2 bjælker (rødt) for hver vindretning

Grundet opdeling af dæskiven, skal der tages hensyn til, at lasten kan overføres fra dæskivebjælke til dæskivebjælke gennem dæskivesøjlen (blå dæskive). Det gælder både med hensyn til vægfeltet på luv-siden samt vægfelterne parallelt med vindretningen. Dæskiven skal derfor regnes for 2 forskellige tilfælde. Det ene er efter fordeling af stabilitetslasten til de stabiliserende vægfelder, og det andet er vindsuget fra zonerne A, B og C, så lasterne kan ophæve hinanden.

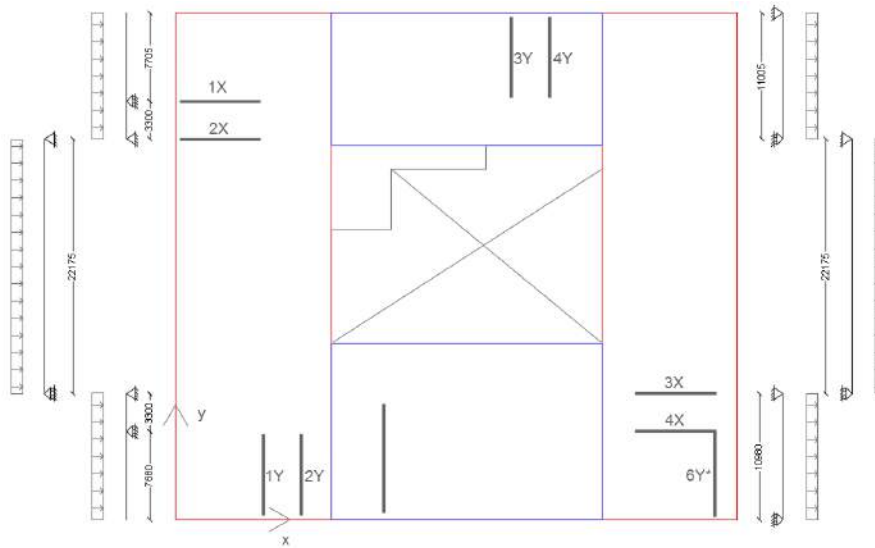
Reelt set er der en forskel mellem vindsuget og stabilitetslasten, men for at sikre øget stivhed i dæskiven vil stabilitetslasten blive anvendt til begge tilfælde.

Ved beregningerne forudsættes, det at tryk- og forskydningkræfterne kan optages gennem huldækselementerne, hvoraf trækkræfter optages i "randarmeringen".

### Dæskiver ved gavl

For vind på gavlen, hvor vinden fordeles relativt ligeligt mellem vægfelterne, kan dækbjælken opdeles i 2 udkraget bjælker, understøttet mellem hhv. vægfelt 1X og 2X og på vægfelt 3X og 4X, samt en simpelt understøttet bjælke mellem 2X og 3X, som vist på figur 3.7 til venstre.

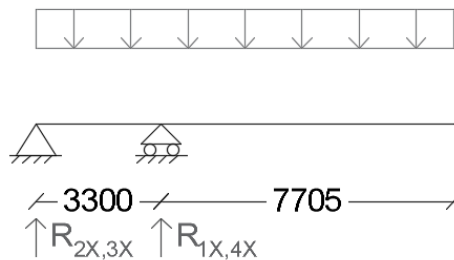
Yderligere undersøges samme dæskive efter vindsug, når vinden rammer facaden. Trækket på gavlene skal kunne mødes på midten, så de kan ophæve hinanden. Dæskivebjælken anses at kunne analyseres som 3 simple understøttede bjælker med reaktioner i skivens armering. Det største moment anvendes til at bestemme randarmeringen i bjælken for hele bjælkens længde.



Figur 3.7: TV: Statisk system for vind på gavl. TH: Statisk system for vind på facade

Beregning af dæskiven foretages efter etagedækket på 4.sal, da vindlasten er størst her.

Tilfælde I: Fordeling til vægskiver



Figur 3.8: Udkraget bjælke

Reaktionen ved  $R_{1X,4X}$  bestemmes ved moment om punkt  $R_{2X,3X}$ :

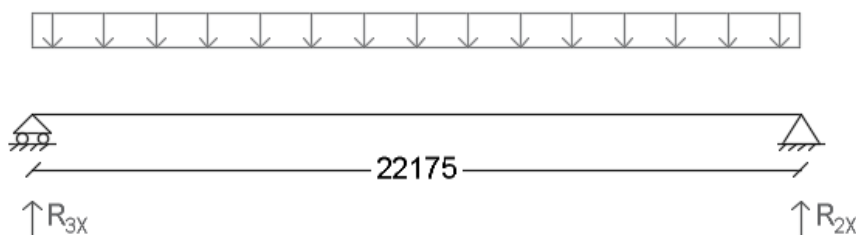
$$R_{1X,4X} = \frac{(3,3m + 7,705m)^2}{2} \cdot 10,80 \frac{kN}{m} = 198,18 kN \quad (3.24)$$

Reaktionen ved  $R_{2X,3X}$  bestemmes ved moment om punkt  $R_{1X,4X}$ :

$$R_{2X,3X} = \frac{\left( \frac{(3,3m)^2}{2} - \frac{(7,705m)^2}{2} \right) \cdot 10,80 \frac{kN}{m}}{3,3m} = -79,33 kN \quad (3.25)$$

Det største momentet bestemmes ved snit i  $R_{1x,4x}$ , højre del:

$$M_x = 10,80 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(7,705m)^2}{2} = 320,58 kNm \quad (3.26)$$



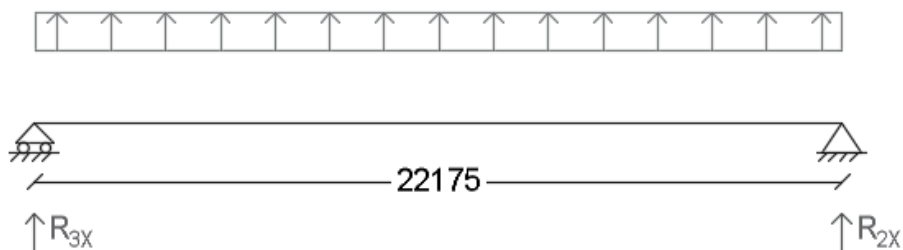
Figur 3.9: Simpel understøttet bjælke

Snitkræfterne bestemmes efter standard fra Teknisk ståbi.

$$R_{1x,3x} = \frac{1}{2} \cdot 10,80 \frac{kN}{m} \cdot 22,175m = 119,75 m$$

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot 10,80 \frac{kN}{m} \cdot (22,175m)^2 = 663,84 kNm \quad (3.27)$$

Tilfælde II: Fordeling til trækarmoring



Figur 3.10: Simpel understøttet bjælke

$$R_{1x,3x} = \frac{1}{2} \cdot -10,80 \frac{kN}{m} \cdot 22,175m = -119,75 m$$

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot -10,80 \frac{kN}{m} \cdot (22,175m)^2 = -663,84 kNm \quad (3.28)$$

Armering:

Den mindste dækskivebredde  $b$  er 8,73 m. Der anvendes stål  $f_{yk} = 500$  MPa:

$$f_{yd} = \frac{500MPa}{1,2} = 416,67 MPa \quad (3.29)$$

Ved anvendelse af ligning 3.22, fås det nødvendige armeringsareal til:

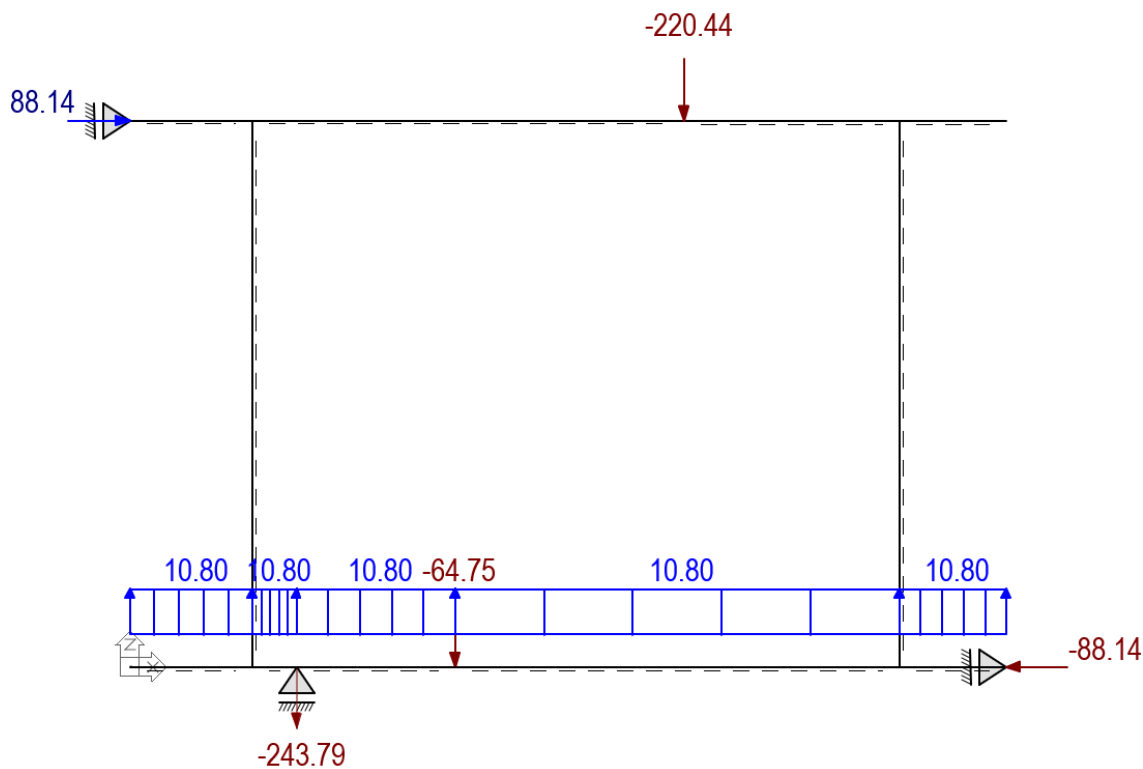
$$A_{s,min} = \frac{663,84kNm \cdot 1000}{0,8 \cdot 8,73m} \cdot \frac{1}{416,67MPa} = 228,12 mm^2 \quad (3.30)$$

Opslået i tabel 5.6 i Teknisk Ståbi, skal der anvendes 2Ø14 armeringsstænger, hvilket har en samlet tværsnitsareal på  $A_s = 308 mm^2$ . Armeringsbehovet gør sig gældende for begge dækskivebjælker i såkaldt over- og underside.

### Dækskiver ved facade

Grundet den asymmetriske placering af vægfelterne, må fordelingen analyseres efter vind på hhv. den ene og den anden facade hver for sig. Den bedste ansete metode er at analysere hele dækskiven som en simplificeret rammekonstruktion, således hjørne medtages som momentstive, og derved reducere det nødvendige armeringsareal.

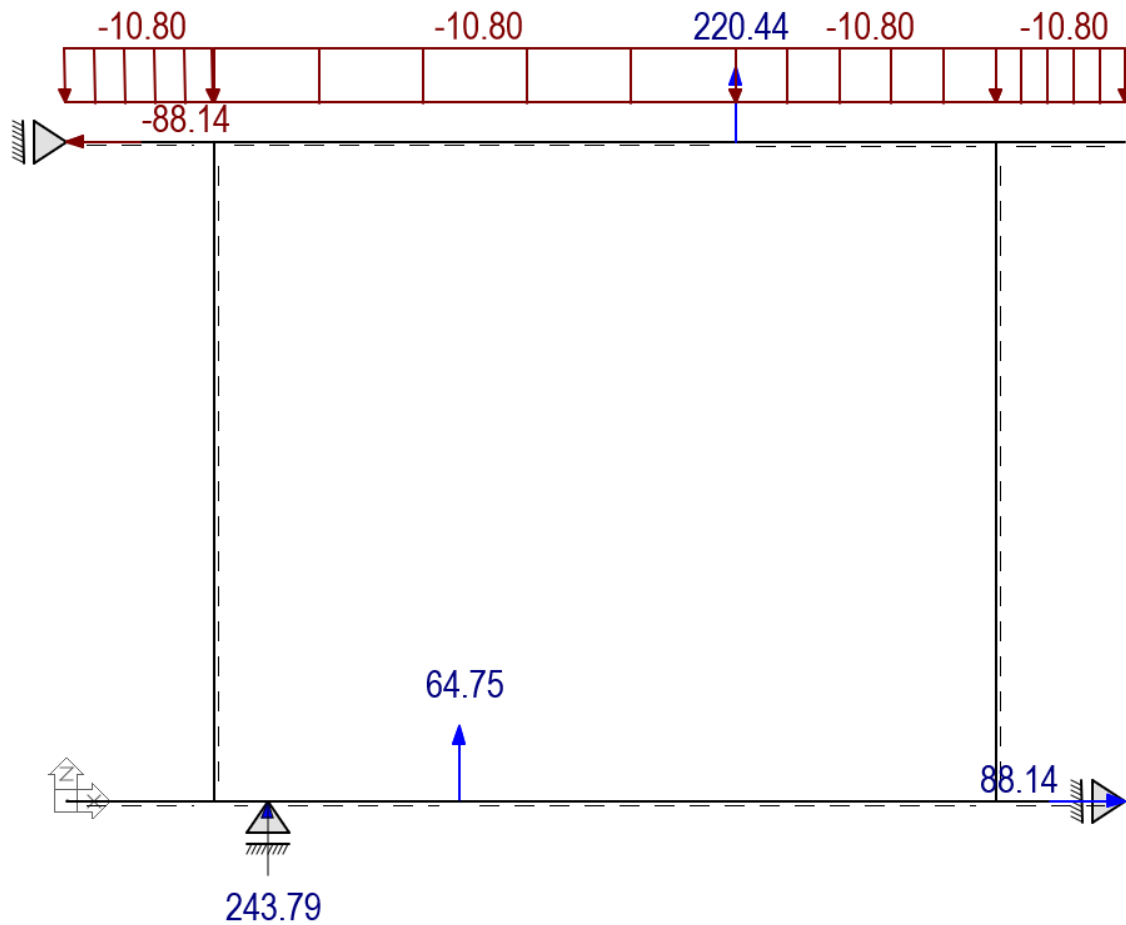
Det statiske system er tegnet op i TwoDFrame. For at få fordelingen af lasterne efter dækskivefordelingsmetode, anses størstedelen af vægfelterne parallel med vinden som reaktioner, der modvirker vinden. Vægge, der er placeret relativ tæt på hinanden, analyseres som én samlet kraft. Det statiske system er som følgende:



Figur 3.11: Statisk system af vind på sydvestlig facade

På figur 3.11 og 3.12 kan det ses, at reaktionerne og kræfterne repræsenterer vægfelternes mulige kraftoptagelse med en relativ lille afvigelse, hvilket vurderes at være af mindre betydning.

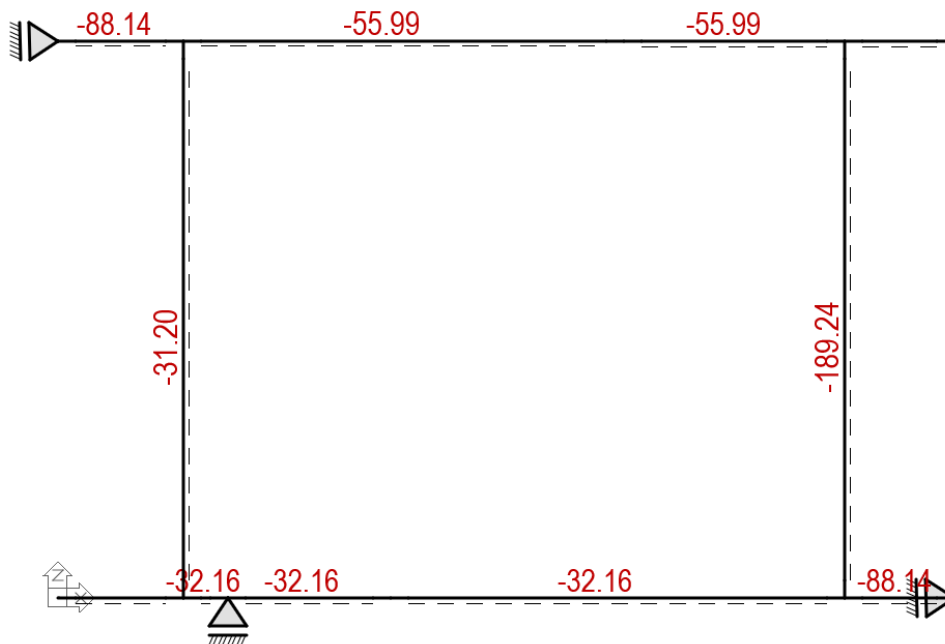




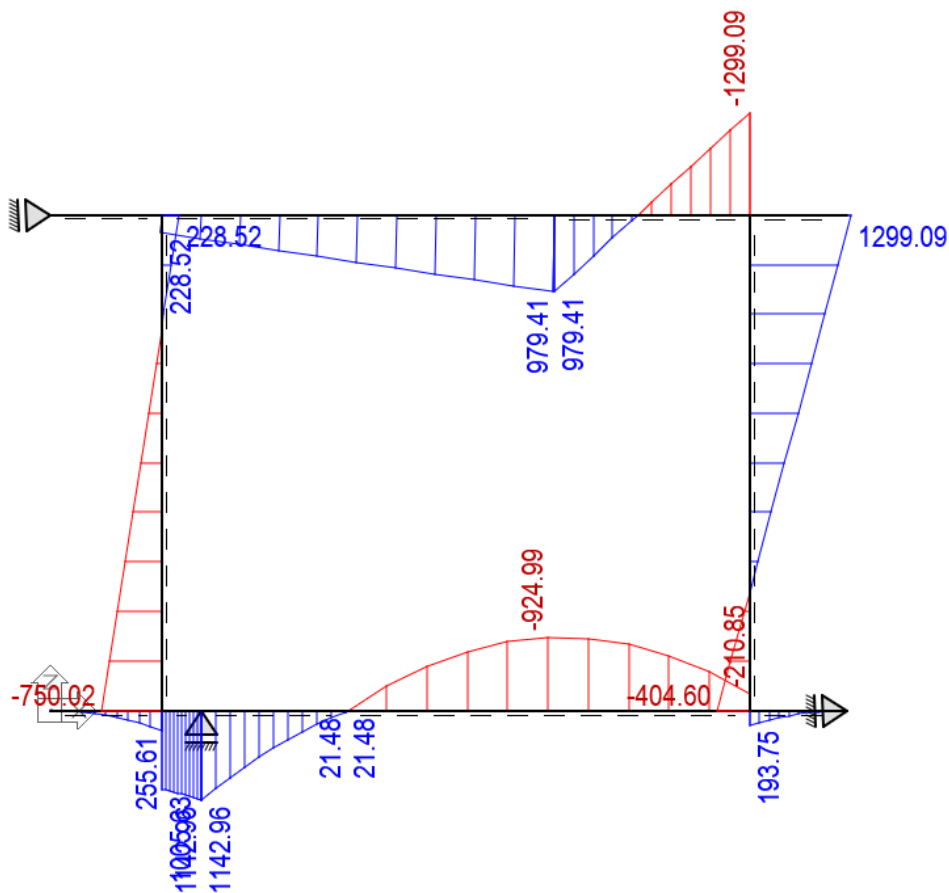
Figur 3.12: Statisk system af vind på nordøstlig facade

På figur 3.13 og 3.14 fremkommer normalkraft- og momentfordelingen i dækski-  
vebjælkerne ved vind på sydvestlig facade.

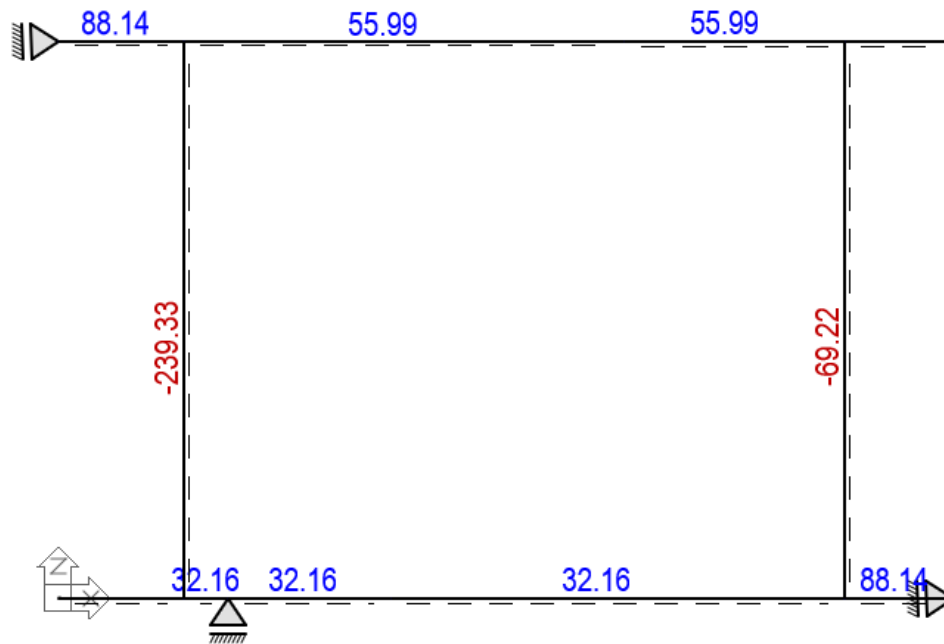
På figur 3.15 og 3.16 fremkommer normalkraft- og momentfordelingen i dækski-  
vebjælkerne ved vind på nordøstlig facade.



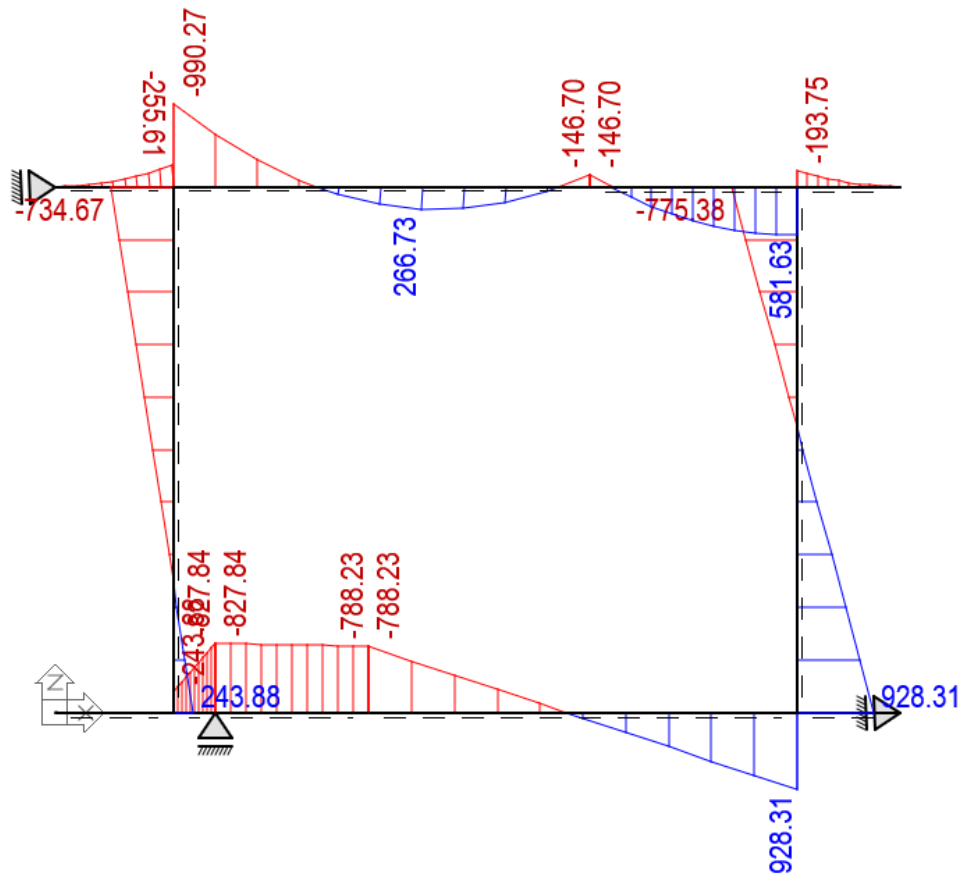
Figur 3.13: Snitkræfter for find på sydvestlig facade - Normalkraftfordeling (kN)



Figur 3.14: Snitkræfter for find på sydvestlig facade - Momentfordeling (kNm)



Figur 3.15: Snitkræfter for vind på nordøstlig facade - Normalkraftfordeling (kN)



Figur 3.16: Snitkræfter for vind på nordøstlig facade - Momentfordeling (kNm)

*Armering:*

Den mindste dækskivebredde  $b$  er 8,73 m. Der anvendes stål B500 MPa:

Ved anvendelse af ligning 3.22, fås det nødvendige armeringsareal til:

$$A_{s,min,SV} = \frac{1299,09kNm \cdot 1000}{0,8 \cdot 8,73m} \cdot \frac{1}{416,67MPa} = 446,42 \text{ mm}^2 \quad (3.31)$$

For vind på nordøstlig facade forekommer der træk i dækbjælken, hvoraf dette bidrag medtages ved at fordele normalkraften ligeligt mellem træk og trykarmeringen i dækskivebjælken:

$$A_{s,min,NØ} = \left( \frac{990,27kNm \cdot 1000}{0,8 \cdot 8,73m} + 55,99 \cdot 1000 \right) \cdot \frac{1}{416,67MPa} = 474,67 \text{ mm}^2 \quad (3.32)$$

Opslået i Tabel 5.6 i Teknisk Ståbi, skal der anvendes 2Ø 20 armeringsstænger, hvilket har en samlet tværsnitsareal på  $A_s = 628 \text{ mm}^2$ . Armeringsbehovet skal anvendes ved alle dækskivens rande og være gennemgående.

## 3.3 Robusthed

### 3.3.1 Periferi-trækforbindelser

Periferi-trækforbindelsen bestemmes for hhv. gavl, facade og atrium

#### Facaden og gavlen

Den største spændlængde af dæk på facaden og gavlen er 10,37 m.

$$10,37m \cdot 15 \frac{kN}{m} = 155,55 kN$$

Der skal derfor anvendes et minimumstrækforbindelse på:

$$F_{tie,per} = maks \left( \begin{array}{c} 80 kN \\ 155,55 kN \end{array} \right) = 155,55 kN \quad (3.33)$$

#### Armering

Minimumsarmering med stål B500:

$$A_{s,min} = \frac{155,55kN \cdot 1000}{416,67MPa} = 373,32 mm^2 \quad (3.34)$$

Opslået i Teknisk Ståbi tabel 5.6, skal der anvendes 2 stk. Ø16 armeringsstænger med et tværsnitsareal på  $A_s = 402mm^2$ .

#### Atrium

Hullet i atriet i tagetagen skal have samme randarmering som den ydre rand.

Armering i hullet i atriet for de øvrige etager skal regnes efter en spændlængde på 7,04 m.

$$7,04m \cdot 15 \frac{kN}{m} = 105,60 kN$$

Der skal derfor anvendes en minimumstrækforbindelse på:

$$F_{tie,per} = maks \left( \begin{array}{c} 80 kN \\ 105,60 kN \end{array} \right) = 105,60 kN \quad (3.35)$$

## Armering

Minimumsarmering med stål B500:

$$A_{s,min} = \frac{105,60kN \cdot 1000}{416,67MPa} = 253,44 \text{ mm}^2 \quad (3.36)$$

Opslået i Teknisk Ståbi tabel 5.6, skal der anvendes 2 stk. Ø14 armeringsstænger med et tværsnitsareal på  $A_s = 308\text{mm}^2$ .

### 3.3.2 Interne trækforbindelser

Ved interne trækforbindelser langs dæk med en dækbredde på 1,2 m fås fugearmeringen til:

$$F_{tie} = maks \left( \begin{array}{c} 80 \text{ kN} \\ 1,2\text{m} \cdot 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 36 \text{ kN} \end{array} \right) = 80 \text{ kN} \quad (3.37)$$

Minimumsarmering med stål B500:

$$A_{s,min} = \frac{80kN \cdot 1000}{416,67MPa} = 192,00 \text{ mm}^2 \quad (3.38)$$

Opslået i Teknisk Ståbi tabel 5.6, skal der anvendes 1 stk. Ø16 armeringsstang med et tværsnitsareal på  $A_s = 201\text{mm}^2$ .

For de interne trækforbindelser på tværs af dækelemer ved bærelinjer bestemmes armeringen efter største dækspænd fra alle etager efter spænd ved auditoriumet:

$$F_{tie} = maks \left( \begin{array}{c} 80 \text{ kN} \\ 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{14,37\text{m} + 3,71\text{m}}{2} = 271,20 \text{ kN} \end{array} \right) = 271,20 \text{ kN} \quad (3.39)$$

Minimumsarmering med stål B500:

$$A_{s,min} = \frac{271,20kN \cdot 1000}{416,67MPa} = 650,87 \text{ mm}^2 \quad (3.40)$$

Opslået i Teknisk Ståbi tabel 5.6, skal der anvendes 2 stk. Ø25 armeringsstænger med et tværsnitsareal på  $A_s = 982\text{mm}^2$ .

### 3.3.3 Vandrette trækforbindelser

#### Vægfelter

Facadevægge skal forskydningforankres for 30 kN/m, hvilket vil kræve armering pr. lbm. på:

$$A_{s,min} = \frac{30 \frac{kN}{m} \cdot 1000}{416,67 MPa} = 72,00 \frac{mm^2}{m} \quad (3.41)$$

Da armeringen både skal ligge i væggen over og under etagen, vælges der et større spænd, som armeringen skal ligge i. Der anvendes heraf Ø14 pr. 1600 mm:

$$A_s = \frac{154 kN \cdot 1000}{1,6m} = 96,25 \frac{mm^2}{m} \quad (3.42)$$

#### Søjler

Randsøjler skal forskydningsforankres for 160 kN:

$$A_{s,min} = \frac{160 kN \cdot 1000}{416,67 MPa} = 384,00 mm^2 \quad (3.43)$$

Opslået i Teknisk Ståbi tabel 5.6, skal der anvendes 4 stk. Ø12 armeringsstænger med et tværsnitsareal på  $A_s = 452 mm^2$ . Armeringen gælder både i søjlen over og under etagen.

### 3.3.4 Lodrette trækforbindelser

Der etableres lodrette trækforbindelser efter kvantificeringen på 30 kN/m.

#### Vægfelter

Normen skriver at der bør undersøges lodrette trækforbindelser for et nedbrudt vægfelt på 3 meter, hvoraf trækforbindelsen vurderes at skal placeres pr. 2 m, og skulle optage en trækraft på 2,0 m:

$$A_{s,min} = \frac{30 \frac{kN}{m} \cdot 2m \cdot 1000}{416,67 MPa} = 108,00 mm^2 \quad (3.44)$$

Opslået i Teknisk Ståbi tabel 5.6, skal der anvendes 1 stk. Ø 12 armeringsstang med et tværsnitsareal på  $A_s = 113\text{mm}^2$ . Armeringen skal placeres i samtlige vægfeltet med en individuel afstand på 2 m, hvoraf armeringen skal være gennemgående i sin fulde højde. Armeringen bør trækkes i korrugerede rør med plads til stødet armering, hvoraf der kan anvendes Ø 12 i Ø 80 korrugeret rør.<sup>[14]</sup>

### Søjler

Normen skriver at der bør undersøges lodrette trækforbindelser for en nedbrudt søjle, hvoraf trækforbindelsen dimensioneres efter den største bjælkelængde iht, lastarrangement. Med udgangspunkt i søjle i modullinje 9.1 (C) vil den samlede længde af bjælkerne bestemmes på baggrund af mindst opland til søjlen.

$$l_s = 3,9\text{m} \cdot \frac{3}{8} + \frac{14,4}{2} + 7,2 \cdot \frac{3}{8} + \frac{14,4}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{7,2 - 2,1}{7,2} \right)^2 \cdot \left( \frac{2 + 2,1}{7,2} \right) = 15,50\text{m} \quad (3.45)$$

$$A_{s,min} = \frac{30 \frac{kN}{m} \cdot 15,50\text{m} \cdot 1000}{416,67\text{MPa}} = 1116,12\text{mm}^2 \quad (3.46)$$

Opslået i Teknisk Ståbi tabel 5.6, skal der anvendes 3 stk. Ø 25 armeringsstang med et tværsnitsareal på  $A_s = 1473\text{mm}^2$ . Armeringen skal placeres i samtlige søjler og gennemgående i søjlens fulde højde bygningshøjde. Armeringen bør trækkes i korrugerede rør med plads til stødet armering. Med udgangspunkt i minimumsstørrelser skal der anvendes  $6 \cdot 28\text{mm} + 28\text{mm} + 10\text{mm} + 5\text{mm} = 211\text{mm}$ , dvs en Ø 220 korrugeret rør i søjlen. Dette skal korrigeres med armeringen i søjlen og vurderes om dette vil være en hensigtsmæssig løsning.<sup>[14]</sup>



### 3.4 Fundering

Der skal dimensioneres linjefundamenter og punktfundamenter efter lodret og vandret lastnedføring. Af den geotekniske rapport fremkommer grundvandspejlet i en højde over kældergulvsniveauet hvoraf, der skal foretages tiltag mod løft af bygningen.

Det er heraf vurderet, at der skal foretages beregning af linjefundament ved ydervægge og bærende vægge, linjefundament ved stabiliserende indervægge, linjefundament til kældergulv samt punktfundament ved søjler, for at sikre den fornødne bæring af konstruktionen.

Yderligere er der undersøgt hvor stort et fundament der skal til for at sikre stabiliteten af konstruktionen, og undersøgt hvornår grundvandsænkningen kan aftrappes i hht. når bygningen bliver opført.

Vandsikring af kælderen vil ikke indgå i projektet, hvoraf der henvises til den geotekniske rapportes løsningsforslag kapitel "4.10 Eventuel kælder over grundvandspejlet", der er bilagt som bilag B.

### 3.4.1 Linjefundament ved bærende vægge

Linjefundamentet skal bære last fra ovenliggende vægge og dækelementer, samt bære en del af det horisontale kraft fra jordtryk.

Det vurderes at den største linjelast fremkommer ved modullinje 6.1(C-E).

#### Forudsætninger

Udrænet forskydningsstyrke:

$$c_{u.k} := 140 \frac{kN}{m^2} = 140 \cdot \frac{kN}{m^2} \qquad c_{u.d} := \frac{c_{u.k}}{1.8} = 77.78 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Effektiv kohæsion:

$$\varphi_k := 30 \text{ deg} \qquad \varphi_d := \frac{\varphi_k}{1.2} = 25 \cdot \text{deg}$$

$$b := 1.8m \qquad h := 0.9m$$

#### Laster

Linjelaster fra lasteplaner ved toilet:

$$g_{k.t} := 71.90 \frac{kN}{m} + 68.35 \frac{kN}{m} \cdot 2 + 66.40 \frac{kN}{m} \dots = 404.42 \cdot \frac{kN}{m} \\ + 92.23 \frac{kN}{m} + 37.19 \frac{kN}{m}$$

$$n_{k.t} := 13.19 \frac{kN}{m} \cdot 4 + 14.00 \frac{kN}{m} = 66.76 \cdot \frac{kN}{m}$$

Fundamentets egenlast:

$$g_k := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot b \cdot h = 40.5 \cdot \frac{kN}{m}$$

Horisontal last fra jordtryk og dæk med nyttelast:

$$j_k := \frac{1}{3} \cdot 76.6 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.83m \cdot 20\% = 19.56 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$j_{dæk} := 7.71 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{3.83m}{2} = 14.76 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$j_{ndæk} := 5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{3.83m}{2} = 9.57 \cdot \frac{kN}{m}$$

Regningsmæssig lastkombinationer:

$$V_t := 1.1 \cdot (g_k + g_{k,t} + 1.5 \cdot 0.68 \cdot n_{k,t}) = 564.32 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$H_t := 1.1 \cdot (j_k + j_{dæk} + 1.5 j_{ndæk}) = 53.55 \cdot \frac{kN}{m}$$

Moment og excentricitet fra vertikal last

$$M_t := H_t \cdot h = 48.2 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$e_t := \frac{M_t}{V_t} = 85.41 \cdot mm$$

Effektiv areal:

$$A' := b - 2 \cdot e_t = 1.63 \cdot \frac{m^2}{m}$$

### Ler i korttidstilstanden

Det er i normen angivet at der skal kontrolleres både for korttids- og langtidstilstanden, men at der for ler kun skal kontrolleres for korttidstilstanden da jorden er forkonsolideret pga. jordens alder er Glacial.

$$s_{c,0} := 1$$

Hædningsfaktor for lertilfældet grundet vandret last:

$$i_{c,0} := 0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 - \frac{H_t}{A' \cdot c_{u,d}}} = 0.88$$

$$N_{c,0} := 5.14$$

$$q' := 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.35m + 10 \frac{kN}{m^3} \cdot (h - 0.4m) = 13.4 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$R' := (s_{c,0} i_{c,0} N_{c,0} c_{u,d} + q') \cdot A' = 594.93 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_t}{R'} = 0.95 < 1.0$$

### Vandret bæreevne

Det står gældende at for udrænet brud skal følgende overholdes:

$$H_t < A' \cdot c_{u,d} = 126.71 \cdot \frac{kN}{m} \quad H_t \leq A' \cdot c_{u,d} = 1$$

$$H_t < 0.4 \cdot V_t = 225.73 \cdot \frac{kN}{m} \quad H_t \leq 0.4 \cdot V_t = 1$$

### 3.4.2 Linjefundament ved stabiliserende indervægge

Linjefundamentet skal bære last fra ovenliggende vægge og dækelementer, samt sikres mod stabilitet.

Det vurderes at den største linjelast fremkommer ved modullinje 7.1(K-M).

#### Forudsætninger

Udrænet forskydningsstyrke:

$$c_{u.k} := 140 \frac{kN}{m^2} = 140 \cdot \frac{kN}{m^2} \qquad c_{u.d} := \frac{c_{u.k}}{1.8} = 77.78 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$b := 3.4m \qquad h := 3.8m$$

#### Laster

Linjelaster fra lasteplaner ved trappeskakt:

$$g_{k.t} := 25.92 \frac{kN}{m} + 52.20 \frac{kN}{m} + 62.51 \frac{kN}{m} \cdot 3 \dots = 364.67 \cdot \frac{kN}{m} \\ + 64.21 \frac{kN}{m} + 34.81 \frac{kN}{m}$$

$$n_{k.t} := 8.98 \frac{kN}{m} + 16.73 \frac{kN}{m} \cdot 4 + 7.75 \frac{kN}{m} = 83.65 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$s_{k.t} := 4.16 \frac{kN}{m}$$

$$w_{k.t} := 2.18 \frac{kN}{m}$$

Fundamentets egenlast:

$$g_k := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot b \cdot h = 323 \cdot \frac{kN}{m}$$

Regningsmæssig lastkombinationer:

$$V_t := 1.1 \cdot \left[ g_k + g_{k.t} + 1.5 \cdot 0.68 \cdot n_{k.t} + 1.5 \cdot 0.3 \cdot (s_{k.t} + w_{k.t}) \right] = 853.43 \cdot \frac{kN}{m}$$

Effektiv areal:

$$A' := b = 3.4 \cdot \frac{m^2}{m}$$

### Ler i korttidstilstanden

Det er i normen angivet at der skal kontrolleres både for korttids- og langtidstilstanden, men at der for ler kun skal kontrolleres for korttidstilstanden da jorden er forkonsolideret pga. jordens alder er Glacial.

$$s_{c,0} := 1$$

Hældningsfaktor for lertinfældet grundet vandret last:

$$i_{c,0} := 1.0$$

$$N_{c,0} := 5.14$$

$$q'_{l} := 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.35m + 10 \frac{kN}{m^3} \cdot (h - 0.4m) = 42.4 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$R'_{l} := (s_{c,0} i_{c,0} N_{c,0} c_{u,d} + q'_{l}) \cdot A' = 1503.4 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_t}{R'_{l}} = 0.568 < 1.0$$

### Fundament til stabilitet

Det skal sikres at fundamentets egenlast er større end de stabiliserende vægges trækresultanter. Af stabilitetsberegninger anvendes der 4 stk trækarmringer i hvert vægende.

$$T_s := 4 \cdot 196kN \cdot 1.1 = 862.4 \cdot kN$$

Med udgangspunkt i at halvdelen af fundamentet i vægfeltet kan medtages fås følgende opkraft:

$$G_s := 0.9 \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot b \cdot h \cdot \frac{1.7m}{2} = 1017.45 \cdot kN$$

$$G_s - T_s = 155.05 \cdot kN > 0.0$$

Fundamentet sikring mod løft fra trækarmring OK!

Det kontrolleres om fundamentets størrelse sikrer stabilitet mod væltning:

Stabiliserende egenlast af konstruktionen til FOK.

$$M_{stab} := 6632.19kN \cdot m$$

Højder på krafternes virkning:

$$x_1 := 3.99m + h = 7.79m$$

$$x_2 := x_1 + 4.59m = 12.38m$$

$$x_3 := x_2 + 4.25m = 16.63m$$

$$x_4 := x_3 + 4.25m = 20.88m$$

$$x_5 := x_4 + 4.25m = 25.13m$$

$$x_6 := x_5 + 4.25m = 29.38m$$

Væltningskraft til FUK.

$$\begin{aligned} M_{vælt} := & x_1 \cdot 60.78 \text{ kN} + x_2 \cdot 125.52 \text{ kN} \dots = 13450.31 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ & + x_3 \cdot 120.69 \text{ kN} + x_4 \cdot 121.69 \text{ kN} \dots \\ & + x_5 \cdot 134.80 \text{ kN} + x_6 \cdot 118.70 \text{ kN} \end{aligned}$$

Øget stabiliserende last fra fundament:

$$M_{fundament} := 0.9 \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot b \cdot h \cdot \frac{(7\text{m})^2}{2} = 6837.26 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ligevægtsligning:

$$M_{stab} + M_{fundament} - M_{vælt} = 19.15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} > 0.0$$

Fundamentet kan derfor sikre den fornødne sikring mod stabilitet.

### 3.4.3 Linjefundament ved bærelinjer for kældergulv

Linjefundamentet skal bære last fra enkeltspændte betonplader. Det vurderes at den størst belastede tilfælde er for modullinje K.

#### Forudsætninger

Udrænet forskydningsstyrke:

$$c_{u.k} := 140 \frac{kN}{m^2} = 140 \cdot \frac{kN}{m^2} \qquad c_{u.d} := \frac{c_{u.k}}{1.8} = 77.78 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$b := 0.5m \qquad h := 1.2m$$

#### Laster

Linjelast fra beregning af gulv:

$$V_d := 64.8 \frac{kN}{m} \cdot 2 + 1.1 \cdot b \cdot h \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 146.1 \cdot \frac{kN}{m}$$

Effektiv areal:

$$A' := b = 0.5 \cdot \frac{m^2}{m}$$

#### Ler i korttidstilstanden

Det er i normen angivet at der skal kontrolleres både for korttids- og langtidstilstanden, men at der for ler kun skal kontrolleres for korttidstilstanden da jorden er forkonsolideret pga. jordens alder er Glacial.

$$s_{c.0} := 1$$

Hældningsfaktor for lertilfældet grundet vandret last:

$$i_{c.0} := 1 = 1$$

$$N_{c.0} := 5.14$$

$$q'_{l} := 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.35m + 10 \frac{kN}{m^3} \cdot (h - 0.4m) = 16.4 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$R'_{l} := (s_{c.0} i_{c.0} N_{c.0} c_{u.d} + q'_{l}) \cdot A' = 208.09 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_d}{R'_{l}} = 0.7 < 1.0$$

### 3.4.4 Punktfundament under bærende søjler

Punktfundamentet skal bære last fra ovenliggende søjler med dæk.  
Det vurderes at den hårdest belastede søjle forekommer ved modullinje 8.1(C) grundet bjælkespænd og laster på bjælkerne.

#### Forudsætninger

Udrænet forskydningsstyrke:

$$c_{u.k} := 140 \frac{kN}{m^2} = 140 \cdot \frac{kN}{m^2} \qquad c_{u.d} := \frac{c_{u.k}}{1.8} = 77.78 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Effektiv kohæsion:

$$\varphi_k := 30 \text{ deg} \qquad \varphi_d := \frac{\varphi_k}{1.2} = 25 \cdot \text{deg}$$

$$b := 3.5m \qquad h := 1.1m \qquad \underset{\text{w}}{l} := b$$

#### Laster

Linjelaster fra lasteplaner, opdelt i laster fra venstre, højre og syd:

$$g_{k.v} := 43.35 \frac{kN}{m} + 68.90 \frac{kN}{m} \cdot 4 + 43.02 \frac{kN}{m} = 361.97 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$g_{k.h} := 43.35 \frac{kN}{m} + 68.90 \frac{kN}{m} \cdot 4 + 43.02 \frac{kN}{m} = 361.97 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$g_{k.s} := 61.24 \frac{kN}{m} \cdot 4 + 61.61 \frac{kN}{m}$$

$$n_{k.v} := 15.86 \frac{kN}{m} \cdot 4 + 30.96 \frac{kN}{m} = 94.4 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$n_{k.h} := 15.86 \frac{kN}{m} \cdot 4 + 30.96 \frac{kN}{m} = 94.4 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$n_{k.s} := 19.18 \frac{kN}{m} \cdot 4 + 23.65 \frac{kN}{m} = 100.37 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$s_{k.v} := 6.95 \frac{kN}{m} \qquad s_{k.h} := 7.21 \frac{kN}{m}$$

$$w_{k.v} := 3.65 \frac{kN}{m} \qquad w_{k.h} := 4.45 \frac{kN}{m}$$



Bjælkernes længder:

$$l_v := 3.69m \quad l_h := 3.9m \quad l_s := 7.2m$$

For maksimal lasttilfælde må det anses at lasten til søjlen vil være 5/8 af spændet, svarende til at bjælken der ligger af på søjlen er indspændt.

Bygnignens karakteristiske laster:

$$G_{k,b} := \frac{5}{8} \cdot (g_{k,v} \cdot l_v + g_{k,h} \cdot l_h + g_{k,s} \cdot l_s) = 3096.66 \cdot kN$$

$$N_{k,b} := \frac{5}{8} \cdot (n_{k,v} \cdot l_v + n_{k,h} \cdot l_h + n_{k,s} \cdot l_s) = 899.48 \cdot kN$$

$$S_{k,b} := \frac{5}{8} \cdot (s_{k,v} \cdot l_v + s_{k,h} \cdot l_h) = 33.6 \cdot kN$$

$$W_{k,b} := \frac{5}{8} \cdot (w_{k,v} \cdot l_v + w_{k,h} \cdot l_h) = 19.26 \cdot kN$$

Fundamentets og søjlens egenlast:

$$G_k := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot (b \cdot h \cdot l + 25.42m \cdot 0.42m \cdot 0.42m) = 448.98 \cdot kN$$

Regningsmæssig lastkombinationer:

$$V_d := 1.1 \cdot [G_k + G_{k,b} + 1.5 \cdot 0.68 \cdot N_{k,b} + 1.5 \cdot 0.3 \cdot (S_{k,b} + W_{k,b})] = 4935.58 \cdot kN$$

Moment

$$M := V_d \cdot 20mm = 98.71 \cdot kN \cdot m$$

$$e_t := \frac{M}{V_d} = 20 \cdot mm$$

Effektiv areal:

$$b' := b - 2 \cdot e_t = 3460 \cdot mm \quad l' := l - 2 \cdot e_t = 3460 \cdot mm$$

$$A' := b' \cdot l' = 11.97 \cdot m^2$$

### Ler i korttidstilstanden

Det er i normen angivet at der skal kontrolleres både for korttids- og langtidstilstanden, men at der for ler kun skal kontrolleres for korttidstilstanden da jorden er forkonsolideret pga. jordens alder er Glacial.

$$s_{c,0} := 1$$

Hældningsfaktor for lertilfældet grundet vandret last:

$$i_{c,0} := 1$$

$$N_{c,0} := 5.14$$

$$q'_1 := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.35\text{m} + 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (h - 0.4\text{m}) = 15.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R'_1 := (s_{c,0} i_{c,0} N_{c,0} c_{u,d} + q'_1) \cdot A' = 4970.34 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_d}{R'_1} = 0.99 < 1.0$$

Punktfundamentets dimension er heraf OK!

### 3.4.5 Aftrapning af grundvandssænkning

Der kontrolleres for hvilken etage at grundvandsænkningen kan aftrappes. Det tillades at huldækselamenter og betonelementer alene må bidrage til modvægt af vandtryk.

Kontrollen foretages hvor det største løft forekommer. Yderligere foretages kontrol for søjlerne i modullinje 10.1(H & I), da søjlerne kun forekommer i kælderen.

#### Laster

Løft fra vandtryk, fratrukket dækkets og linjefundamentets egenlast:

$$q_d := 46.46 \frac{kN}{m} \cdot 2 - 0.9 \cdot 0.5m \cdot 1.2m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 79.96 \cdot \frac{kN}{m}$$

Største løft der forekommer ved søjlen:

$$Q_d := \left( \frac{7.2m}{2} + \frac{5}{8} \cdot 14.3m \right) \cdot q_d = 1002.5 \cdot kN$$

Egenlast af punktfundament:

$$G_{k.f} := 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.5m \cdot 3.5m \cdot (1.1m - 0.35m) = 220.5 \cdot kN$$

Last fra opliggende dækelementer på Stuen fra dækplaner og laster:

$$G_{k.o.v} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{3.6m}{2} = 26.57 \cdot kN$$

$$G_{k.o.h} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{(7.2m \cdot 2)}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} = 106.27 \cdot kN$$

$$G_{k.o.n} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{3.9m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} = 28.78 \cdot kN$$

Last fra opliggende dækelementer på 1.sal fra dækplaner og laster:

$$G_{k.1.v} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{3 \cdot 3.6m}{5} = 31.88 \cdot kN$$

$$G_{k.1.s} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} = 53.14 \cdot kN$$

$$G_{k.1.n} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \frac{3.9m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} + \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.6m \right) = 52.77 \cdot kN$$

Last fra opliggende dækelementer på 2.sal fra dækplaner og laster:

$$G_{k.2.v} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{8.7m}{2} \cdot \frac{3 \cdot 3.6m}{5} = 38.52 \cdot kN$$

$$G_{k.2.h} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{8.7m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} = 64.21 \cdot kN$$

$$G_{k.2.n} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \frac{3.9m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} + \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.6m \right) = 52.77 \cdot kN$$

Last fra opliggende dækelementer på 3.sal fra dækplaner og laster:

$$G_{k.3.v} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{8.7m}{2} \cdot \frac{3 \cdot 3.6m}{5} = 38.52 \cdot kN$$

$$G_{k.3.h} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{8.7m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} = 64.21 \cdot kN$$

$$G_{k.3.n} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \frac{3.9m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} + \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.6m \right) = 52.77 \cdot kN$$

Last fra opliggende dækelementer på 4.sal fra dækplaner og laster:

$$G_{k.4.v} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{8.7m}{2} \cdot \frac{3 \cdot 3.6m}{5} = 38.52 \cdot kN$$

$$G_{k.4.h} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{8.7m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} = 64.21 \cdot kN$$

$$G_{k.4.n} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \frac{3.9m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} + \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{5}{8} \cdot 2.6m \right) = 52.77 \cdot kN$$

Last fra opliggende dækelementer på tag fra dækplaner og laster:

$$G_{k.t.v} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{8.7m}{2} \cdot \frac{3.9m}{2} = 34.78 \cdot kN$$

$$G_{k.t.h} := 4.1 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{8.7m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} = 64.21 \cdot kN$$

$$G_{k.s} := 0.42m \cdot 0.42m \cdot 25.42m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 112.1 \cdot kN$$

Samlede egenlast ved søjlen med alle etager:

$$G_d := 0.9 \cdot \left( \begin{array}{l} G_{k.f} + G_{k.0.v} + G_{k.0.h} + G_{k.0.n} \dots \\ + G_{k.1.v} + G_{k.1.s} + G_{k.1.n} \dots \\ + G_{k.2.v} + G_{k.2.h} + G_{k.2.n} \dots \\ + G_{k.3.v} + G_{k.3.h} + G_{k.3.n} \dots \\ + G_{k.4.v} + G_{k.4.h} + G_{k.4.n} \dots \\ + G_{k.t.v} + G_{k.t.h} + G_{k.s} \end{array} \right) = 1077.73 \cdot kN$$

Ligevægt:

$$G_d - Q_d = 75.24 \cdot kN > 0.0 \quad \text{OK!}$$

Aftrapning af grundvandssænkning kan foretages når dele bygningen er opført med betonelementerne.

### De 2 søjler der kun fremstår i kælderniveau foretages der særskilt undersøgelse:

Opløft ved søjlerne:

$$Q_{d.2} := q_d \left( \frac{7.2m + 11.1m}{2} \right) = 731.63 \cdot kN$$

Søjletilfælde I:

$$\begin{aligned} G_{d.2.1} &:= 4.41 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{7.2m}{2} \cdot \left( \frac{7.2m + 11.1m}{2} \right) \dots = 289.74 \cdot kN \\ &+ 4.41 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{11m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} \dots \\ &+ 4.41 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{7.2m}{2} \end{aligned}$$

Søjletilfælde II:

$$\begin{aligned} G_{d.2.2} &:= 4.41 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{(7.2m + 7.2m)}{2} \cdot \frac{11.1m}{2} \dots = 290.53 \cdot kN \\ &+ 4.41 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{7.2m}{2} \cdot \frac{(7.2m + 7.2m)}{2} \end{aligned}$$

Fundamentets og søjlens egenlast:

$$G_{d.2.0} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.89m \cdot 0.42m \cdot 0.42m \dots = 237.65 \cdot kN$$
$$+ 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.5m \cdot 3.5m \cdot (1.1m - 0.35m)$$

Ligevægt:

$$0.9 \cdot (G_{d.2.0} + G_{d.2.1}) - Q_{d.2} = -256.98 \cdot kN < 0.0$$

Der skal således forankres for 260 kN ved disse 2 søjler.

Det undersøges hvor meget fundamentets dimension skal øges ved de 2 søjler for at sikre at bygningen ikke løfter:

$$G_f := 0.9 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.5m \cdot 3.5m \cdot 1m = 264.6 \cdot kN$$

Ligevægt:

$$0.9 \cdot (G_{d.2.0} + G_{d.2.1}) - Q_{d.2} + G_f = 7.62 \cdot kN > 0.0$$

Punktfundamentet ved søjlerne i modullinjen 10.1 (H & I) skal fundamentet være  $b = 3,5 \text{ m}$ ,  $l = 3,5 \text{ m}$  og  $h = 2,1 \text{ m}$ .

## Litteratur

[13] Expan,

*Trækorankring af vægelementer*, Besøgt d. 21.11.2015,

<http://www.expan.dk/projektering/statik/stabilitet/lodret-forankring-af-vaegelementer-vaeltning/>

[14] CRH Concrete A/S,

*Vejledning - Anvendelse af korrugerede rør i vægge*, 21.08.2013, Rev. 08.07.2015,

[http://www.expan.dk/wp-content/uploads/Vejledning-i-anvendelse-af-korrugerede-r%C3%B8r-2015-1-rev-jul15\\_godkendt.pdf](http://www.expan.dk/wp-content/uploads/Vejledning-i-anvendelse-af-korrugerede-r%C3%B8r-2015-1-rev-jul15_godkendt.pdf)

## **Del III**

# **Konklusion og ændringer**



## Konstruktionsændringer

På baggrund af beregninger og forudsætninger dertil, er der foretaget konstruktionsændringer for at simplificere bygningens opbygning og sikre lastfordelingen kan foretages uden større deformationer.

### **Fjernede elementer**

Søjlen ved modul 10.1(C) fra arkitekttegningen var placeret på 4. sal til og med 1. sal, anses at være bedre stillet ved at fjerne søjlen og i stedet anvende en bjælke, der spænder fra modul C(9.1) til C(11.1), som erstatning.

### **Tilføjede eller redigerede elementer**

Etageadskillelsen mellem stuen og kælderen i atriet, fremkommer der relative store spænd og laster, at der må placeres 2 nye søjler i modullinjen 10.1(H & I) for at imødekomme problemet.

Søjlerne ved modullinje L(9.1-12.1) er grundet lasten på udkragningen af ovenstående etager og kældervæggen rykket længere ud mod facaden, så søjlernes udvendige overflade vil flugte med kældervæggens udvendige overflade.

Hvor alle søjlerne skal understøttes på kældervæggen, skal væggens tykkelse øges til 400 mm i en længde på 1 m for at tilgodese væggens udbøjning og belastning.

## Diskussion

Projektet beskæftiger sig med et aktiv projekt, der vil stå færdigt i sommeren 2016. Projektet har haft fokus på hovedbygningens lodrette og vandrette stabilitet, hvoraf ændringer i bygningen har været foretaget af forskellige karakterer, som fjernelse af tilbygninger og gangbroer.

Lodret lastnedføring blev sikret ved at udarbejde en lastplan, da huldækselementerne spændte i forskellige retninger med forskellige laster, og blev understøttet på søjler og vægelementer, hvoraf en analytisk vurdering kunne foretages til at bestemme de kritiske elementer. Det blev heraf vurderet, at der måtte udarbejdes en dækplan, der kunne anvendes til bestemmelse af lastplanerne. Dog kan det altid diskuteres, hvorvidt omfanget af optegningen var nødvendig, hvis der i stedet var lavet simple opdelinger med spændretninger der ligeså kunne løse problemstillingen.

Der er på baggrund af lastnedføringen foretaget beregninger af bærende bjælker med store spænd og hvor bjælken forekom udkraget med større laster, hvor det blev vurderet, at Deltabjælken ikke kunne sikre den fornødne styrke eller tilgode-se udbøjningskravet. Dog burde Deltabjælkenes evner kontrolleres, i forhold til at kunne varetage de beregnede bjælkers opgave, hvilket kunne have resulteret i en mere ensartet opbygning, eller reduceret bjælkehøjde ved kombination af betonbjælke og Deltabjælke, og derved give mere plads til installationer. Dog vil dette være mere komplekst at foretage beregninger af, da konstruktionen skulle analyseres som kompositmaterialer i 2-delte bjælker, hvilket vil tage for meget af fokuset frem for at sikre bygningens genrelle lastnedføring.

Beregninger af søjlevirkning består i projektet kun af beregninger for kældervæg med excentrisk belastning og jordtryk, hvoraf det førte til øgede vægtykkelser for de steder, hvor søjlerne understøttes på væggen. Denne løsningsform er en af mange og kunne løses på andre måder. En af måderne kunne være, at søjlen i stedet var gennemgående, så kældervæggen blev støbt op af søjlen. Søjlen skulle heraf beregnes for jordtryk og normalkraft, hvor kældervæggen blev forankret til søjlen og kun bliver belastet af linjelaster og jordtryk. Forekom det muligt at ændre løsningsforslaget, ville denne metode være at foretrække, da det vil give en mere ensartet lastnedføring og muligvis en reduktion af armering, som forekom realtiv store ved projekteringen, ift. erfaring fra tidligere projekter samt iht. beregning efter tilfælde I.

Projektet omfatter ikke beregninger af betonvæg og betonsøjler, hvoraf disse elementers konstruktive udformning ikke kendes. Bevist er dette frataget, da beregningsmetoden er identisk med beregning af kældervæggen, hvor søjlen til forskel er belastet med punktlaster. Der blev i stedet fokuseret på robusthed med lodret

trækarmring, som omtales senere. Dog skal det prioreres, at der blev påbegyndt beregning af en søjle, men at der fremkom flere fejl med hensyn til lastarrangementet og bestemmelse af bæreevne, hvorfor det ikke gav mening at inddrage den i projektet.

Kældergulvet er beregnet som enkeltspændte plader, hvilket i modsætning til dobbeltespændte plader kan give et større armeringskrav. Dog har det den konstruktive fordel at, opbygningen af fundamentet vil forekomme simple og med færre linjefundamenter til understøtning af gulvet, samt analysen af vandtryk var nemmere at begribe, ved at lasterne kun foregik i én retning, frem for at der skulle foretages efter 2 spændretninger. Dette linjefundament skulle dimensioneres som en kontinuertlig bjælke, for at forudsætninger mod løft kunne tilgodeses. Dog er det bevist, at dette ikke blev medtaget, da beregninger vil minde om udkrænkning af bjælken, hvor bjælken skal dimensioneres for armering i oversiden og undersiden.

Fundamenterne er beregnet efter brudgrænsetilstand med lertilfælde, da de geotekniske rapporter kun viste moræneler ved hovedbygningen, hvorfor det blev vurderet unødvendigt at beregne for sandtilfældet, da der ikke forekom meget sandede moræneler i området.

Grundet fundamenternes og lasternes størrelse burde anvendelsesgrænsetilstanden mht. deformationsberegninger foretages. Grundet laststørrelserne kunne der fremkomme større deformationer i leret til, at det kunne få konsekvenser for bygningen i lokale eller globale områder. Der bør derfor foretages beregninger af fundamenternes sætning i jorden og vurdering af den enkelte sætning og bygningens samlede sætning, i henhold til om bygningen vil sætte sig markant i lokale områder eller om hele bygningen i sammenhæng vil sænke sig. Dette blev ikke en del af projektet.

Vandret lastnedføring blev foretaget på baggrund af reduceret vindlast for begge retninger på bygningen, hvor fordelingen blev foretaget af dækskivefordelingsmetoden, eller bedre kendt som  $\alpha$  - metoden. Grundet placeringen af vægfelterne i bygningen var det fordelagtigt at anvende denne metode, da det er muligt at opfylde forudsætningerne.

En anden måde at optage lasterne på kunne være gennem søjlerne, da de fremkommer taktisk placeret. Dog er det vurderet, at bygningen vil være bedre stillet ved optagelse af laster gennem tværvægge frem for søjlerne pga. deformationen af elementerne. Bygningen fremkommer heraf stivere mod udbøjning ved optagelse af vandret last gennem vægge frem for ved søjler.

Dækskiveberegningerne er foretaget ved bjælke-rammemodeller, hvoraf enkelte vægfelte fremkom som reaktioner og de resterende vægfelte som punktlaster. Lastfordelingen fremkom troværdig i hht. de statiske ligevægtsligninger, men taget i betragtning af dækskivens udformning burde løsningsforslaget være foretaget

af stringermodellen. Det blev her vurderet på baggrund af antallet af overtallige, at fokus vil blive for stor på stringermodellen frem for en generel sikring af lastnedføringen af projektet.

Beregninger af konstruktionselementer er ikke blevet visualiseret ud over konstruktionsplanerne. Her tænkes der på armeringsplaner og detaljer af bjælke-, søjle- og vægarmering. Disse bør i et reelt projekt være angivet, så entrepræneren får bestilt den rigtige udførsel, da der ellers nemt kan ske misforståelser med projekter af denne størrelsesorden for bjælker, da armering i søjler og vægge oftest er identiske for alle elementerne. Disse blev vurderet til at være af mindre betydning, da de kan udarbejdes af en konstruktør eller teknisk designer, på baggrund af skitser.

Projektgrundlaget fra arkitekten, som mere var et dispositionsforslag, var fyldt med flere fejl. Hvis konstruktionen skulle opbygges af disse tegninger, ville nogle af beregningerne være fejlbestemt eller fremkomme overdimensioneret pga. elementerne var forskudt fra deres reelle plads. Det blev derfor vurderet, at der måtte udarbejdes nye arkitekttegninger for at have et godt projektgrundlag. Nødvendigheden for facadetegninger var måske ikke så højt, hvoraf disse kunne nedprioriteres iht. kun at lave en detalje for ovenlysvinduerne, da det var det, de blev brugt til. Grundet ovenstående har det været nødsaget at afgrænse detaljetegninger og -beregninger for projektet, hvor fokus især er beregningerne. Tegningerne er ikke så reelle igen, da byggeriet er et klassisk betonelementbyggeri, hvoraf det kun vil være nødvendigt med enkelte detaljetegninger som for den udkragede bjælke i vægfeltet, eller stålsøjlen understøttet på søjlens konsol.

## Konklusion

Hele projektets formål var at opfylde problemstillingen, der lød som følgende:

*Hvilke tiltag skal foretages for at sikre lodret og vandret lastnedføring af bygningen i hht. gældende normer og Eurocode?*

Projektet blev i projektgrundlaget henført til høj konsekvensklasse. Dette har betydet, at der ved projekteringen af byggeriet har været ekstra sikkerhedsforanstaltninger, der skulle varetages i form af en øget regningsmæssig lastkombination på 10 % , da  $K_{FI} = 1,1$ , hvilket der er taget højde for.

Ligeledes er robusthedkravene i byggeriet skærpede, heraf lasterne for trækforbindelserne der er fastlagt til det dobbelte i forhold til henvisning til lav eller normal konsekvensklasse, hvilket er blevet bestemt i projektet. Yderligere skulle der, grundet bygningen er i 5 etager, foretages beregninger af lodrette trækforbindelser, hvoraf det skulle sikres, at etagen over den kollapsede etage kan optage lasten fra et 3 m vægfelt eller søjle med tilhørende dækelementer. Dette krav er blevet tilgodeset ved anvendelse af en kvantitativ beregningsmodel fra bogen "Bygningsberegninger".

Ved lodret lastnedføring, blev lastfordelingen sikret ved udarbejdelse af en lastplan og derfra fordelt til bærende betonvægge, søjler og tilhørende bjælker af stål og beton. heraf er der foretaget de nødvendige beregninger af enkelte konstruktions-elementer, heraf udkragede betonbjælker, stålbjælker af standarder og opsvejste, kældervægge mod ovenstående laster og jordtryk, samt kældergulv mod nyttelast og vandtryk. Det er hermed muligt at optage de lodrette laster i projektet og føre dem til fundamentoverkanten, såfremt der foretages projektering af en betonsøjle og 200 mm betonvæg efter samme princip som ved beregning af kældervæggen.

Ved vandret lastnedføring blev vindlasten, fordelt af  $\alpha$  - metoden til de valgte stabiliserende vægfelte, optaget ved at trækforankre vægfelterne og herved blev lasten ført til fundamentsoverkant.

Lasterne fra lodret og vandret lastnedføring er herefter optaget gennem stribe- og punktfundamenter af forskellige størrelser, hvoraf det er sikret, at de har den fornødne bæreevne på moræner, som bygningen står på. Dog bør der foretages beregninger af sætninger, da lasterne er relative store.

Det er sikret, at byggeriet, med de beregnede fundamenter, kan optage lasten fra stabilitet til fundamentsunderkanten.

Bygningen bliver opført med kældergulv under grundvandspejlet, hvoraf der, på baggrund af en enkelt søjleberegning, kan konkluderes, at bygningens egenlast fra betonelementerne vil være nok til at modvirke vandtrykket til, at aftrapningen af grundvandsænkningen kan foretages, når de sidste elementer er opført på tag-

konstruktionen. Dog bør der foretages en beregning med fokus på bygningen som helhed mod løft fra vandtrykket.

Det kan hermed konkluderes, at det er muligt at opbygge konstruktionen til at optage de lodrette og vandrette laster, såfremt der foretages beregninger af de manglende elementer og samlinger.



# **Del IV**

# **Bilag**



# Bilag A

## Materialemappe

EAL - CAMPUS ODENSE  
MATERIALEOVERSIGT



## INDHOLDSFORTEGNELSE

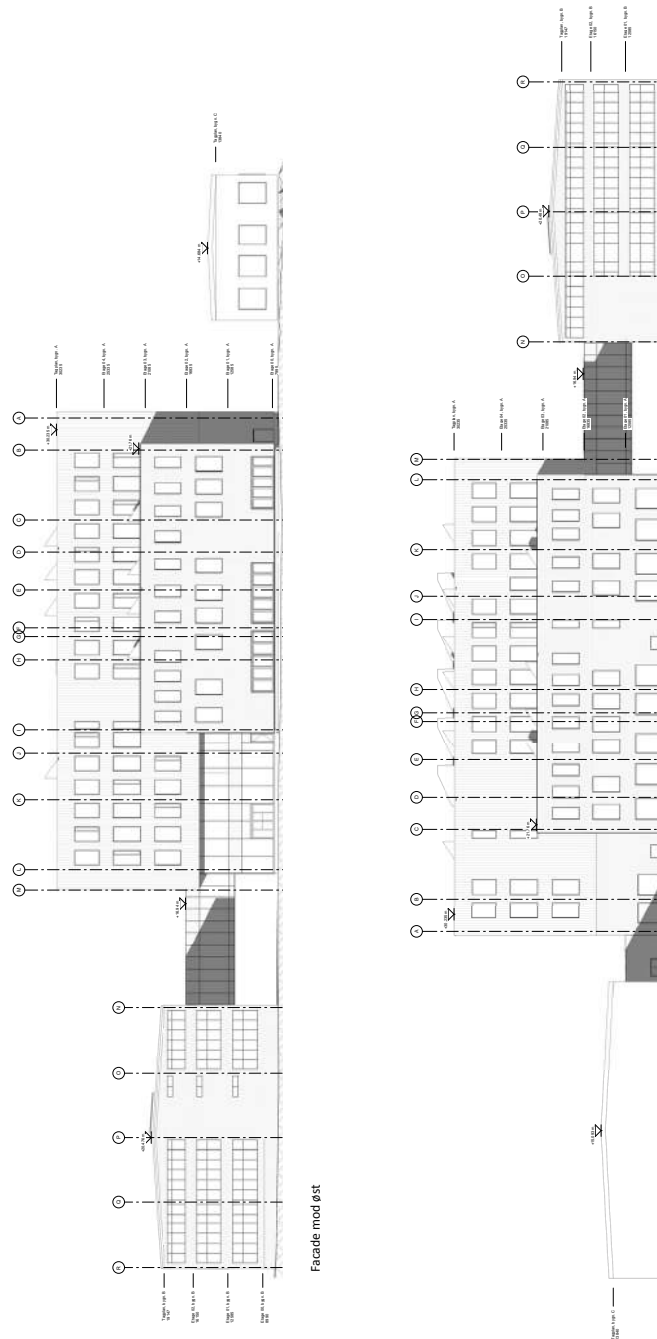
<b>1.0 UDVENDIGE OVERFLADER</b>	
1.1 Udtryk	03
Facadetegninger	04-05
Base facade	06
Lanterne facade	07
Facade udsnit	08
Eksisterende bygn. B + forbindelsesbygn.	09
Taghaver	10-11
1.2 Tag	12
Tagplan	13
<b>2.0 INDVENDIGE OVERFLADER</b>	
2.1 Trapper	16
2.2 Overflader loftet	17
Lofttype oversigts planer	18-23
2.3 Overflader vægge	24-25
2.4 Overflader gulve	26
Gulvtype oversigts planer	27-32
<b>3.0 BELYSNING</b>	
3.1 Principielle rumtegninger	xx-xx
<b>4.0 MATERIALEVURDERING</b>	
4.1 Gulve	
4.2 Loftet	
4.3 Facade	

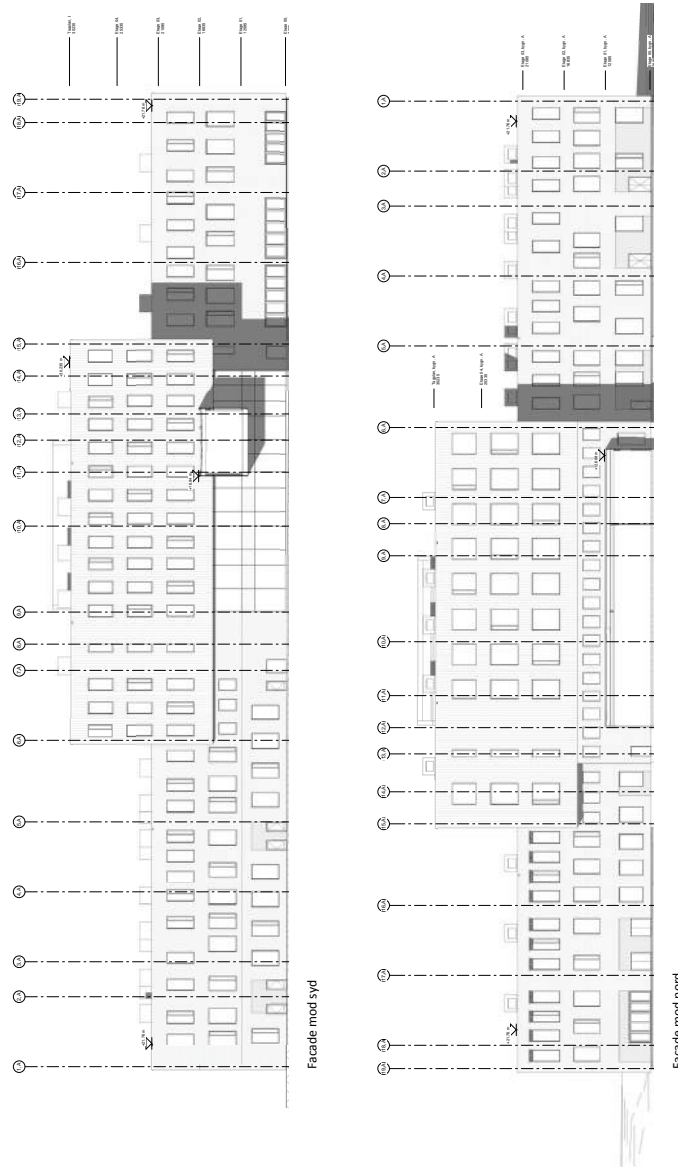


Ankomst forplads

## UDEVENDIGE OVERFLADER

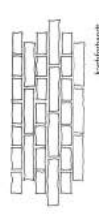
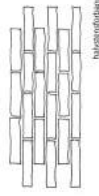
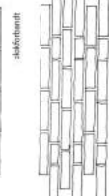
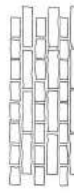
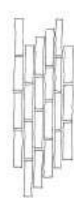
Sammenbinding, tilføjelse og nyskabelse til eksisterende bygningsmasse har været et omdrejningspunkt ved behandling af nybyggeriets facader. Det er intentionen, at basen skaber det materialemæssige slægtskab, ved brug af tegl og glas til den eksisterende administrationsbygning. Den centrale del af bygn. A, 'Lanternen' har et andet afsæt, den er det centrale samlende rum, der eksponeres over basen, som en præcis let og reflekterende enhed. Lanternens stofflig homogen facade, der med et enkelt materiale, aluminium, varierer i udtryk og overflade fra matte til reflekterende felter. Lanternen kontrasterer basen i tegl og bliver et visuelt pejlemærke i den grønne kile.





### BASE FACADE (BYGN. A)

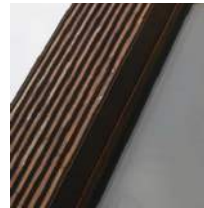
Basens facader opføres i tegl af høj kvalitet, der skaber slægtskab til de eksisterende teglbygninger i området og udtrykker robusthed og håndværk. Teglen indgår som et aktivt læringsredskab, da der arbejdes med forbandet på de forskellige facadeorienteringer og teglens evne, som homogen flade at skabe dybde og relief. Teglen opføres foran isoleret beton bagmur, der opfylder facadens konstruktive og termiske krav. Teglen afsluttes mod terræn med hårtråbrændt tegl og evt. et standerskitte. Langs facaden i terræn læves en facaderende i beton. Facaden brydes af døre og vinduer med indvendig ramme af malet træ og udvendigt af aluminium. Vinduerne udføres med dyb siddende iche. Herudover er der mulighed for at udføre vinduet med et sidehængt oplukkeligt parti. Solafskærmningen er en udvendig screen integreret i facaden, så den ikke visuelt er synlig, når screenen er parkeret.



Uensartede tegl med varierende farvespil i røde og blålige toner. Farve på fugemørtel afblæres på mockup



Vindfang med glasvæddøre i inatretoværet aluminium profilsystem. Indvendig fuldglasskiver monteret i indfældet skinner mod gulv og loft. Varmetæppe indræddet i loft.



Udvendig screen integreret i facade, så den ikke visuelt er synlig, når screenen er parkeret.



Døre og vinduesprofiler i facaden udføres i alu/træ. Udvendig profil i alu, indvendigt malet træ.



Der arbejdes med forskellige forbandt og relief virkning i murværket.



Murkronen afsluttes med alu. indfældning og mod terræn et standerskitte i hårtråbrændt tegl.

## LANTERNE FACADE

De øverste etager i bygn. A, 'Lanternen' beklædes med profilerede, reliefskabende aluminiumsplader. Aluminiumspladerne tænkes at fremstå matte og homogene, men med et skyggespil i små forsatninger, alu-pladerne skal studeres i forhold til relief, farve og overflade.

Den bagvedliggende facade tænkes opbygget af sandwichelementer eller beton-elementer, der opryder facadens konstruktive og termiske krav. Elementerne spænder over en etagehøjde og fastnes til etage dæk. I facadeelementerne monteres vinduer med indvendig ramme af malet træ og udvendigt af naturelroveret aluminium. Vinduerne udføres med bundplade i krydsfinér med synlige finér i front. Herudover er der mulighed for at udføre vinduet med et sidehængt, oplukkeligt parti.



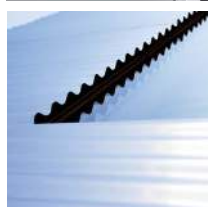
Naturelroveret aluminiumsplader med synlig montering.



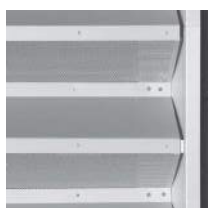
Aluminiumspladerne i facaden bukes, således at de i løbet af dagen fanger lyset og reflekterer himmellyset.



Døre og vinduesprofiler i facaden udføres i alu/træ. Udvendig profil i naturelroveret alu, indvendigt malet træ.



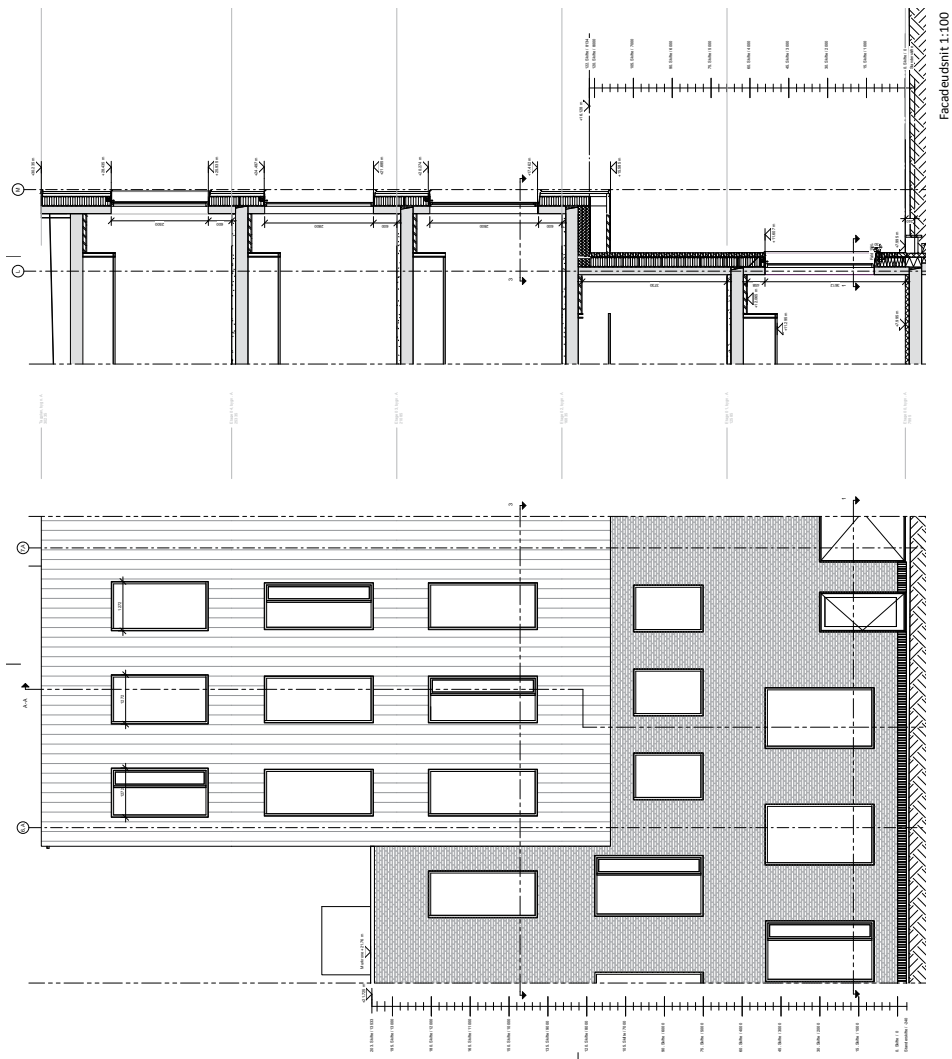
Udvendig screen integreret i facade, så den ikke visuelt er synlig, når screenen er parkeret.



Alufacaden afsluttes i top og bund med en tydelig horizontal linje, der kan skabe en skygenoot i overgang til basebyggn.



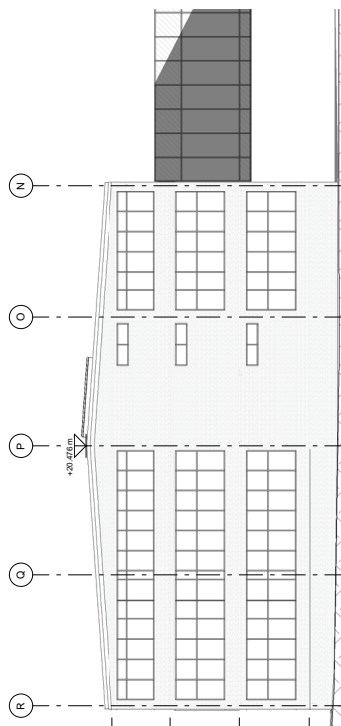
Alubeklædningen tænkes at fremstå med et skyggespil i buk eller små forsatninger, der studeres i næste fase.





### EKSISTERENDE BYGN. B OG FORBINDELSBYGN. AB/AC

Facaden på bygning B, den forhenværende administrationsbygning bevares og de facade dele, der skal lukkes efter nedrivning af tilstødende bygninger, udføres iht. den eksisterende facade med forbandt, fuger og 20% genbrugstegl blandet med beslægtede nye tegl. Sammenbygningen mellem den nye bygningsmasse og den eksisterende ud-føres som transparente elementer. Mellem bygning A og eksisterende bygn. B er det en studiebro på etage 01, og mellem bygning A og de eksisterende haller, bygn. C, er der et fleksibelt fællesareal i stueplan. Begge sammenbygninger udføres med glasfacader og grønne tage. Studiebroens underside belægges med alukasetter i stægskab med facadeprofilerne. I bygning C tilføjes nye åbninger i facaden og gavlen mod den grønne kile foreslås med en stor andel af glas. I bygn. B foreslås det, at der i Studiebroens flugt isættes et større vinduesparti fra gulv til loft i modstående facade mod en eventuel senere udbygning.



Facade bygn. B mod ankomstplads.



Vinduerne i bygn. B er fra 2007 og ønskes bevaret, det undersøges hvorledes lykrævet til ruden kan opnås.



Kontrast og sammenbinding er nøgleord i mødet mellem nyt og eksisterende.



Der anvendes 20% genbrugstegl blandet med beslægtede nye tegl til at genskabe manglende facade dele i den eksisterende bygn. B



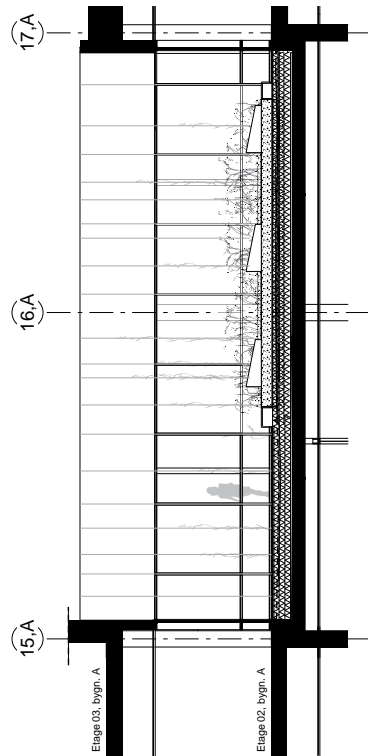
Døre og vinduesprofiler i facaden udføres i natur eloxeret aluminium.



Den krydsende Studiebro mellem bygn. A og B foreslås let og transparent med profiler i slu/slå, broen underside er belægt med alluplader.



Eksisterende hal bygn. C åbnes med glaspartier mod den Grønne Kile og der parter til det nye campus.



**TAGHAVER**  
**BYGN. A ETAGE 01 + 02**

På etage 01 er en taghaver tilgængelig ved biblioteket og på etage 02 er ligeledes en beskyttet taghaver et pauserum for det daglige personale. Begge taghaver supplerer de underliggende arealer med dagslys. Det anbefales, at 'haver' opbygges omkring og i samspil med ovenlys, og at terrassen udlignes med hårdt træ, for at opnå en overflade, der er holdbar og modstandsdygtig over for råd og svamp samt nem at vedligeholde og omkostningseffektiv.



Facader mod taghaverne udføres med fuldglæs i naturlooveret alu/alu profiler og sikre dagslys til de tilstødende arealer.



Døre i facaden i glas med naturlooveret aluminiums ramme. Det anbefales min. to pr taghaver, for en let adgang til de grønne rum.



Trædæk udføres med bæredygtigt certificeret hårdt træ ovenpå færdig tagpap.



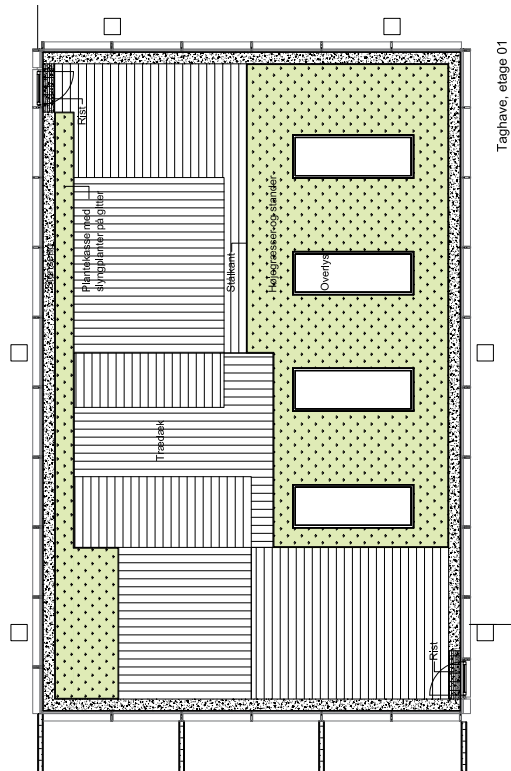
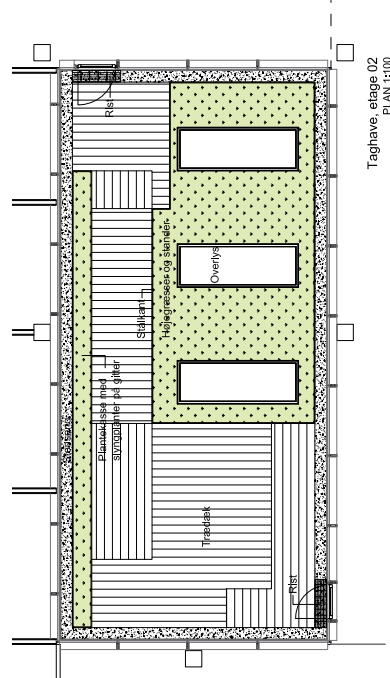
Ovenlys i opbygning med grønt. Inddækningen af ovenlysene foreslås natureloveret alu.



Urter og høje græsser.

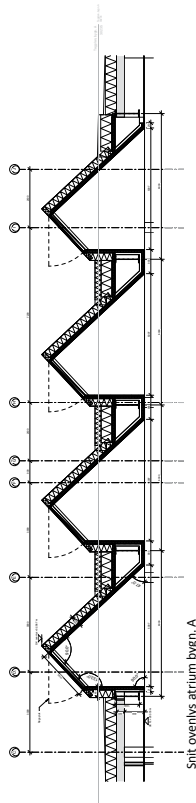


Orsponndt wiresystem på glasfacade profiler min. 60 cm fra facade, der med tiden bliver bevakset med slyngplanter og kan filtrere dagslyset gennem løv fra eks. bladegn.



### TAG SOLCELLER OG GRØNNE TAGFLADER

'Lanterner' på den centrale del af byggn. A udføres med ovenlys over atrierummet. Ovenlyset udføres som stålkonstruktion, bærende stålbjælker, der spænder over bredden af atriet og stållojler der spænder mellem bjælkerne. Ovenlyset sikrer dagslys til det underliggende navesareal. Det resterende tagareal på 'Lanterner' forsynes med et solcelleanlæg, tagfladen er tilgængelig fra den ene trappe. Den lavere del af byggn. A udføres med grønne tagflader. Der anvendes egnede planter som giver et frodigt udtryk og som vil bestå af forskellige slags sedumarter, urter og visse græsarter. Beplantningen etableres i en særlig tagjord som holder på vandet og gør betingelserne for ukrudt vanskelige. Når beplantningen er etableret, er vedligeholdelsen begrænset til én til to inspektioner om året. Der er adgang til de grønnetage fra etage 03.



Snit ovenlys atrium byggn. A



Ovenlys over atrium af 3 lags termoruder, frit spændt fra bjælke til bjælke. Fast størtelse omh. 1800 mellem profiler, hvor der ikke er opluk.



Solcelleanlæg placeres på tag af 'Lanterner' (byggn. A).



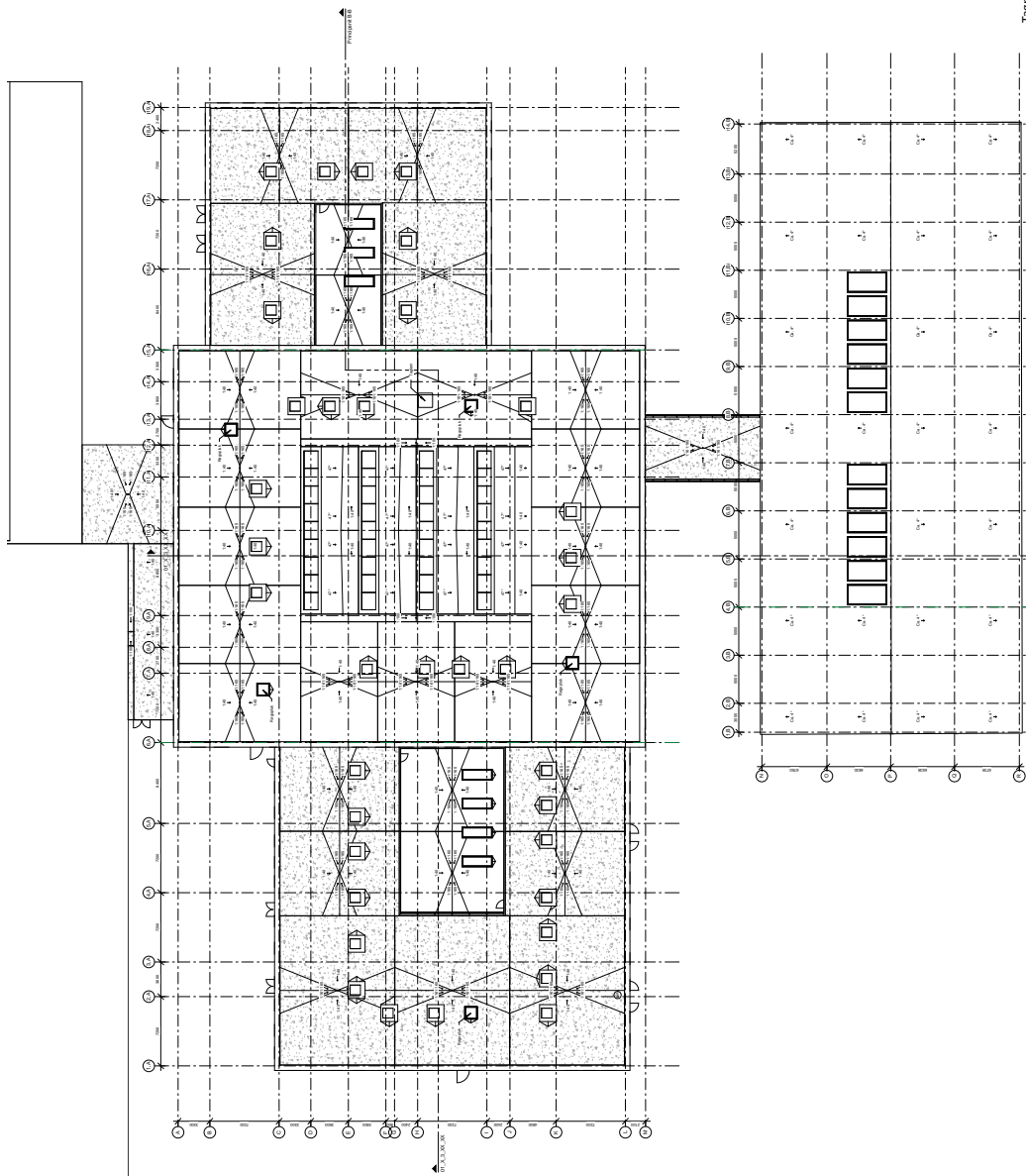
Tagpap indrækker ovenlys og danner underlag for solceller på tag af 'Lanterner' (byggn. A).



Ovenlys integreres i den grønne tagflade og indrækkes med natur-elobøret aluminium.



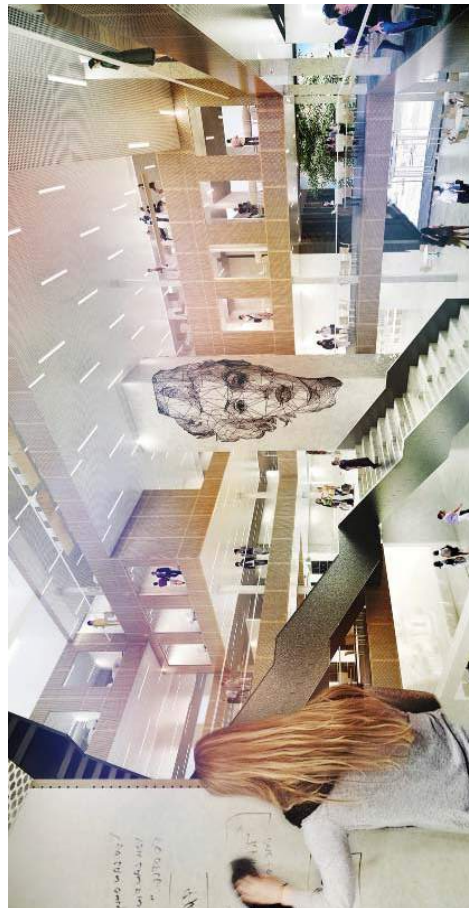
Bærens tag og tag på Studieleiro, samt sammenbygningen til byggn. C er grønne tage med sedum, urter og græsser.



Tagplan 1 : 100

### INDVENDIGE OVERFLADER

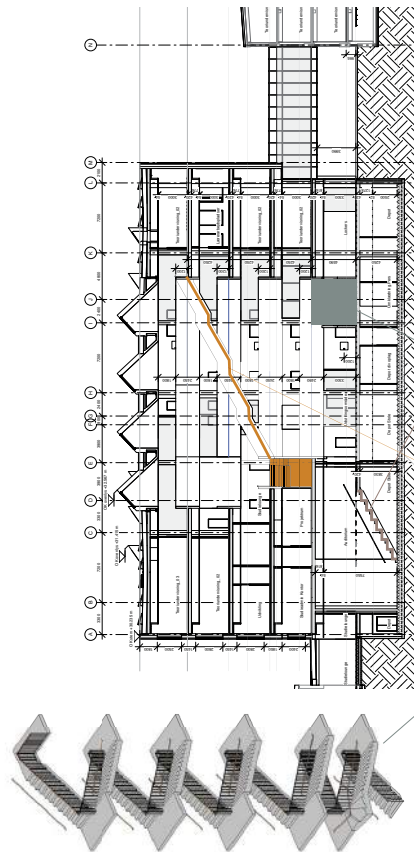
Det er en bevidst tilgang, at interiøret med robust og slidstærke materialer skal udtrykke "værkstedsstemning", med overflader som beton, krydsfiner, linoleum og træbeton. Varme og sunde materialer der kan tage imod det mangfoldige campus. Ved at styrke en særlig identitet i fællesområderne, som kontrasteres af overflader og farver i studieområderne, opnås en variation og tydelighed, som styrker rumlighederne og orientering, wayfinding rundt i campus. Med fokus på indeklimaet er de vigtigste faktorer i forhold til materialevalg robusthed, fleksibilitet, nemt at rengøre, akustik samt at minimere afgasning. Der stræbes efter materialer, som begrænser miljøbelastningen i produktion, samt materialer med en lang holdbarhed og levetid i bygningen.





### TRAPPER, KERNER OG SØJLER SYNLIGE INDRE BETONELEMENTER

Den synlige beton i det indre er med til at styrke 'værkstedstemningen'. Som vertikale elementer er det søjler, elevatorkerne og trapper der udføres i formglat beton. I kontrast til det betonen er alle håndlister forslåede i træ, et blødt og varmt materiale der møder hånden. Elevatorkernen, der er et markant element i arnet, skal have en særlig opmærksomhed. Det undersøges om overfladen skal være glat, struktureret eller med relief.



3D Trappe T2,A

Snit gennem atrium og auditorie



Søjler, Stømkantet, betonelement. Overflade formglat lys beton, farve aflæses på prøve.



Elevatorkerne af betonelementer. Overflade lysfarve der lukkes med voksbehandling. Et relief i betonelementerne undersøges. (ekt. kunstmidler)



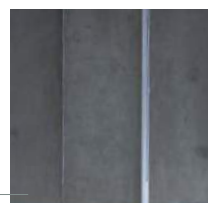
Glasværn med stålbalustre og massiv træhåndliste.



Auditorietrappe udføres som betonelement med afslutning 2, mat forsegler til hård belastning, der istøbtes profileret forkant. Auditoriegulvet er en let oplygning i træ. Trægulv som færdig gulvoverflade. Håndliste i massiv træ monteres på væg.



Atriumtrappe udføres fra etage 00-01 som betonelement med afslutning, der istøbtes profileret forkant. Monteres med afstand til væg på max. 30 mm. Gåkanaleret stål værn med træhåndliste.



Atriumtrappe udføres som betonelement med afslutning, der istøbtes profileret forkant. Monteres med afstand til væg på max. 30 mm. Gåkanaleret stål værn med træhåndliste.



## OVERFLADER LOFTER

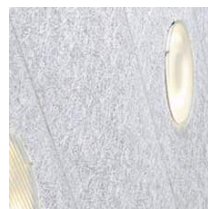
Det er loftarealet der generelt yder den største akustiske regulering. I undervisningsmiljøer er akustikken særlig vigtig og for et godt lydmiljø må det overvejende loftareal derfor være en absorberende overflade. Med dette fokus er robuste og enkle loftmaterialer valgt. De primære loftoverflader er demonterbare og har generelt en høj grad af tilgængelighed og mulighed for inspektion, service og reparation.



**LOFT A**  
Undervisningslokaler og kontorer i bygn. A. et demonterbart loftsystem der opfylder akustiske krav. Metal lamel loft eller alt. træbeton, lys natur skraplacet og med skulte skinner 60 x 1200 mm.



**LOFT B**  
Fællesarealer A, Forbinderlesbygn. m/ bygn. A+B og A+C Træbeton med fast gipsfrise. Træbeton med micro struktur i lys natur med hvid cement eller hvidmalet, skult skinesystem og skraplacet 60 x 1200 mm plader. Loftet er nedhængt og demonterbart.



**LOFT C + D**  
Nedhængt mineraluldsloft med delvist skulte skinner foresås i Omklædning, baderum, toiletter, dispenser og opgrøningsrum. I køkken og vækkelåb, udføres mineralulds tryglejre loft. Nedhængt og demonterbart med synlige skinner. Overfladen er glat og hvid.



**LOFT E**  
Akustikkatte monteret underside dæk og på forskalling. Bats uden behandling. Opsættes iht. Akustisk anvisning m/h lufttrum

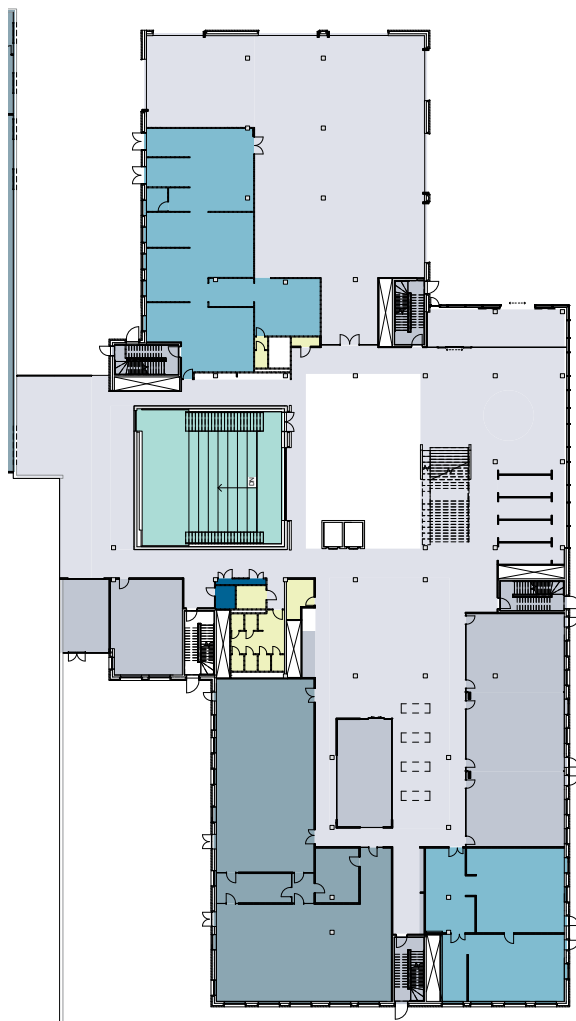


**LOFT F**  
Auditorie loft foresås som nedhængt loft udført med en akustisk diffusende overflade monteret foran henholdsvis reflekterende /absorberende paneler og iht. akustisk beregn. Træsøve, træpaneler og træbeton underlægges.



**LOFT G**  
Ovenlys beklædes i lysninger og på undersiden med fast gips, spartlet og malet evt. perforeret gips (afventer akustikers beregninger). Reas og skørt langs frader udføres i fast gips. Underside Akriumtrappe fra etage 01-04, udføres i fast gips.

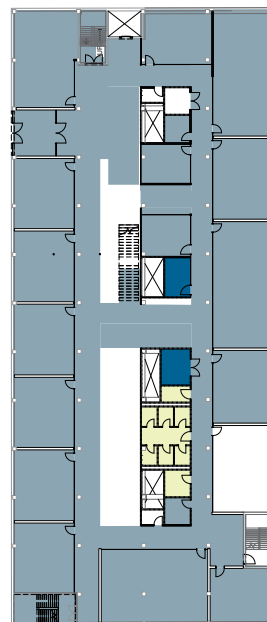


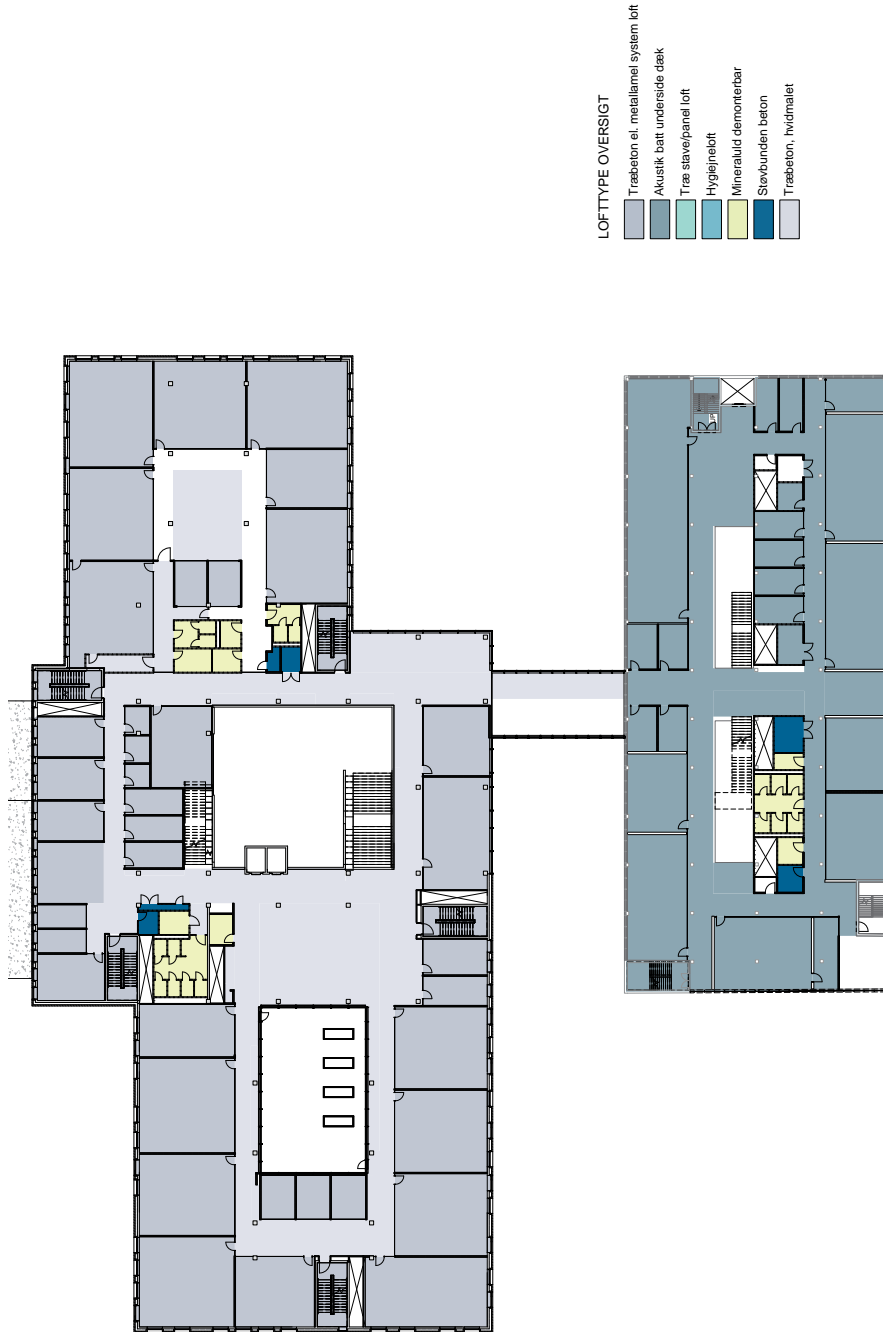


LOFTTYPE OVERSIGT

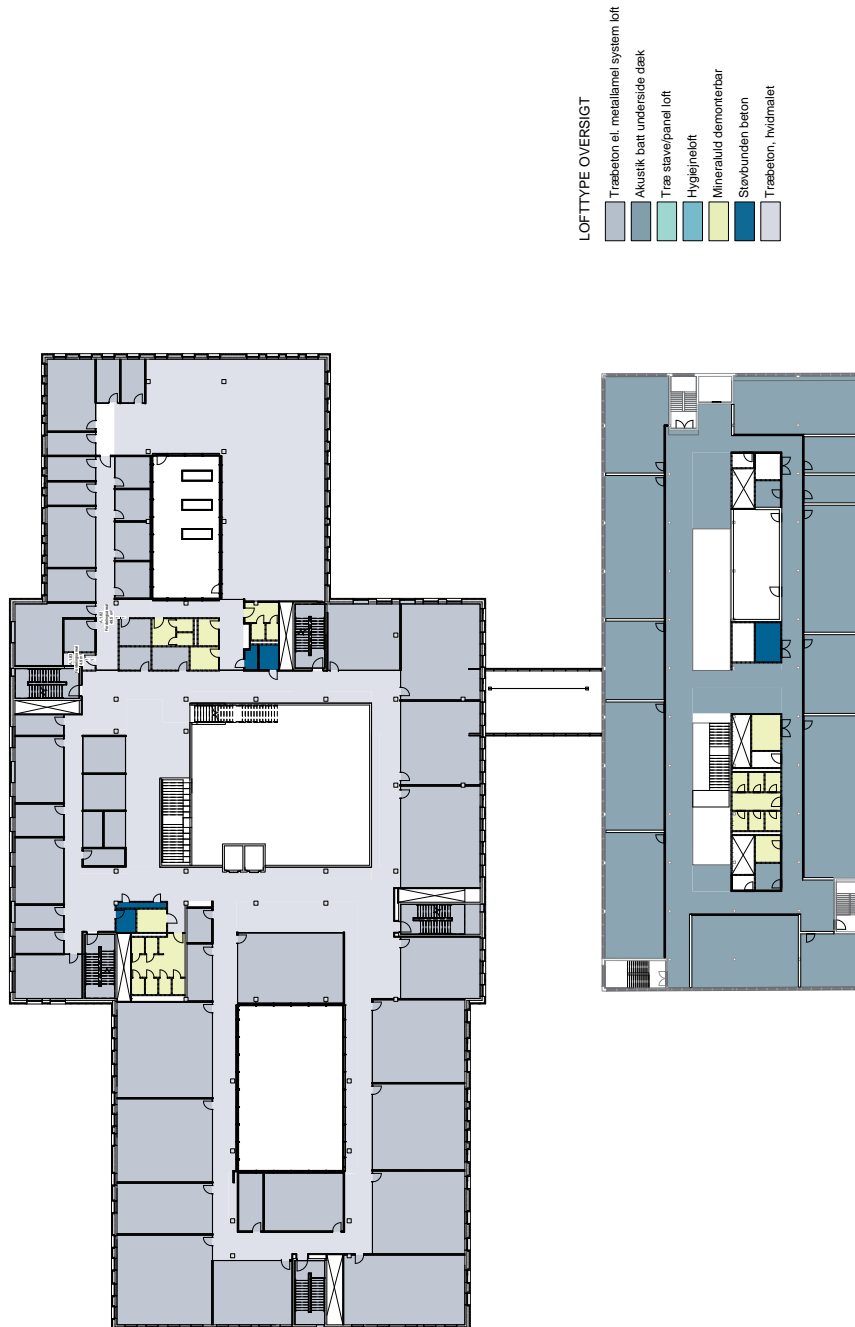
- Træbeton el. metallemel system loft
- Akustik batt underside dæk
- Træ stave/panel loft
- Hygiejnebort
- Mineralkuld demonterbar
- Støvbundet beten
- Træbeton, hvidmalet

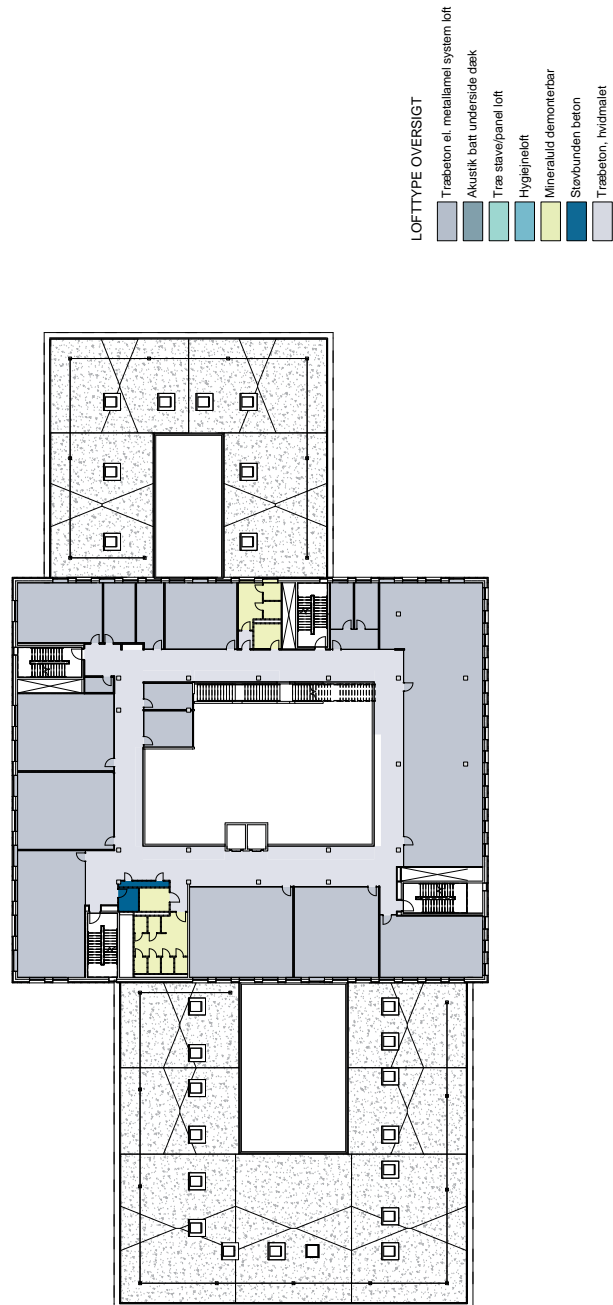
Lofttype oversigt etage 00 | 1:400



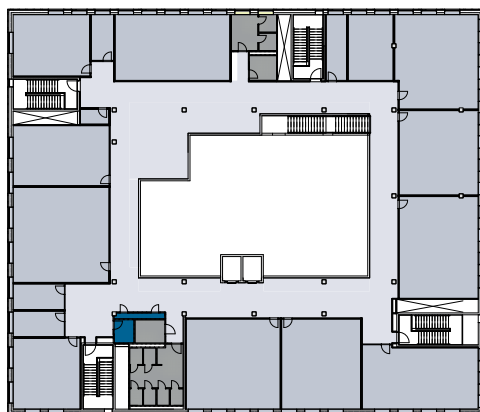


Lofttype oversigt etage 01 | 1:400





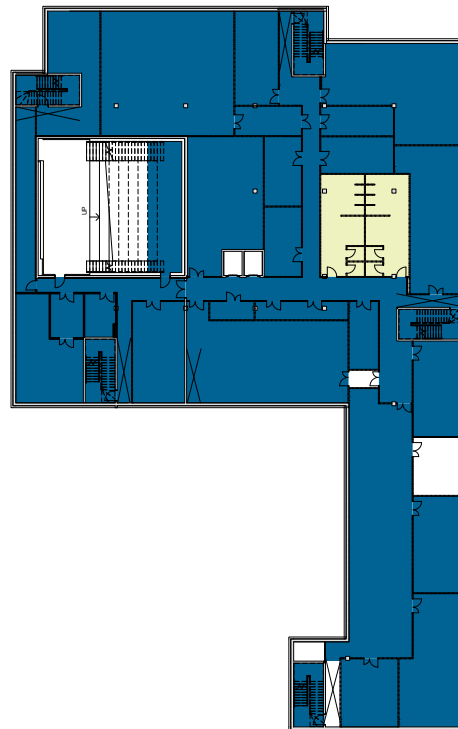
Lofttype oversigt stage 03 | 1:400



LOFTTYPE OVERSIGT

- Træbeton el. metallernel system loft
- Akustik batt underside dæk
- Træ slat/panel loft
- Hygiejneloft
- Mineralkuld demonterbar
- Støvbundet beten
- Træbeton, hvidmalet

Lofttype oversigt etage 04 | 1:400



LOFTTYPE OVERSIGT

- Træbeton el. metalleml system loft
- Akustik batt underside dæk
- Træ stave/panel loft
- Hygiejnebåt
- Mineraluld demonterbar
- Støvbundet beten
- Træbeten, hvidmalet

Lofttype oversigt etage -1 | 1:400

### OVERFLADER VÆGGE

Brugen af forskellige vægoverflader er med til at understøtte de forskellige rumligheder og funktioner i EAL. Omkring atriet rummet anvendes en højgrad af træ på balkonforaner, atrietrappesværm og auditorievægge. Rumligt understreger træbeklædningen en sammenhængende bevægelse op gennem etagerne i det høje atrierum. Herudover har træbeklædningen en positiv indvirkning på akustikken i atriet. Glasværn erstatter træet de steder, hvor det for den visuelle kontakt vurderes rigtigt. På etagerne har alle undervisningsrum og projektrum glas mod fællesarealerne, der sikre den visuelle kontakt og beriger fællesarealet med indblik til de lærermiljøer der udfoldes. Skillevægge mellem rum er lette gipsvægge, der skaber rolige baggrunde for læringen. I bygn. B er der af akustiske hensyn et absorberende træ overflade på skillevægge mellem rum.



OVERFLADER VÆGGE I BYGN. A



**VÆG F**  
Betonvægge i trapperum står på med en forsejler, men på væggen på alle etager males iht. farveskema.



**VÆG F**  
Træstave el. træpaneler undersøges som akustisk diffuserende beklædning monteret foran henholdsvis re-flekterende /absorberende paneler og iht. akustisk beregning.



**VÆG D**  
Vægge mod fællesarealer bygn. A udføres som fuldglas systemvæg med pladedør 8-12 mm 1 lag hærdet glas i aluminium eller ltt. Der kan arbejdes med siliketryk eller folie på glas, hvor den visuelle kontakt ønskes begrænset.



**VÆG C**  
Toiletter og vådrum udføres med spartlet og malet overflade, der arbejdes med forskellige farver på toiletter.



**VÆG B**  
Skillevægge mellem tørre rum udføres som gipsvæg m filt, spartlet og malet.



**VÆG A**  
Balkonforaner i atrium og auditorie front i atrium beklædes med træ, der kan opfylde krav om akustik og brand. Støve eller forskudte paneler undersøges.





**KUNST**  
Kunst kan integreres på diverse overflader og være en vigtig medspiller i at give byggeriet det rigtige campuskarakter.



**OVERFLADER VÆGGE I BYGN. B**



**VÆG B**  
Skillevægge mellem tørre rum udføres som gipsvæg m. fibr. spartlet og malet.



**VÆG J**  
Vægge mod fællesarealer bygn. Udføres som glas systemvæg med fast ripskælt un der loft, hvor føringer til trækkles igennem. 8-12 mm I lag herudet glas i alu. profiler tlt. lydtræk.



**VÆG I**  
Glaspart mellem fover og auditorie. sikre visuel kontakt og et indblik til læringsmiljø, med markelægningsskridt i glas. Glas er 2 lags, der opfylder lyd og brandkrav.



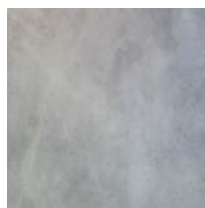
**VÆG H**  
Inderside ydervæg, spartles og males.



**VÆG G**  
Skillevægge bygn. B kan lnt. akustik: ers beregning have felter af perforeret træpanel eller træstave foran absorberende bagbeklædning.

### OVERFLADER GULVE

Det er et bevidst valg af betongulvet i stuen skal udtrykke upoleret kvalitet og holdbarhed, det er en rolig og solidtært gulvflade, der kan anvendes i værksteder, kantine, udstilling og foyer og binde de mange overlappende rumligheder sammen uden overgang eller materialskift. Fra etage 01 og opåfter anvendes linoleum, der udgør byggeriets største gulvflade. Det er derfor vigtigt, at det ikke påvirker indeklimaet negativt, men opfylder krav til holdbarhed og rengøring, og er let at udbedre og lægge. Vi foreslår os at der anvendes forskellige farver linoleum, så man i gulvfarven differentiere, mellem fællesområder og undervisningsrum.



**GULV A**  
Betongulv. På dæklejret ca. 80 mm armeret (2x), selvvelerende betonsøbegulv, glattet og m. afslutende mat 2 komponent laktorsegler til hård belastning.



**GULV B**  
Auditoriegulv foreslås som beton med beton element trapper og podieopbygning, lyst og varmt træ. Alternativ kan podieopbygning foreslås med overflade som gulv type E eller F.



**GULV C**  
Toiletter og vædrum udføres med klinter m sokker, glasseret af rundet kant. Farve endnu ikke defineret.



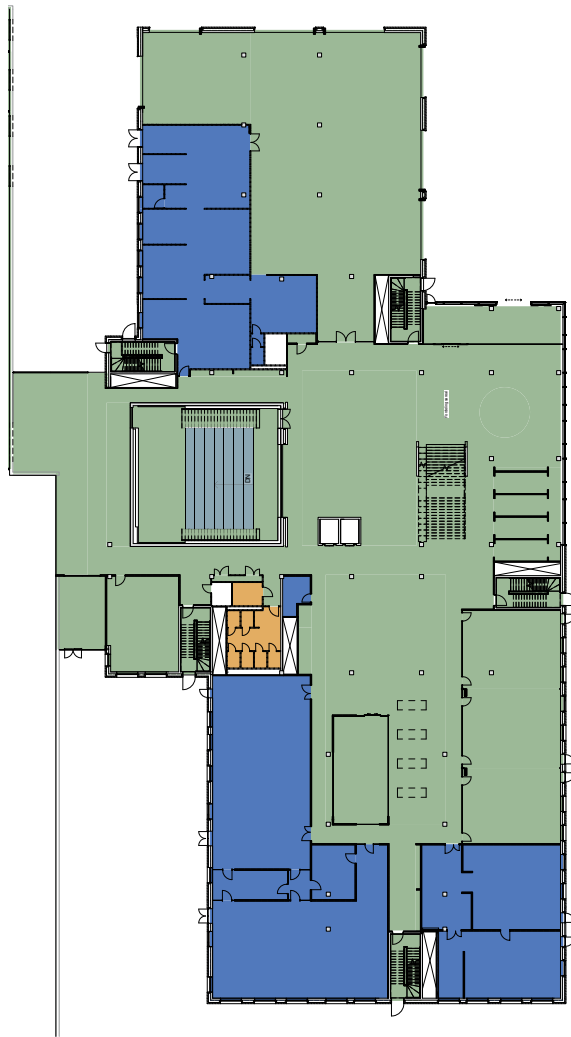
**GULV D**  
Vinyl, fuger frit banevare gulv med svejste sømminger. Anvendes i lab og kantmekøkken.



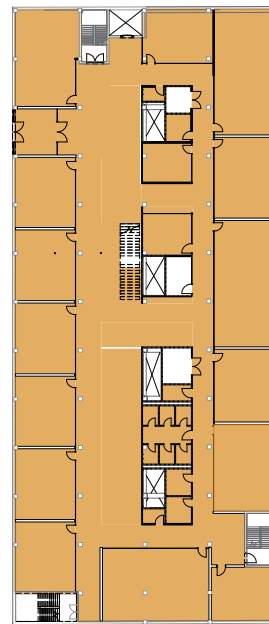
**GULV E**  
Skridsikket PUR, BASF Master-top, polyurethan gulv. Et flydende, fuger frit gulv som alternativ til vinyl. Anvendes i lab og kantmekøkken.



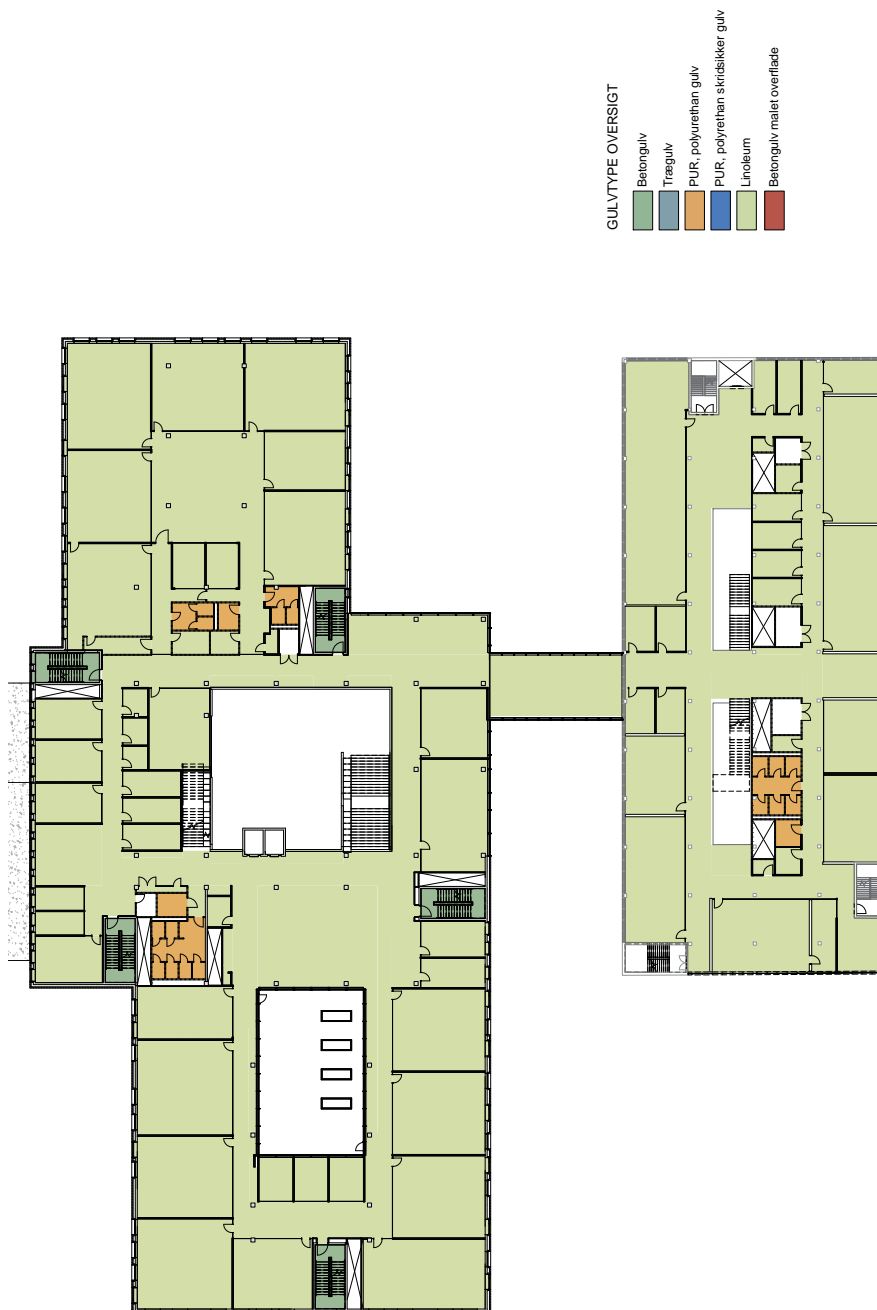
**GULV F**  
Linoleum foreslås fra etage 01 og opåfter i bygn. A. Linoleum anbringes fæles med LPX coating.



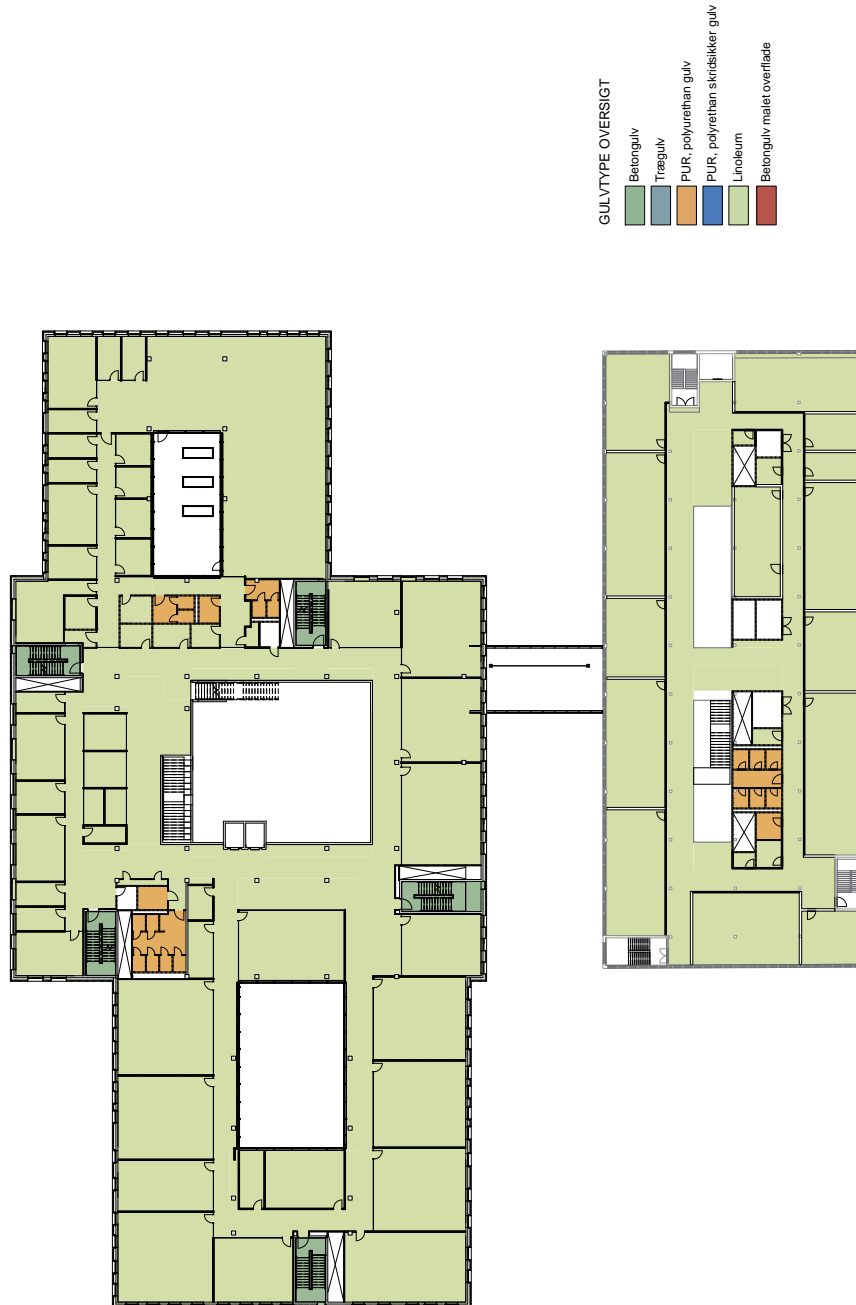
- GULVTYPER OVERSIGT
- Betongulv
  - Tregulv
  - PUR, polyurethan gulv
  - PUR, polyethen skridsikker gulv
  - Linoeum
  - Betongulv malet overflade



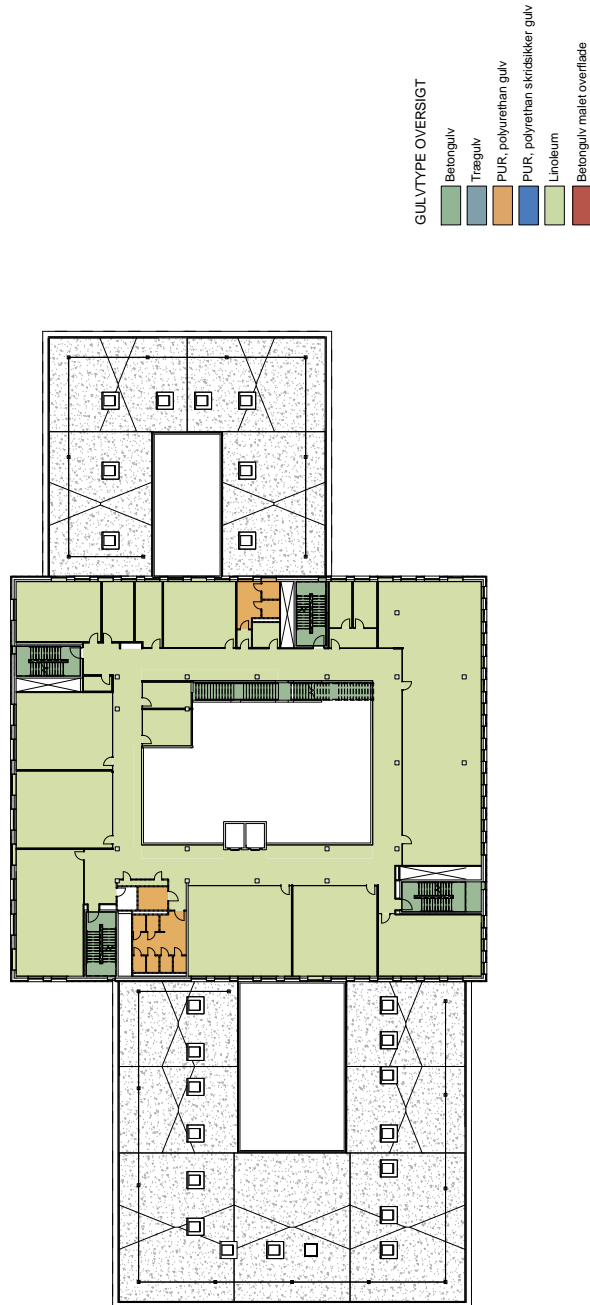
Gulvtypoversigt etage 00 \_ 1:400



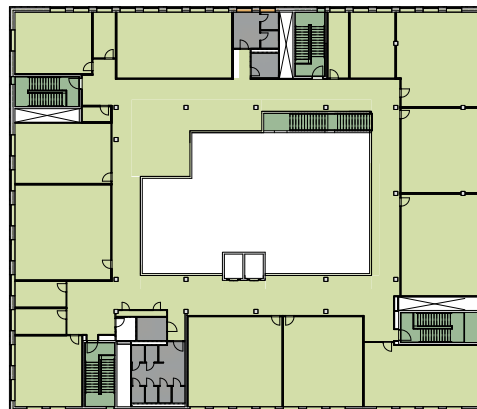
Gulvtypoversigt etage 01 \_ 1:400



Gulvtypeoversigt etage 02\_1-400

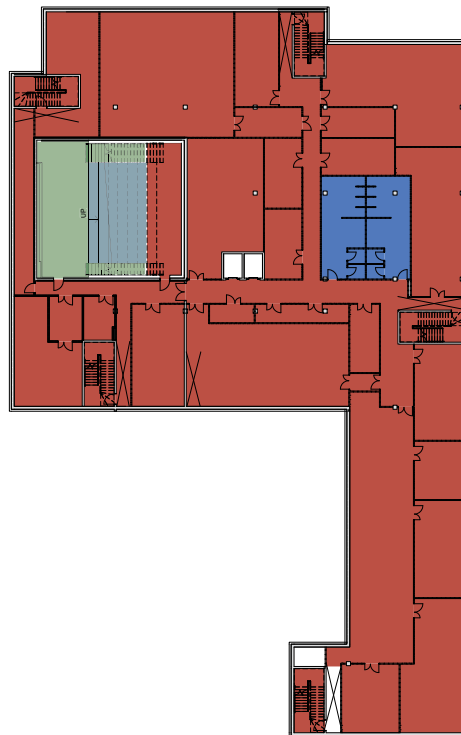


Gulvtypeoversigt etage 03 \_ 1:400



- GULVTYPER OVERSIGT
- Betongulv
  - Traagulv
  - PUR, polyurethan gulv
  - PUR, polyethen skridsikker gulv
  - Linoeum
  - Betongulv malet overflade

Gulvtypoversigt etage 04 \_ 1:400



GULVTYPER OVERSIGT

■	Betongulv
■	Tærgulv
■	PUR, polyurethan gulv
■	PUR, polyurethan skridsikker gulv
■	Linoleum
■	Betongulv malet overflade

Gulvtypsensigt etage-1\_ 1:400










### MATERIALE VURDERING MATERIALKVALITET OG ENERGIFORBRUG I ET LIVSCYKLUSPERSPEKTIV

Den bærende konstruktion er i absolutte mængder den største bidragsyder til en LCA-analyse. I et referencetokthushus udgør bygnings bærerende konstruktion 80% af den samlede bygningsvægt – men kun 50% af miljøpåvirkningen i et livscyklusperspektiv. Det betyder, at overfladematerialer trods deres ringe andel af den samlede bygningsvægt har en meget stor miljøpåvirkning.

På de følgende sider er der derfor en række analyse, som viser forskellige materialescenarier for henholdsvis lofter, facader og gulve. Skemaerne viser tre mulige løsninger til et materialevalg. De tre materialer evalueres ud fra kriterier om arkitektur/læring, miljø/energi, økonomi/LCC, drift/vedligehold, demonterbarhed/genanvendelse – og for lofter og gulves vedkommende også indeklima. Materialerne er evalueret som bygningsdel og ikke som enkeltmaterialer. Der er fokus på robuste løsninger, reduktion af miljøpåvirkningen samt sundhed for brugerne.

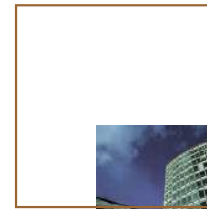
			<b>ECONOMI Focus Dø</b> Fremstillet af aluminium og træ. Døene er lette og har en høj styrke. Døene er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m². Døene er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m². Døene er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m².		<b>SOMAS SYSTEMLOFT</b> Bærende monteres med synlige bolte. Systemet er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m². Systemet er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m². Systemet er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m².		<b>CYRUSO GIPSELOFT</b> Cypruso systemet er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m². Systemet er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m². Systemet er konstrueret til at modstå en trykbelastning på 1000 kg/m².		<b>ANBEFALING</b> Systemet med synlige samlinger. Monteres med akustisk isolering som standard.
Arkitektur Læring Læring forventes adresseret i det kommende DGNB Schools System.		++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++
Miljø Energi DGNB-kriterier 1-6, 10, 11, 35		++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++
Økonomi DGNB-kriterier 16, 17		++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++
Drift Vedligehold DGNB-kriterier 40, 35		++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++
Demonterbarhed Genanvendelse DGNB-kriterie 42		++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++
Indeklima DGNB-kriterie 42		++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++	++ ++ ++

	ROCKWELL METALLICS Måner af stålskæpning med en metalisk lamination.	AMBEFALING  MURSTEN Betonsgulv med skalmur i mursten.	FORBELEDET ZINK 	KOBBER 	AMBEFALING  ALUMINIUM
<b>Arkitektur</b> Læring DGNB-kriterier 1-6, 10, 11, 35	Rockwell Metals' "fler- stråler" kan anvendes til en bred vifte af opbygninger. +++ +	Uensartet, men forskelligt, er et træk for sig selv. +++ +	Meget sød, gode konstruktionsmuligheder og +++ +	Mens metallet i sig selv er et naturligt materiale, er det i sig selv et konstruktionsmateriale. +++ +	Utmærket til alle muligheder, gode konstruktionsmuligheder og +++ +
<b>Miljø</b> Energi DGNB-kriterier 1-6, 10, 11, 35	Består af 25% genanvendt energi i produktion. Særligt for miljøvenlighed +++ +	Tegnet til at produktet kan genanvendes i andre bygninger. +++ +	En af de mest miljøvenlige materialer. +++ +	Tegnet til at produktet kan genanvendes i andre bygninger. +++ +	Utmærket til alle muligheder, gode konstruktionsmuligheder og +++ +
<b>Økonomi</b> LCC DGNB-kriterier 16, 17	Formulig anslægsøkonomi. Mellem levetid (20-30 år). +++ +	Dyr i anslag, men der er mulighed for at reducere levetiden til 50-100 år. +++ +	Meget billig i anslag +++ +	Levetid: ca. 80 år Dyr i anslag +++ +	Levetid: ca. 80 år Formulig anslægsøkonomi +++ +
<b>Drift</b> Vedligehold DGNB-kriterier 40, 35	Beholdningen er behagelig med en coating, så der er selvrensning og ingen regning med vand. +++ +	Meget robust materiale, der kræver et minimum af vedligeholdelse. +++ +	Meget robust materiale, kræver et minimum af vedligeholdelse. +++ +	Meget robust materiale, kræver et minimum af vedligeholdelse. +++ +	Meget robust materiale, kræver et minimum af vedligeholdelse. +++ +
<b>Demontérbarhed</b> Genanvendelse DGNB-kriterie 42	Ken fastgøres mekanisk og kan fjernes uden at beskadige +++ +	Hvis der anvendes karbaseret beton, kan stene genanvendes +++ +	Hvis mekanisk monteret (ingen voks), kan zink genbruges med god værdi i videre salg. +++ +	Hvis mekanisk monteret (ingen voks), kan kobber genbruges med god værdi i videre salg. +++ +	Hvis mekanisk monteret (ingen voks), kan zink genbruges med god værdi i videre salg. +++ +
		Det anbefales at bygge en mursten- base. (Vær opmærksom på, at murstenen skal være af høj kvalitet og med et højt vandindhold.) +++ +			Det anbefales at bygge en aluminium- base. (Vær opmærksom på, at aluminiumet skal være af høj kvalitet og med et højt vandindhold.) +++ +

<p>Indeklima</p> <p>DKNB-kriterier 18, 19, 21, 22, 23</p>	<p>GUMMI</p> 	<p>Blid, behageligt, effektivt. Ingen problemer med blødding. Godt akustiske egenskaber. Ingen lugt, ingen støv, ingen fugt, ingen støv til gene.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	 <p>LINDUM</p>	<p>CEMENTBASERT TERRAZZO Levende udtryk. Men skal dog fornyes (charbon crakés) over tid med små, synlige reparationer til følge.</p>	<p>EPDOK Rødt og sammenhængende udtryk. Men skal fornyes over tid med små, synlige reparationer.</p>	<p>AMBEFALING</p> 	<p>STØNBLENDE/GITLID beton Blødt udtryk og sammenhængende udtryk.</p>	<p>DK behageligt, effektivt, blødt og ikke komponenter er med stor smeddygtighed sunde/muldelige. Afgasning alle efter behandling.</p>	<p>DK behageligt, effektivt, blødt og ikke komponenter er med stor smeddygtighed sunde/muldelige. Afgasning alle efter behandling.</p>	<p>DK behageligt, effektivt, blødt og ikke komponenter er med stor smeddygtighed sunde/muldelige. Afgasning alle efter behandling.</p>	<p>DK behageligt, effektivt, blødt og ikke komponenter er med stor smeddygtighed sunde/muldelige. Afgasning alle efter behandling.</p>	<p>DK behageligt, effektivt, blødt og ikke komponenter er med stor smeddygtighed sunde/muldelige. Afgasning alle efter behandling.</p>	<p>DK behageligt, effektivt, blødt og ikke komponenter er med stor smeddygtighed sunde/muldelige. Afgasning alle efter behandling.</p>	<p>DK behageligt, effektivt, blødt og ikke komponenter er med stor smeddygtighed sunde/muldelige. Afgasning alle efter behandling.</p>	<p>DK behageligt, effektivt, blødt og ikke komponenter er med stor smeddygtighed sunde/muldelige. Afgasning alle efter behandling.</p>																																
																	<p>Miljø</p> <p>Energi</p> <p>DKNB-kriterier 1-6, 10, 11, 35</p>	<p>Godt LCA-profil, dog max. 10% af miljøet skal undersøges for friluftstilstand. Mindst 10% fornybare materialer.</p>	<p>Minre god LCA-profil. Produktion af materialer som byggematerialer og keramik. Mindst 10% fornybare materialer.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>	<p>Blid, behageligt, effektivt. Afhængig af overfladebehandling kan der opstå blødding. Materialer er generelt fugt, men ikke af afgasning.</p>																
																																	<p>Økonomi</p> <p>LCC</p> <p>DKNB-kriterier 16, 17</p>	<p>Dyr i anlæg. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>	<p>Blid i anlæg, men forblødder hurtig. Mellem lang levetid (20-30 år) og høj vedligeholdelse.</p>
<p>Demontérbarhed</p> <p>Genanvendelse</p> <p>DKNB-kriterie 42</p>	<p>Kan ikke genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>	<p>Kan genanvendes efter installation. Kan dog genanvendes efter afslutning af projekt.</p>																																	

# Bilag B

## Geoteknisk rapport



GEOTEKNISK UNDERSØGELSESRAPPORT NR. 1

# ODENSE SEEBLADSGADE 1

Marts 2014

Sag 24.0182.03  
Odense, Seebladsgade 1  
Geoteknisk undersøgelsesrapport

Geoteknisk rapport nr. 1  
Side 1

Kunde : Erhvervsakademiet Lillebælt  
Munke Mose Allé 9  
5000 Odense C

Rekvirent : Alectia A/S

Udgivelsesdato : 24. marts 2014  
Sag nr. : 24.0182.03  
Udarbejdet : Søren Alrum Jørgensen, direkte tlf.: 8220 3538  
e-mail: SorenAlrum.Jorgensen@grontmij.dk

Kontrolleret : Lene Nørgaard Andersen  
Godkendt : Søren Alrum Jørgensen

	<b>INDHOLDSFORTEGNELSE</b>	<b>SIDE</b>
<b>1</b>	<b>INDLEDNING</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>UNDERSØGELSER</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>RESULTATER</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>FUNDERINGSFORHOLD</b>	<b>9</b>
<b>5</b>	<b>ANLÆGSTEKNISKE FORHOLD</b>	<b>18</b>
<b>6</b>	<b>KONTROL</b>	<b>20</b>
<b>7</b>	<b>GEOTEKNISK PROJEKTERINGSRAPPORT</b>	<b>22</b>
<b>8</b>	<b>DIVERSE</b>	<b>22</b>

#### **Bilag**

101 – 127 Boreprofiler, B101 – B104, B106, B111 - B114, B123, B125 og B127  
Boreprofiler, B1001 - B1010 (Carl Bro 2001)  
B1A – B11, B16 (Axel Nielsen 1974)  
101(R & H Geoconsult 1986)

A Signaturforklaring  
B Principskitse for sandpudefundering

#### **Tegninger**

01 Situationsplan

## 1 INDLEDNING

### 1.1 Formål

Undersøgelsens formål er at belyse jordbunds- og funderingsforholdene i forbindelse med opførelse af nyt campus ved Odense havn. Det nye campus skal opføres ved Wittenborgs fabrik, og en del af de eksisterende fabriksbygninger skal bevares og indgå i nyt campus.

Undersøgelsen er udført som en kombineret geoteknisk og miljøteknisk undersøgelse. Nærværende rapport omhandler de geotekniske forhold. Resultatet af de miljøtekniske analyser afrapporteres i særskilt rapport

Den geotekniske undersøgelse er udført med henblik på at tilvejebringe den grundlæggende geotekniske basis for funderingsdesign og anlægstekniske metoder i forbindelse med udbud i totalentreprise.

Den aktuelle geotekniske projektundersøgelse er i henhold til EN1997-1 (Eurocode 7, del 1 – generelle regler) og DKNA (Nationalt Anneks til Eurocode 7), afsnit K2 en placerings/parameterundersøgelse.

Afhængig af projektets udformning kan der være behov for supplerende geotekniske undersøgelser for endelig fastlæggelse af parametre.

På grundlag af den udførte undersøgelse og valg af funderingsdesign skal der udarbejdes en geoteknisk projekteringsrapport.

### 1.2 Referencer

- /1/ Geoteknisk rapport nr. 1, Grontmij, daværende Carl Bro, sag nr. 10.1859.01 / 24.0182.01, af d. 9. maj 2001
- /2/ Kontrolplot vedr. skel og nivellement, LIFA, J.nr.: 20145024, af d. 19. februar 2014, sup marts 2014 thb

### 1.3 Resumé

I de udførte borer er intakte funderingsfaste aflejringer truffet ca. 0,2 – 6,1 m under eksisterende terræn/gulvniveau. I de udførte geotekniske borer er der truffet vekslende jordbundsforhold i hhv. den nordlige/nordvestlige, den centrale/vestlige del og den sydlige del af byggefeltet.

Afhængigt af de fremtidige terrænforhold samt funderingsniveau vurderes det med de trufne jordbundsforhold, at den mest hensigtsmæssige funderingsmetode er en kombineret direkte fundering, sandpudéfundering og en form for pælefundering.

Med de trufne jordbundsforhold i den centrale del af byggefeltet vurderes det, at den mest hensigtsmæssige funderingsmetode er en direkte fundering, stedvist kombineret med en sandpudéfundering.

Med de trufne jordbundsforhold i hhv. den sydlige og nordlige del og med de nuværende terrænkoter vurderes det, at den mest hensigtsmæssige funderingsmetode i disse områder er en pælefundering med rammede jernbetonpæle.

Funderingsforholdene og bæreevner af de eksisterende bygninger, som skal bevares og være en del af det kommende projekt, bør undersøges nærmere ved fremtidige større belastninger.

Funderingsforholdene for den sydlige bygning er ukendt.

Den nordlige bygning, som er blevet opført i 1986 og udbygget i 2001, er overvejende direkte funderet. Dog er den nordlige del og nordøstlige gavl udført ved en pælefundering på rammede pæle.

Sekundære veje og pladser, hvortil der ikke stilles særlige krav om jævnhed, kan som udgangspunkt udføres efter afrømning af øvre muldlag.

Der skal udføres en grundig geoteknisk kontrol i forbindelse med udgravning og funderingsarbejderne. Kontrollen skal omfatte alle udgravninger for fundamenter og gulve.

## **2      UNDERSØGELSER**

### **2.1    Feltarbejde**

Efter aftale er der i marts 2014 udført 12 geotekniske borer til 1,6 á 9 meters dybde under eksisterende terræn (m u.t.). Boringerne er udført iht. dgf-bulletin 14 og er på grund af adgangsforholdene udført både med borerig og med let håndboregrej. I forbindelse med borearbejdet er der registreret laggrænser og udtaget omrørte prøver til laboratorieforsøg og geologisk klassifikation. Der er udført in situ vingeforsøg til bedømmelse af de trufne kohæsive jordarters styrkeegenskaber.

I de 12 geotekniske borer er der endvidere udtaget miljøprøver, og herudover er der udført 15 miljøtekniske borer.

Boreprogrammet var planlagt forud for borearbejdet, men er blevet tilrettet efter adgangsforholdene.

Borepunkterne er afsat ud fra situationsplan. Borer udført udenfor de eksisterende bygninger er indmålt med GPS og er i system UTM zone 32, ETRS89. Terræn ved borepunkterne er i kotesystem DVR90. Koter til terræn ved borer udført indvendigt er angivet ud fra eksisterende tegningsmateriale og indmålinger /2/.

Boringernes placering fremgår af vedlagte tegning 01. Indvendige borer samt tidligere udførte borer er på vedlagte tegning angivet efter bedste evne.

Resultatet af de udførte geotekniske borer fremgår af boreprofilerne, bilag 101 - 127.

Der henvises i øvrigt til signaturforklaringen, bilag A.

Resultatet af de udførte miljøtekniske borer er ikke medtaget i nærværende rapport.

### **2.2    Laboratoriearbejde**

Samtlige udtagne omrørte prøver er beskrevet og geologisk klassificeret i laboratoriet iht. dgf-bulletin 1.

På udvalgte prøver er der foretaget bestemmelse af det naturlige vandindhold, w.

Resultaterne af det udførte laboratoriearbejde er optegnet på boreprofilerne.



### 3 RESULTATER

#### 3.1 Eksisterende forhold

Det undersøgte areal er i dag bebygget af en fabrik, Wittenborg, overvejende bestående af 2 større bygninger med en mellemgang. Størstedelen af det omkringliggende område er med belægning.

På nedenstående foto er det aktuelle areal vist.



Figur 1 Luffoto af det aktuelle område – 2012. kilde: [www.arealinfo.dk](http://www.arealinfo.dk)

En del af de eksisterende bygninger forventes bevaret.

Den nordøstlige del af den sydlige bygning, som er opført i 1959 og er et tidligere pladeværksted, skal bevares og integreres i det kommende projekt. Den nordvestlige del af den nordlige bygning, som er opført i 2001 forventes ligeledes bevaret.

Funderingsforholdene for den sydlige bygning er ukendt.

Den nordlige bygning, som er blevet opført i 1986 og udbygget i 2001, er overvejende direkte funderet. Dog er den nordlige del og nordøstlige gavl udført ved en pælefundering på rammede pæle.

I den nordlige del af byggefeltet har der tidligere været en råstofsgrav.

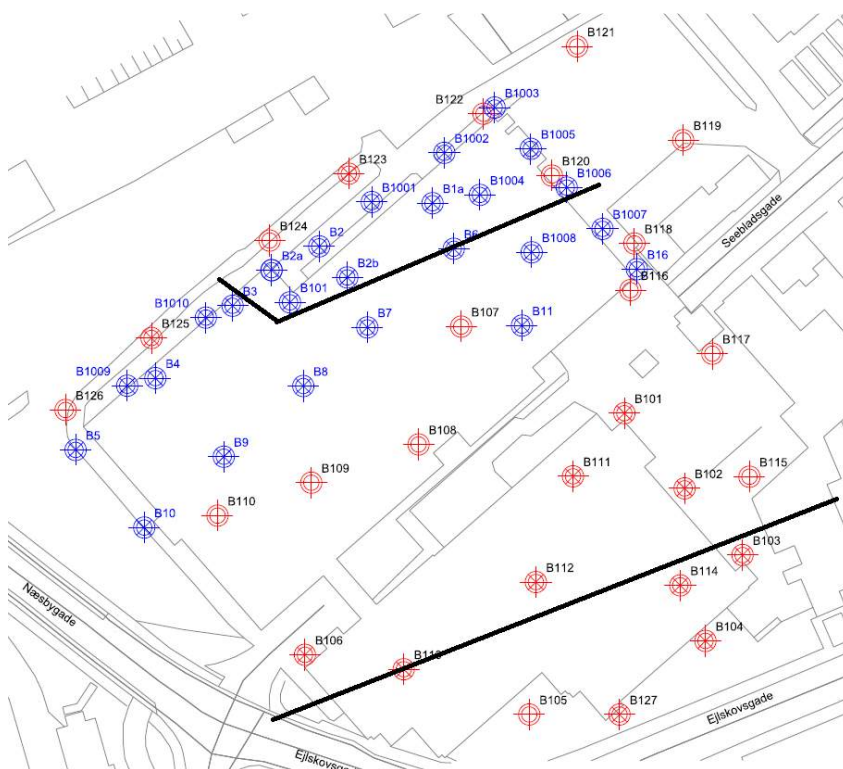
### 3.2 Geologiske forhold

Grontmij, samt øvrige firmaer, har tidligere udført geotekniske borer på det undersøgte areal. De geotekniske borer er overvejende udført for den nordlige bygning, som er opført i 1986 med yderligere tilbygning i 2001. Udvalgte borer fra disse undersøgelser er medtaget i nærværende rapport.

Geologiske jordartskort, samt de tidligere udførte borer i den nordlige halvdel af det fremtidige byggefelt, viser, at der må forventes glacialt moræneler under overjorden.

I de tidligere udførte undersøgelser er moræneleret overvejende truffet omkring 1,0 m under daværende terræn på boretidspunktet. Dog træffes der stedvist fyld/muld til op til 3,8 m under daværende terræn i det nordlige område, hvilket stemmer overens med de historiske data om grusgravsaktivitet i netop dette område.

I de udførte geotekniske borer er der truffet vekslende jordbundsforhold i hhv. den nordlige/nordvestlige, den centrale/vestlige del og den sydlige del af byggefeltet.



Figur 2 Det aktuelle område inddelt efter jordbundsforhold.

I den nordlige del af byggefeltet, repræsenteret ved boring B123 og enkelte udvalgte tidligere udførte boringer B1001-B1004, er der truffet 2,2 – 3,2 m fyld og muld, som underlejres af glacialt, sandet til ret fedt moræneler til boringens slutdybde 4,0 á 10,0 meter under terræn. De relativt store fyldmægtigheder stemmer godt overens med oplysningen om udgravning af råstoffer i området.

I den centrale/vestlige del af byggefeltet, repræsenteret ved håndboringerne B111-B113 og boring B101, B102, B106 og B125, træffes der generelt 0,2 - 0,6 m fyld og stedvist op til 2,1 m fyld, bestående af asfalt, beton, sand, grus, slagge og ler. Herunder træffes der overvejende glacialt, sandet til ret fedt moræneler og stedvist smeltevandssand, til boringernes slutdybde 1,6 á 8,0 meter under terræn.

I den sydlige del af byggefeltet, repræsenteret ved boring B103, B104, B114 og B127, træffes der fyld og postglaciale aflejringer, bestående af tørv, gytje og ler, til 1,0 – 6,1 meters dybde. Herunder træffes der senglaciale flydejords- og smeltevandsaflejringer af sand og ler, som stedvist fremstår organisk præget. Boring B104 og B127 er afsluttet i senglacialt flydejordsler i 6,0 meters dybde. I boring B103 og B114 træffes der fra hhv. 8,6 og ca. 1,6 m's dybde glacialt moræneler til boringernes slutdybde hhv. 9,0 og 2,0 meter under terræn.

Det må påregnes, at der mellem boringerne kan forekomme områder med lokalt andre fyld- og muldtykkelser end truffet ved boringerne.

For en mere detaljeret beskrivelse af de trufne jordbundsforhold henvises til de optegnede boreprofiler, bilag 101 – 127.

### 3.3 Målte geotekniske parametre

I de trufne leraflejringer er der målt vingestyrker mellem 80 og 530 kN/m<sup>2</sup>. Der er dog stedvis truffet svagere zoner.

I de trufne tørve- og gytjeflejringer er der målt vingestyrker mellem 50 og 240 kN/m<sup>2</sup>. Der er dog stedvis truffet svagere zoner.

Resultatet af de udførte in situ forsøg ses af de optegnede boreprofiler, bilag 101 – 127.

### 3.4 Vandspejlsforhold

Der er etableret pejlerør i 7 af de udførte borer. Ved pejlerunde d. 18. marts 2014 er vandspejlet (GVS) indmålt som angivet i skema 1.

Boring	Terrænkote m DVR90	GVS 18. marts 2014 m u.t. kote m DVR90		Bemærkninger
B101	+7,9	4,1	+3,8	
B102	+8,1	3,3	+4,8	
B103	+7,8	3,0	+4,8	
B104	+7,7	1,8	+5,9	
B106	+7,7	3,6	+4,1	
B111	+6,2	Tør*	< +4,6*	Intet pejlerør
B112	+6,2	Tør*	< +4,6*	Intet pejlerør
B113	+6,2	2,7*	+3,5*	Intet pejlerør
B114	+6,2	1,2*	+5,0*	Intet pejlerør
B123	+5,0	1,7	+3,3	
B127	+8,2	2,3	+5,9	

Skema 1 Vandspejl indmålt i marts 2014.  
\*Vandspejl indmålt umiddelbart efter endt borearbejde.

Boring	Terrænkote m DVR90 (DNN)	GVS m u.t. kote m DVR90 (DNN)		Bemærkninger
B1001	+5,5 (+5,6)	2,0	+3,5	
B1002	+5,4 (+5,4)	1,8	+3,6	
B1003	+5,3 (+5,4)	1,7	+3,6	
B1004	+5,9 (+6,0)	2,3	+3,6	
B1005	+5,8 (+5,8)	3,0	+2,8	
B1006	+6,3 (+6,4)	3,0	+3,3	
B1007	+6,7 (+6,8)	-	-	Intet pejlerør
B1008	+6,7 (+6,8)	Tør	< +2,7	
B1009	+6,7 (+6,8)	1,1	+5,6	
B1010	+6,0 (+6,1)	1,6	+4,6	

Skema 2 Højeste indmålte vandspejl i tidligere udførte borer, indmålt ved pejlerunde i 2001,

De indmålte vandspejl d. 18. marts 2014 vurderes at være nogenlunde i ro på pejletidspunktet.

Ler og gytje, som truffet tæt under terræn i en stor del af borerne, kan erfaringsmæssigt give anledning til sekundære vandspejl/vandlommer i våde og nedbørsrige perioder, herunder vand i terræn.

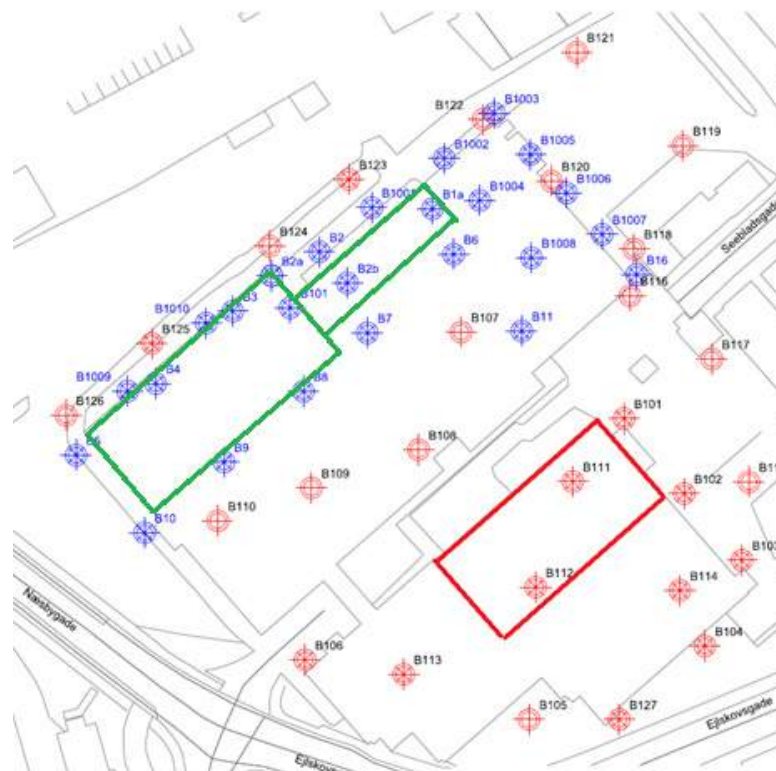
Ler- og gytjeaflejringerne er ikke selvdrenende.

Det anbefales, at der udføres supplerende pejlinger i de nedsatte pejlerør.

## 4 FUNDERINGSFORHOLD

### 4.1 Projektbeskrivelse

Det planlagte projekt forventes at omfatte et nyt campus i den del af grunden, hvor de eksisterende bygninger er. En del af den sydlige bygning forventes bevaret og integreret i det nye projekt. En del af den nordlige bygning forventes bevaret som en selvstændig bygning.



Figur 3 Det aktuelle område. Rødt felt markerer bygning som forventes bevaret og integreret i det kommende projekt. Grønne felter markerer bygninger som forventes bevaret som selvstændige bygninger.

Udformning og placering af campus er ikke fastlagt. Ligesom fremtidigt terræn, funderingsniveau og belastninger på fundamenter heller ikke kendes.

#### 4.2 Vurderingsgrundlag

Afhængigt af de fremtidige terrænforhold samt funderingsniveau vurderes det med de trufne jordbundsforhold, at den mest hensigtsmæssige funderingsmetode en kombineret direkte fundering, sandpudéfundering og en form for pælefundering.

Funderingsforholdene og bæreevner af de eksisterende bygninger, som skal bevares og være en del af det kommende projekt, bør undersøges nærmere ved fremtidige større belastninger.

#### 4.3 Funderingsforhold

Med den aktuelle projektbeskrivelse vurderes overside af bæredygtige aflejringer (OSBL) for fundamenter og afrømningsniveau (AFRN) for gulve ved de udførte boringer at være beliggende som angivet i skema 3 - 5.

Nordlige område						
Boring	Terrænkote m DVR90 (DNN)	OSBL m u.t. kote m DVR90		AFRN m u.t. kote m DVR90		Aflejringer i OSBL
B123	+5,0	3,1	+1,9	3,1	+1,9	Moræneler, ret fedt
B1001	+5,5 (+5,6)	2,8	+2,7	2,8	+2,7	Moræneler, sandet
B1002	+5,4 (+5,4)	3,0	+2,4	3,0	+2,4	Moræneler, sandet
B1003	+5,3 (+5,4)	3,1	+2,2	3,1	+2,2	Moræneler, sandet
B1004	+5,9 (+6,0)	2,3	+3,6	2,3	+3,6	Moræneler, sandet
B1005	+5,8 (+5,8)	2,4	+3,4	2,4	+3,4	Moræneler, sandet
B1006	+6,3 (+6,4)	2,1	+4,2	2,1	+4,2	Moræneler, st. sandet
B1A	+5,7 (+5,8)	3,4	+2,3	3,4	+2,3	Moræneler, sandet
B2	+5,7 (+5,8)	3,6	+2,2	3,6	+2,2	Moræneler, sandet
B2A	+5,7 (+5,8)	2,4	+3,3	2,4	+3,3	Moræneler, sandet
B2B	+5,5 (+5,6)	0,3	+5,2	0,3	+5,2	Moræneler, sandet
B101 (R)	+6,0 (+6,1)	1,7	+4,3	1,7	+4,3	Moræneler, sandet

Skema 3 Nordlige område.

Overside af bæredygtige aflejringer ved boringerne (OSBL) og afrømningsniveau for gulve (AFRN). Fyld og muld må forventes at kunne variere regelløst mellem boringerne.

Koter i parentes er i kotesystem DNN, hvilket ved størstedelen i de gamle boringer også er angivet på boreprofilerne.

Centrale/vestlige område						
Boring	Terrænkote m DVR90 (DNN)	OSBL m u.t. kote m DVR90	OSBL kote m DVR90	AFRN m u.t. kote m DVR90	AFRN kote m DVR90	Aflejringer i OSBL
B101	+7,9	0,5	+7,4	0,5	+7,4	Moræneler, sandet
B102	+8,1	1,7	+6,4	1,7	+6,4	Moræneler, ret fedt
B106	+7,7	0,6	+7,1	0,6	+7,1	Moræneler, st. siltet
B111	+6,2	0,2	+6,0	0,2	+6,0	Moræneler, sandet
B112	+6,2	0,5	+5,7	0,5	+5,7	Moræneler, sandet
B113	+8,8*	2,1	+6,7	2,1	+6,7	Moræneler, sandet
B125	+6,2	0,7	+5,5	0,7	+5,5	Moræneler, ret fedt
B127	+8,2	3,2	+5,0	3,2	+5,0	Ler, sandet
B1007	+6,7 (+6,8)	0,2	+6,5	0,2	+6,5	Moræneler, sandet
B1008	+6,7 (+6,8)	0,6	+6,1	0,6	+6,1	Moræneler, sandet
B1009	+6,7 (+6,8)	0,7	+6,0	0,7	+6,0	Moræneler, sandet
B1010	+6,0 (+6,1)	1,2	+4,8	1,2	+4,8	Moræneler, sandet
B2B	+5,5 (+5,6)	0,3	+5,2	0,3	+5,2	Moræneler, sandet
B3	+5,8 (+5,9)	0,6	+5,2	0,6	+5,2	Moræneler, sandet
B4	+6,5 (+6,6)	0,4	+6,1	0,4	+6,1	Moræneler, sandet
B5	+7,0(+7,1)	0,5	+6,5	0,5	+6,5	Moræneler, sandet
B6	+6,2 (+6,3)	0,2	+6,0	0,2	+6,0	Moræneler, sandet
B7	+6,5 (+6,6)	0,2	+6,3	0,2	+6,3	Moræneler, sandet
B8	+6,6 (+6,7)	0,3	+6,3	0,3	+6,3	Moræneler, sandet
B9	+6,9 (+7,0)	0,2	+6,7	0,2	+6,7	Moræneler, sandet
B10	+7,5 (+7,6)	0,3	+7,2	0,3	+7,2	Moræneler, sandet
B11	+7,1 (+7,2)	0,3	+6,8	0,3	+6,8	Moræneler, sandet
B16	+7,0 (+7,1)	0,2	+6,8	0,2	+6,8	Moræneler, sandet

Skema 4 Centrale/Vestlige område.

Overside af bæredygtige aflejringer ved borerne (OSBL) og afrykningsniveau for gulve (AFRN). Fyld og muld må forventes at kunne variere regelløst mellem borerne.

Koter i parentes er i kotesystem DNN, hvilket ved størstedelen i de gamle borer også er angivet på boreprofilerne.

\* Terrænkoten og dertilhørende koter i OSBL/AFRN må tages med et vist forbehold grundet usikkerhed om gulvkoten.

Sydlige område						
Boring	Terrænkote m DVR90 (DNN)	OSBL m u.t. kote m DVR90		AFRN m u.t. kote m DVR90		Aflejringer i OSBL
B103	+7,8	6,1*	+1,7	6,1*	+1,7	Ler, fedt
B104	+7,7	2,3/ 3,3	+5,4/ +4,3	2,3/ 3,3	+5,4/ +4,3	Ler/Sand
B113	+8,8**	2,1	+6,7	2,1	+6,7	Moræneler, sandet
B114	+6,2	0,9	+5,3	0,9	+5,3	Ler, ret fedt
B127	+8,2	3,2	+5,0	3,2	+5,0	Ler, sandet

Skema 5 Sydlige område.

Overside af bæredygtige aflejringer ved boringerne (OSBL) og afrymningsniveau for gulve (AFRN). Fyld og muld må forventes at kunne variere regelløst mellem boringerne.

Koter i parentes er i kotesystem DNN, hvilket ved størstedelen i de gamle boringer også er angivet på boreprofilerne.

\* Boringen fremstår med planterester/organisk præget.

\*\* Terrænkoten og dertilhørende koter i OSBL/AFRN må tages med et vist forbehold grundet usikkerhed om gulvkoten.

#### 4.4 Direkte fundering og sandpudefundering (centrale/vestlige område)

Med de trufne jordbundsforhold i den centrale/vestlige del af byggefeltet vurderes det, at den mest hensigtsmæssige funderingsmetode er en direkte fundering, stedvist kombineret med en sandpudefundering. Ved en sandpudefundering foretages en fuldstændig udskiftning af samtlige fyld- og sætningsgivende aflejringer med sundt velkomprimeret sand-/grusfyld.

Når udskiftningen er foretaget, kan der gennemføres en direkte fundering i normal frostsikker dybde i den udførte sandpude. Gulve, hvortil der ikke stilles særlige krav om sætningsfrihed, vil kunne udføres som let armeret terrændæk på normal vis.

Fundamenter skal føres til OSBL, dog minimum i frostsikker dybde, som er 0,9 m under fremtidig terræn. For fritliggende (uopvarmede) fundamenter skal benyttes en frostsikker dybde på 1,2 m.

Da der stedvist funderes i ret fedt ler, skal ændringer i lerets vandindhold begrænses mest muligt. Løvfældende og visse arter stedsegrønne træer og buske bør fældes inden deres højde bliver halvanden gange så stor – hhv. dobbelt så stor – som afstanden til bygningen.



#### 4.5 Pælefundering (sydlige og nordlige område)

Med de trufne jordbundsforhold i hhv. den sydlige og nordlige del af byggefeltet og med de nuværende terrænkoter vurderes det, at den mest hensigtsmæssige funderingsmetode i disse områder er en pælefundering med rammede jernbetonpæle.

Ved en pælefundering overføres alle belastninger til jorden via pælene. Fundamenter og gulve skal derfor udføres selvbærende mellem pælene.

Med den aktuelle projektbeskrivelse vurderes overside af bæredygtige aflejringer (OSBL) ved de udførte borerige at være beliggende som angivet i skema 3.

Variationer kan forekomme mellem borerigerne, herunder større dybde til OSBL.

#### 4.6 Designgrundlag

Ved beregning af fundamenternes/pælernes bæreevne i korttids- og langtidstilstanden og ved overslags vurdering af sætninger skønnes følgende karakteristiske styrke- og deformationsparametre at kunne benyttes:

Jordart	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_{u,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi_k'$ [°]	$c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	K [kN/m <sup>2</sup> ]	Q %
Muld	16/6	-	25	-	5.000	-
Fyld, sand	18/8	-	34	-	10.000	-
Fyld, ler	19/9	40-150	25	0 - 5	5.000	-
Tørv	12/2	55-150	25	0 - 5	-	40-50
Gytje	14/4	15-65	23	0 - 3	-	9-31
Ler, Sg	19/9	50-300	25-30	5-20*	10.000- 30.000	-
Sand	18/9	-	35	-	30.000	-
Moræneler til 3 m u. t.	20/10	140-330	30	14-20	15.000- 50.000	-
Moræneler, dybere end 3 m u t	20/10	(80) 200- 530	30-32	8-20	15.000- 50.000	-
Indbygget sandfyld	18/10	-	37	-	30.000	-

Skema 6 Karakteristiske styrke- og deformationsparametre for de trufne aflejringer.

- $\gamma$ : Rumvægt - benyttes over vandspejlet
- $\gamma'$ : Effektiv rumvægt - benyttes under vandspejlet
- $c_{u,k}$ : Karakteristisk udrænet forskydningsstyrke
- $\phi_k'$ : Karakteristisk effektiv friktionsvinkel
- $c_k'$ : Karakteristisk effektiv kohæsion
- K: Konsolideringsmodul
- Q: Dekadehældning
- \*: Ved aflastning anvendes  $c' = 0$

Hvor vandspejlet er af betydning for dimensioneringen, anbefales det, at der regnes med et vandspejl i terræn med mindre der etableres dræn til sikring af et maksimerende vandspejl. Den nordligt beliggende bygning har sandsynligvis et omfangsdræn.

Projektet forventes at kunne gennemføres i geoteknisk kategori 2, jf. EN1997-1 afsnit 2.1 og DKNA annek K. Ved pælefundering kan det være nødvendigt at supplere med dybere geotekniske borer for at opfylde kravene til geoteknisk kategori 2.

#### 4.7 Direkte fundering

Dimensioneringen gennemføres i henhold til EN1997-1 og DKNA.

Der kan påregnes karakteristiske styrkeparametre som angivet i afsnit 4.6.

Med jordbundsforhold som truffet i de udførte borer, forventes funderingen at ville foregå overvejende moræneler og stedvist sandfyld.

I henhold til EN1997 afsnit 6.5.2.2 skal dimensioneringen af fundamenter altid gennemføres i både korttids- og langtidstilstand med den mindste af de beregnede bæreevner som dimensionsgivende.

Samtlige fundamenter udføres med en langsgående revnefordelende armering. Armeringen skal udgøre minimum 0,2 % af fundamentstværsnittet både foroven og forned. Der anvendes en til armeringen hørende betonkvalitet.

De trufne leraflejringer er ikke selvdrænende. Terræn skal gives fald bort fra bygningerne. Afhængigt af fremtidige belægninger og terrænforløb skal det overvejes, hvor og hvordan der eventuelt skal etableres dræn og afvanding af terræn. Vedrørende eventuelle drænarrangementer henvises til SBI-anvisning nr. 231.

##### 4.7.1 Gulve

Gulve, hvortil der ikke stilles særlige krav om sætningsfrihed, kan etableres direkte som let armeret terrændæk i niveauer som anført i skema 4.

Som eventuelt erstatningsfyld anvendes sunde sandmaterialer, der udlægges og komprimeres effektivt i tynde lag. Komprimeringen skal udføres svarende til gennemsnitlig 98 % Standard Proctor målt med isotopsonde (ingen enkeltværdi under 96 %).

Der indbygges kapillarbrydende lag under alle terrændæk.

##### 4.7.2 Deformationer

Ved overslagsmæssige sætningsberegninger skønnes der at kunne anvendes deformationsparametre som angivet i afsnit 4.6.

For korrekt dimensionerede og veludførte fundamenter forventes der ikke at ville optræde sætninger udover de vejledende grænseværdier for almindelige bygningskonstruktioner, som anført i EN1997-1, Annek H. Dette i øvrigt under forudsætning af ensartede belastningsfordelinger indenfor de enkelte bygningsafsnit og dimensionering under hensyn til de laveste styrkeparametre generelt.

#### 4.8 Sandpudefundering

Dimensioneringen gennemføres i henhold til EN1997-1 og DKNA.

Sandpudefunderingen udføres iht. vedlagte bilag B.

Der kan påregnes karakteristiske styrkeparametre som angivet i afsnit 4.6.

Samtlige fundamenter udføres med en langsgående revnefordelende armering. Armeringen skal udgøre minimum 0,2 % af fundamentstværsnittet både foroven og forneden. Der anvendes en til armeringen hørende betonkvalitet.

Sandpuden skal føres minimum 0,5 m udenfor ydersiden af fundamenter og etableres med anlæg  $a \geq 1,5$  regnet fra yderside af fundamenter og ned på OSBL. Sandfylden skal komprimeres svarende til gennemsnitlig 98 % Standard Proctor under funderingsniveau, målt med isotopsonde (ingen enkeltværdi under 96 %).

##### 4.8.1 Gulve

Gulve kan etableres direkte som let armeret terrændæk på den opbyggede sandpude.

Der indbygges kapillarbrydende lag på normal vis under alle terrændæk.

##### 4.8.2 Deformationer

Ved overslagsmæssige sætningsberegninger skønnes der at kunne anvendes deformationsparametre som angivet i afsnit 4.6.

For korrekt dimensioneret og veludført sandpude og fundamenter forventes der ikke at ville optræde sætninger udover de vejledende grænseværdier for almindelige bygningskonstruktioner, som anført i EN1997-1, Anneks H. Dette i øvrigt under forudsætning af ensartede belastningsfordelinger indenfor de enkelte bygningsafsnit og dimensionering under hensyn til de laveste styrkeparametre generelt.

#### 4.9 Pælefundering

Dimensioneringen gennemføres i henhold til EN1997-1 og DKNA.

Pælefunderingen anbefales udført med rammede jernbetonpæle.

##### 4.9.1 Verificering af bæreevner

Bæreevnen anbefales verificeret ved prøveramning af ca. 10 % af pælene, der fordeles jævnt over hele byggefeltet. Herefter kan suppleres med udførelse af PDA-målinger og enkelte CAPWAP-analyser til endelig fastlæggelse af pælernes bæreevner. Prøvepælene er væsentlige for at fastlægge variationer indenfor byggefeltet nærmere.

Den karakteristiske værdi for en pæls bæreevne,  $R_{ck}$  fastsættes jf. EN1997-1 afsnit 7.6.2.4.(4)P og DKNA annek A, tabel A.11 som følger:

$R_{ck} = R_{cm} / 1,5$  for pæle hvor brudbæreevnen,  $R_{cm}$  er bestemt vha. Den Danske Rammeformel

$R_{ck} = R_{cm} / 1,25$  for pæle hvor brudbæreevnen,  $R_{cm}$  er bestemt ved PDA-målinger (gælder kun pælene hvorpå PDA-målingerne er udført)

$R_{ck} = R_{cm} / 1,4$  for øvrige pæle hvor udførte PDA-målinger er repræsentative.

Den regningsmæssige bæreevne  $R_{cd}$  kan for normale belastningstilfælde beregnes ved at dividere den karakteristiske værdi  $R_{ck}$  med partialkoefficienten  $\gamma_b = 1,3$  i middel konsekvensklasse, jf. EN1997-1 afsnit 7.6.2.4.(4) og DKNA annek A, tabel A.6.

Dimensioneringen gennemføres i henhold til EN1997-1 og DKNA.

Pælefunderingen anbefales udført med rammede jernbetonpæle.

Pælene forventes rammet i ler (kohæsionsjord) men kan stedvist ikke udelukkes at måtte rammes i sand. Pælebæreevnen fastsættes ved geostatisk beregning, jf. DKNA annek L, punkt (1) til (4).

Fundamenter og gulve udføres selvbærende med alle belastninger overført til jorden via pælene. For at undgå for store spænd i gulvkonstruktionen kan det være nødvendigt at etablere tværgående pælefunderede bjælker mellem fundamentene. Der indbygges kapillarbrydende lag på normal vis.

Bestemmelsen af dimensionsgivende pælebæreevner skal ske **både** ud fra laster i brudgrænsetilstande og laster i anvendelsesgrænsetilstanden.

#### 4.10 Eventuel kælder over grundvandsspejlet

Ved et eventuelt fremtidigt kælderniveau og afhængigt af koten til denne og det trufne grundvandsspejl vurderes en kælder at kunne udføres som en *effektiv drænet, isoleret og asfalteret konstruktion*.

Ved en drænet konstruktion udføres effektive omfangsdræn placeret i niveau med underside af kælderfundamenter. Der udføres drænstrengene under kældergulve pr. ca. 3 m. Drænstrengene forbindes via rørgennemføringer i fundamenter til det fikserende omfangsdræn.

Med mindre der udføres tætte belægninger i terræn helt ind til bygningen, anbefales der etableret et effektivt omfangsdræn tæt under terræn. Dette dræn skal sikre bortledning af overfladevand før det søger ned langs kældervæggene.

Der skal sikres gode muligheder for eftersyn og spuling af dræn, bl.a. ved etablering af inspektions- og spulebrønde med passende afstand, 15 – 20 m og som minimum ved alle hjørner/knæk.

Der indbygges kapillarbrydende lag på normal vis.

Vægge skal dimensioneres for ensidigt jordtryk iht. EN1997-1, afsnit 9.5 m.fl. Der skal ved dimensioneringen tages hensyn til eventuelt bidrag fra højere liggende fundamenter og gulve samt anden last (f.eks. trafiklast, komprimering etc.).

Der skal sikres gode udluftningsmuligheder af kælderrummene.

Der skal ske aftrapning af kælderfundamenter mod højereliggende fundamenter. Aftrapningen skal ske i spring på maksimal 0,6 x 0,6 m (vandret x lodret). Armeringen føres gennem aftrapning.

#### 4.11 Veje og pladser

Sekundære veje og pladser, hvortil der ikke stilles særlige krav om jævnhed, kan som udgangspunkt udføres efter afrømning af øvre muldrag.

Det vurderes, at der kan regnes med normal underbund, hvor planum består af moræneler, god underbund, hvor der træffes rent intakt sand og ringe underbund hvor der træffes tørv og gytje. Der vurderes at kunne anvendes E-moduler som angivet i skema 7.

Jordart	E-modul [MPa]
Tørv/Gytje	0-8
Ler, Moræneler	8-40
Sand	20-40
Indbygget sandfyld	50-100

Skema 7 E-moduler for de trufne aflejringer.

Opbygningen foretages i øvrigt iht. gældende vejregler.

Der skal sikres en effektiv dræning af planum og bærelag.

#### 4.12 Ledningsanlæg

Krav til lægning af ledninger i jord DS 430, DS 436, DS 437 og DS 475 skal overholdes.

Placeres ledninger i fyld og/eller sætningsgivende aflejringer (tørv eller gytje), kan der forekomme sætninger af disse. Overgange til pælefunderede bygninger skal overvejes nøje. Samlinger udføres fleksible således at mindre differensbevægelser kan tolereres.

Ledningerne skal sikres tilstrækkelig jorrdækning afhængig af den fremtidige anvendelse af planum. Jorddækningen bør ikke være mindre end 0,6 m, medmindre der foreligger nærmere beregninger. Komprimeringskrav til jorrdækningen afhænger ligeledes af den fremtidige anvendelse. Ved ledninger i veje og stier skal tilfyldningen foretages på en sådan måde, at planum opnår tilnærmelsesvis de samme egenskaber som udenfor ledningsgravens område.

## 5 ANLÆGSTEKNISKE FORHOLD

### 5.1 Generelle udførelsesforhold

Det anbefales, at enhver form for kørsel med maskiner eller anden færdsel på afrømmede flader undgås. Specielt i forbindelse med vand (grundvand/nedbør) må det forventes, at leraflejringer umiddelbart vil blive opblødte og opæltede.

Projektet udføres tæt op mod eksisterende konstruktioner. Selve udførelsen skal derfor vurderes nøje, og der skal udvises stor forsigtighed. Det skal til stadighed sikres, at stabilitet og bæreevne af de eksisterende bygværker ikke forringes. Såfremt eksisterende fundamenter er funderet i sand og/eller udgravning for en eventuel tilbygning skal foretages til et niveau under de eksisterende fundamenter, må der ikke uden nærmere undersøgelse bortgraves materialer over funderingsniveau. Det må forventes, at en sektionsvis udgravning og omgående udstøbning af fundamenter er nødvendig.

Ved midlertidige udgravninger for kloakledninger mv. forventes udgravninger over grundvandsspejlet at kunne udføres med skråningsanlæg  $a \geq 0,8$  i ler til 3 m under terræn og  $a \geq 1,2$  å 1,5 i sand og ler dybere end 3 m og  $a \geq 3$  i tørv og gytje. Alle skråningsanlæg er under forudsætning af ubelastet skråningstop, ingen tilstrømmende overfladevand og at grundvandsspejlet er sikret.

### 5.2 Udførelse af pæleramning

Som tidligere beskrevet skal pælebæreevnen verificeres ved prøveramning med ca. 10 % af pælene, hvor prøvepælene vælges 2 meter længere end forudsat. Ved prøveramning skal der optages fuld rammejournal med registrering af antal slag pr. 0,2 m nedsynkning for hele nedbringningen. I øvrigt føres rammejournal iht. EN1997-1, afsnit 7.9.

Det skal ved alle rammearbejderne tages i betragtning, at en del af nabobyggeriet er forholdsvis ældre bygninger, som konstruktionsmæssigt er følsomme overfor vibrationer. Det kan være en fordel ikke at ramme pælene til maksimal bæreevne, såfremt ramningen bliver for hård og vibrationerne dermed for høje. Forboring gennem øvre aflejringer af fyld kan ligeledes være en fordel.

### 5.3 Grundvandsforhold

Grundvandsspejlets beliggenhed afhænger af, på hvilken årstid arbejderne skal udføres.

Grundvandsspejlet er ved pejlerunde indmålt beliggende mellem kote +3,0 og +6,0 m DVR90.

Ved funderingsarbejder i indtil normal frostsikker dybde vurderes der ikke at ville opstå problemer med grundvand, når fundamentsrender udgraves og udstøbes hurtigt. Det vurderes, at der hovedsageligt vil forekomme sekundære vandspejl, og eventuelt grundvand forventes at kunne bortledes ved lænepumpning fra pumpe-sumpe. Forholdet er dog afhængigt af fremtidigt terræn- og udgravningsniveau.

Ved udgravning til mere end normal frostsikker dybde, herunder for udskiftning af blødbund, skal der forventes udført en midlertidig grundvandssænkning. Hvor der hovedsageligt træffes sand, kan grundvandssænkningen udføres med nedspulede filterkastede sugespidsler tilsluttet vacuumanlæg og suppleret med pumpepumpe.

Egentlige afskærende dræn kan dog være nødvendige for kælderudgravningen.

Ved dybe udgravninger i sand/silt/ler/gytje vil det være nødvendigt med egentlige filterboringer.

Afledning af grundvand i forbindelse med byggearbejder kan kræve myndighedsgodkendelse, jf. Vandforsyningslovens § 26.

#### 5.4 Genanvendelse

Opgravede rene sandmaterialer vurderes at kunne genindbygges under såvel bygninger som veje og pladser. Moræneler vurderes under gunstige omstændigheder at kunne genindbygges under veje og pladser. Muld, muldholdige materialer og silt kan ikke genanvendes, hvor der stilles krav til komprimering.

Ved opgravning henlægges materialer for genanvendelse i særlig depot så unødigt opblanding undgås. Om nødvendigt holdes depotet afdækket.

Frosne materialer må ikke genindbygges.

#### 5.5 Naboforhold

Det skal bemærkes, at funderingsforholdene for eksisterende bygninger i området ikke er undersøgt. En grundvandssænkning og pæleramning indebærer en risiko for følgeskader på utilstrækkeligt funderet nabobyggeri. Enhver grundvandssænkning bør derfor begrænses mest muligt i tid og omfang.

I tilfælde af at der findes bygninger tæt ved pæleramningen, anbefales det, at der udføres vibrationsmålinger for at overvåge, at vibrationerne fra ramningen ikke bliver for store. Det anbefales, at vibrationerne maksimalt må være 3 mm/sek.

Opmærksomheden henledes på, at eventuelt berørte naboer iht. byggelovens § 12 skal varsles om arbejdets omfang mindst 14 dage, før dette opstartes. Varslet skal ske skriftligt.

Eventuel grundvandssænkning er omfattet af Vandforsyningslovens § 28.

Det anbefales, at der foretages en fotoregrering af alle berørte bygninger. Fotoregreringen gennemføres før arbejdet opstartes.

## **6 KONTROL**

### **6.1 Generelt**

Kontrolarbejder foretages som udgangspunkt iht. EN1997-1, afsnit 4. Kontrolarbejdet skal gennemføres af en geoteknisk sagkyndig person.

Forhold til eksisterende bygninger, ledninger og konstruktioner må altid vurderes løbende.

### **6.2 Udgravningskontrol ved direkte fundering**

Der skal udføres en grundig geoteknisk kontrol i forbindelse med udgravning og funderingsarbejderne. Kontrollen skal omfatte alle udgravninger for fundamenter og gulve.

Kontrollen skal verificere de trufne aflejringer og de forudsatte styrkeparametre.

Der skal udføres supplerende forsøg i alle fundamentsudgravninger.

### **6.3 Udgravningskontrol for sandpude**

Der skal udføres en grundig geoteknisk kontrol i forbindelse med udskiftning for sandpuden, og udskiftningsniveauer skal verificeres før indbygning af sandfyld påbegyndes.

Kontrollen skal desuden dokumentere, at aflejringerne i udgravningsniveau har styrkeegenskaber som forudsat, dvs. der skal udføres supplerende forsøg i udgravningen.

### **6.4 Komprimeringskontrol**

Indbygget sandfyld med mægtigheder større end 0,6 m kontrolleres ved stikprøvekontrol med isotopsonde for at sikre en ensartet høj lejringstæthed i relation til de opstillede krav.

### **6.5 Pæle**

Ved ramning af pæle i ler anbefales det, at prøveramningen suppleres med PDA-målinger, således at pælernes bæreevne kan fastlægges vha. CASE- og CAPWAP-analyser. PDA-målingerne udføres minimum 3 dage efter indramningen.

Forinden prøveramning påbegyndes, skal rammeentreprenøren dokumentere effektivitetsfaktoren for det anvendte rammeudstyr. Dokumentationen må ikke være mere end 2 år gammel.

Tilsynet skal gives den nødvendige tid til fastlæggelse af bæreevner/nødvendige tiltag inden produktionsramningen opstartes.

Det kan være nødvendigt med efterramning af produktionspælene. Rammearbejdet bør derfor tilrettelægges således, at pælene kan henstå en dag før efterramning gennemføres.



Ingen pæle må kappes, før pælebæreevner er godkendt af tilsynet.

## **6.6 Ledningsanlæg og veje**

For ledningsanlæg, veje og stier skal der ske en visuel besigtigelse af planum før etablering.

Der skal som minimum udføres komprimeringskontrol af alle indbyggede materialer. Kontrollen bør omfatte serier á 5 isotopsondemålinger eller forsøg med let faldlod pr. 500 m<sup>3</sup> indbygget materiale og en maksimal lagtykkelse på 1 m pr. kontrolafsnit. Kontrollen skal omfatte både tilkørt og genindbygget materiale, bundsikring og stabilt grus.

## **7 VEDLIGEHOLDELSE**

### **7.1 Fundamenter, dræn og pumper**

Der forventes ingen særlig vedligeholdelse af fundamenter.

For eventuelle dræn skal der udarbejdes en vedligeholdelsesvejledning.

Det skal tilses, at dræn konstant er effektive. Kontrollen skal gennemføres minimum én gang årligt. Spuling/rensning af dræn foretages efter behov.

Funktionen af pumper og tilhørende elanlæg og automatik skal kontrolleres minimum 1 gang årligt. Der skal opstilles en plan for, hvorledes kontrollen gennemføres af hvem og hvornår, samt hvad der gøres i tilfælde af fejl ved kontrol og under drift.

### **7.2 Beplantning**

Der skal udarbejdes en vedligeholdelsesplan, der sikrer, at beplantningen i fremtiden overholder det forudsatte krav ved dimensioneringen af fundamenterne. Der skal stilles krav til beplantningens højde og afstand til bygninger.

## **8 SUPPLERENDE UNDERSØGELSER**

Afhængig af det fremtidige projekts placering og udformning kan det være nødvendigt at udføre supplerende geotekniske undersøgelser. Specielt hvis projektet omfatter etablering af dyb kælder og eventuel byggegrube indfatning skal der suppleres med dybere borer.

## 9 GEOTEKNISK PROJEKTERINGSRAPPORT

Der skal udarbejdes en geoteknisk projekteringsrapport jf. EN1997-1, afsnit 2.8.

Forudsætninger og anbefalinger som angivet i afsnittene 3 – 7 indarbejdes i relevant omfang i den geotekniske projekteringsrapport.

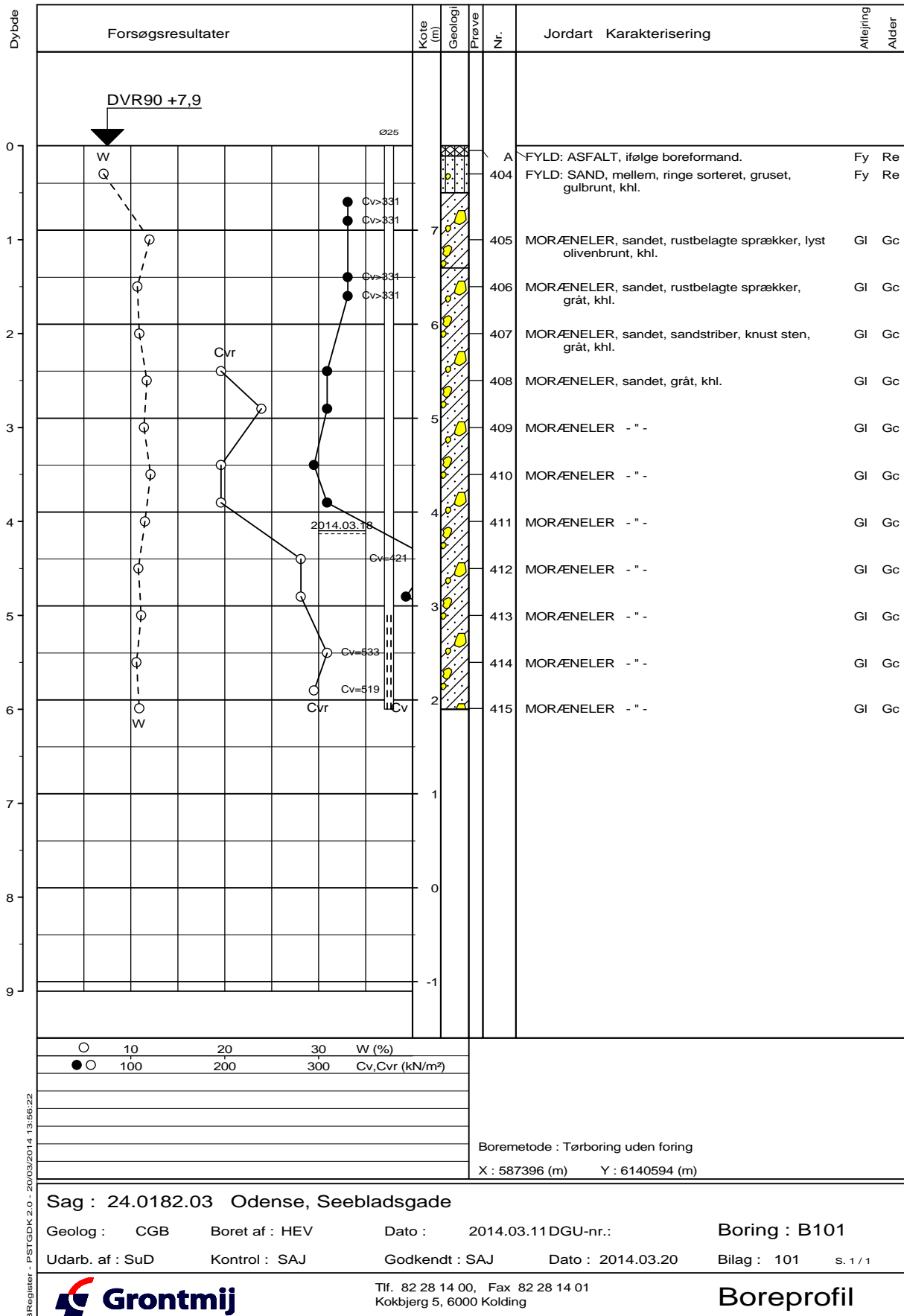
En geoteknisk projekteringsrapport skal som udgangspunkt indeholde følgende:

- Beskrivelse af jordbundsforhold
- Forudsatte regningsmæssige styrke- og deformationsparametre
- Laster og lasttilfælde
- Funderingsmetoder
- Udførelsesmæssige forhold
- Krav til kontrol
- Krav til vedligeholdelse

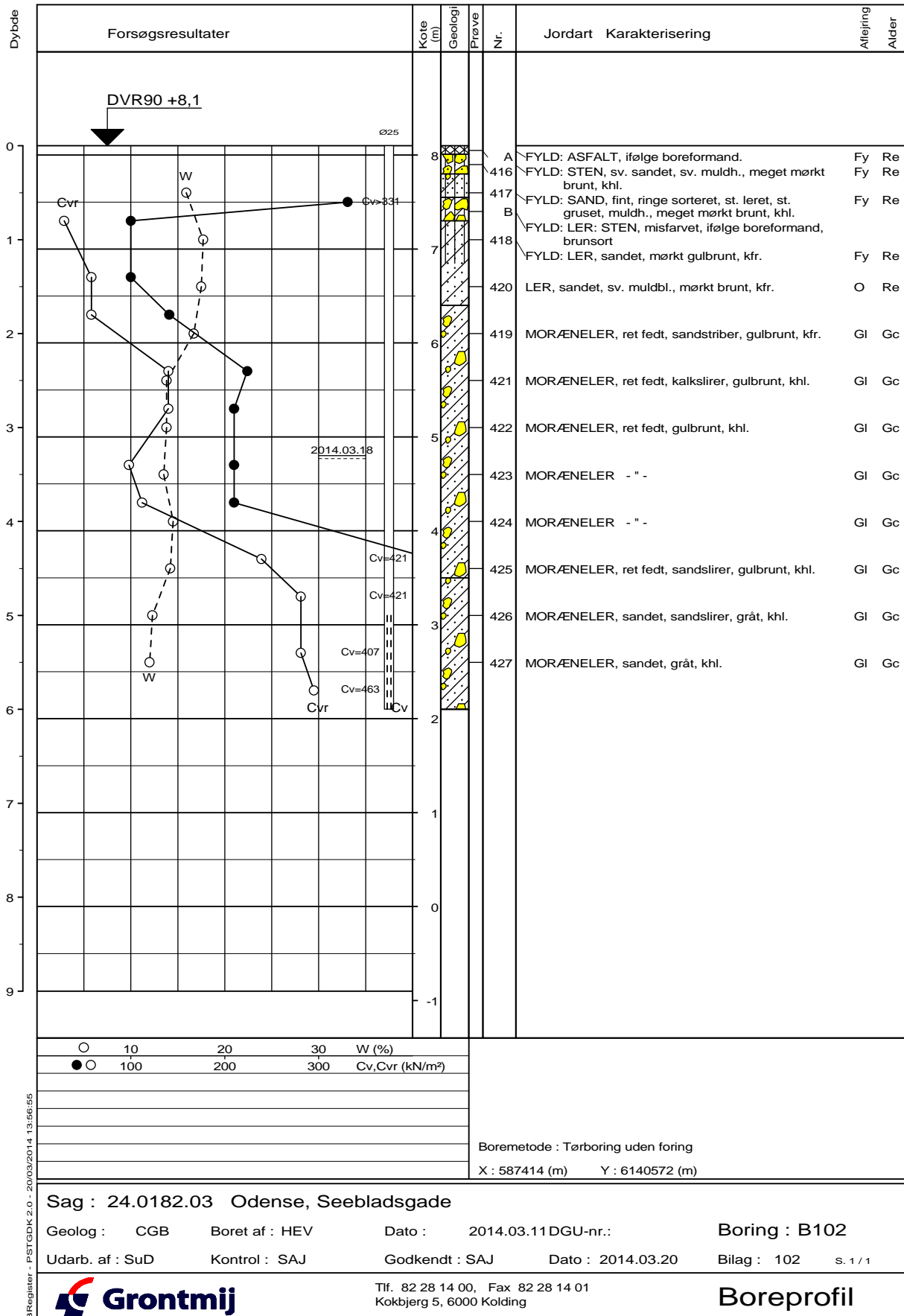
## 10 DIVERSE

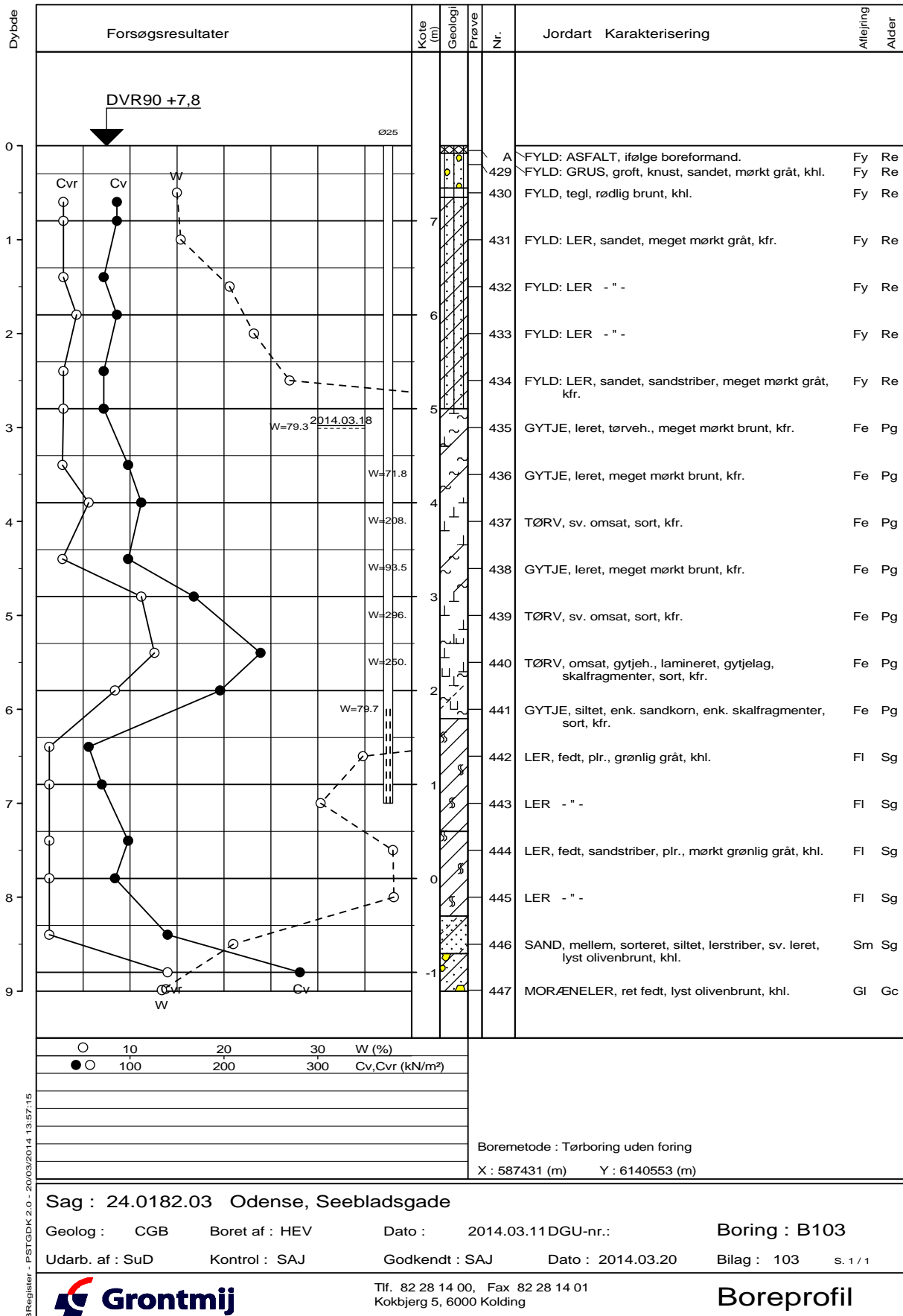
Vi er naturligvis også til disposition vedrørende ethvert spørgsmål angående den foretagne undersøgelse.

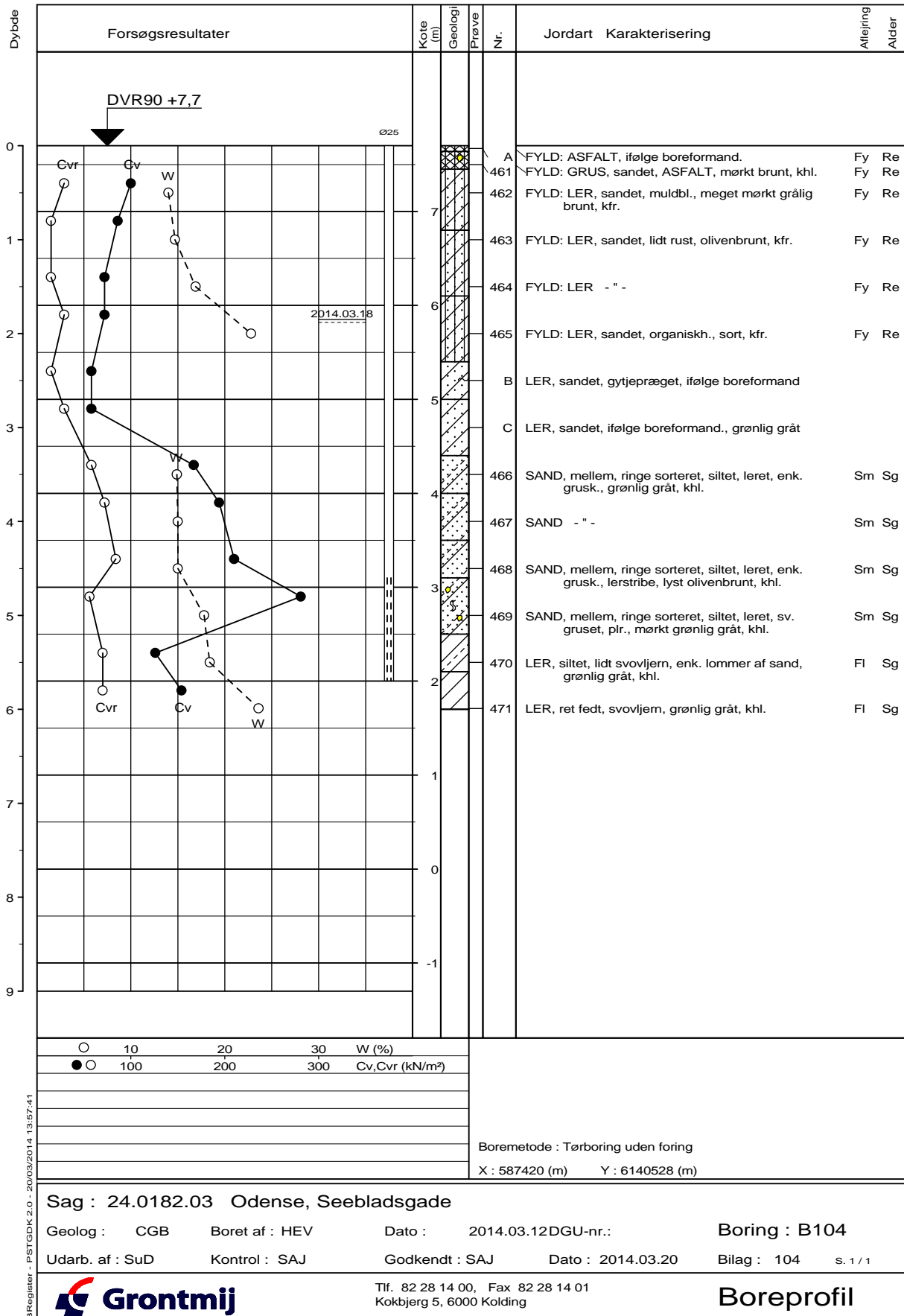
Optagne prøver opbevares i 14 dage fra dato.

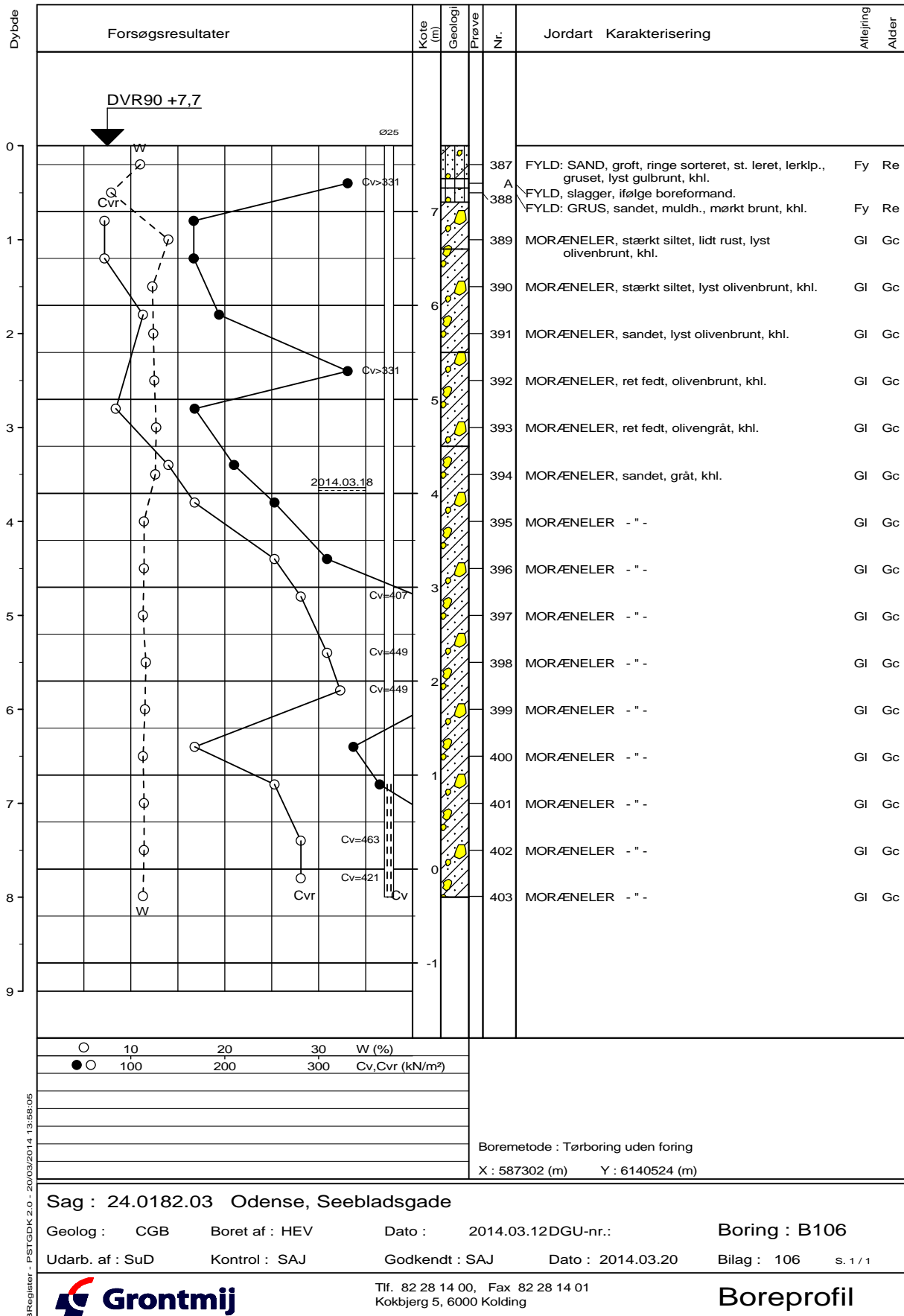


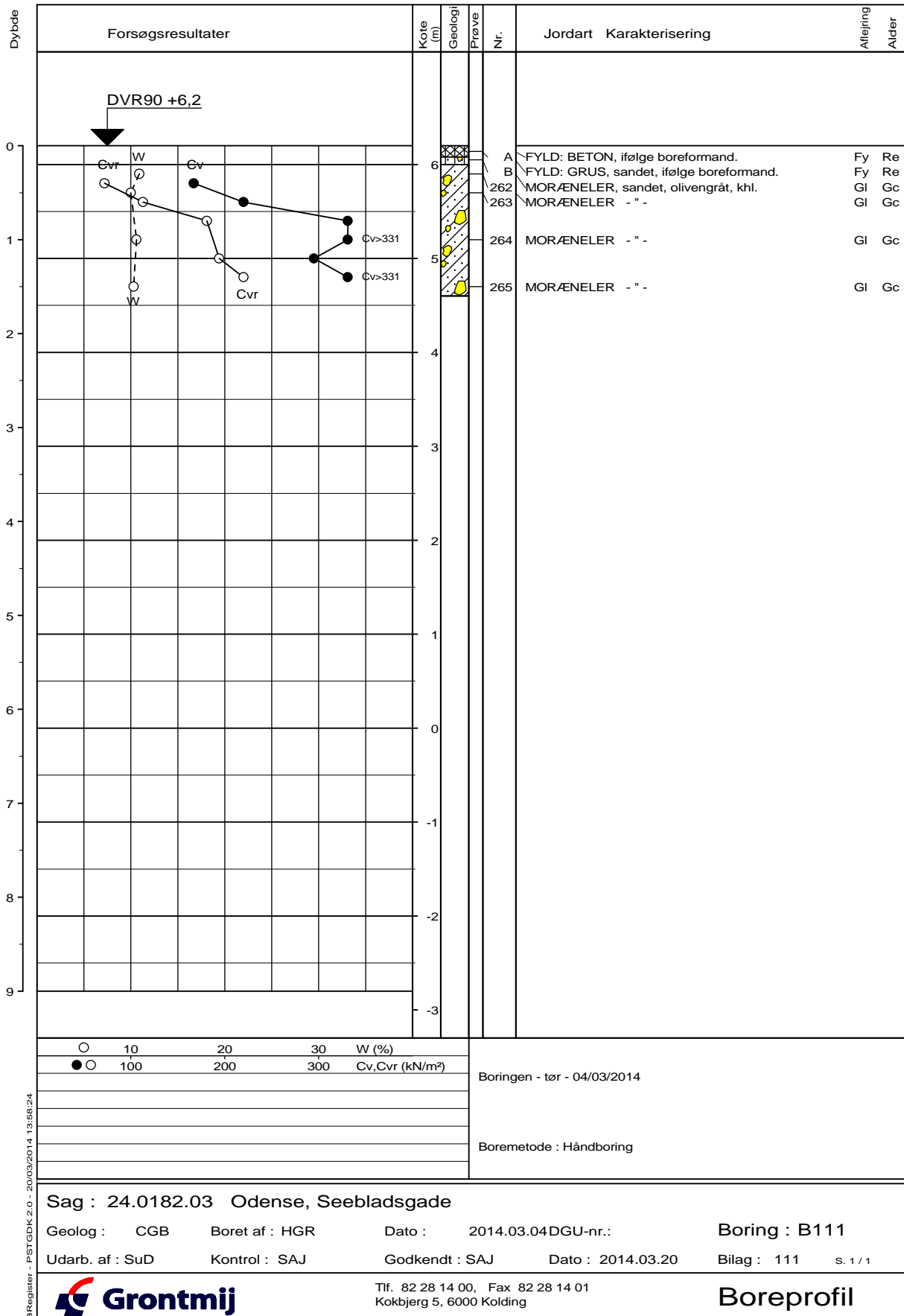
BRegister - PSTGDK 2.0 - 20/03/2014 13:56:22





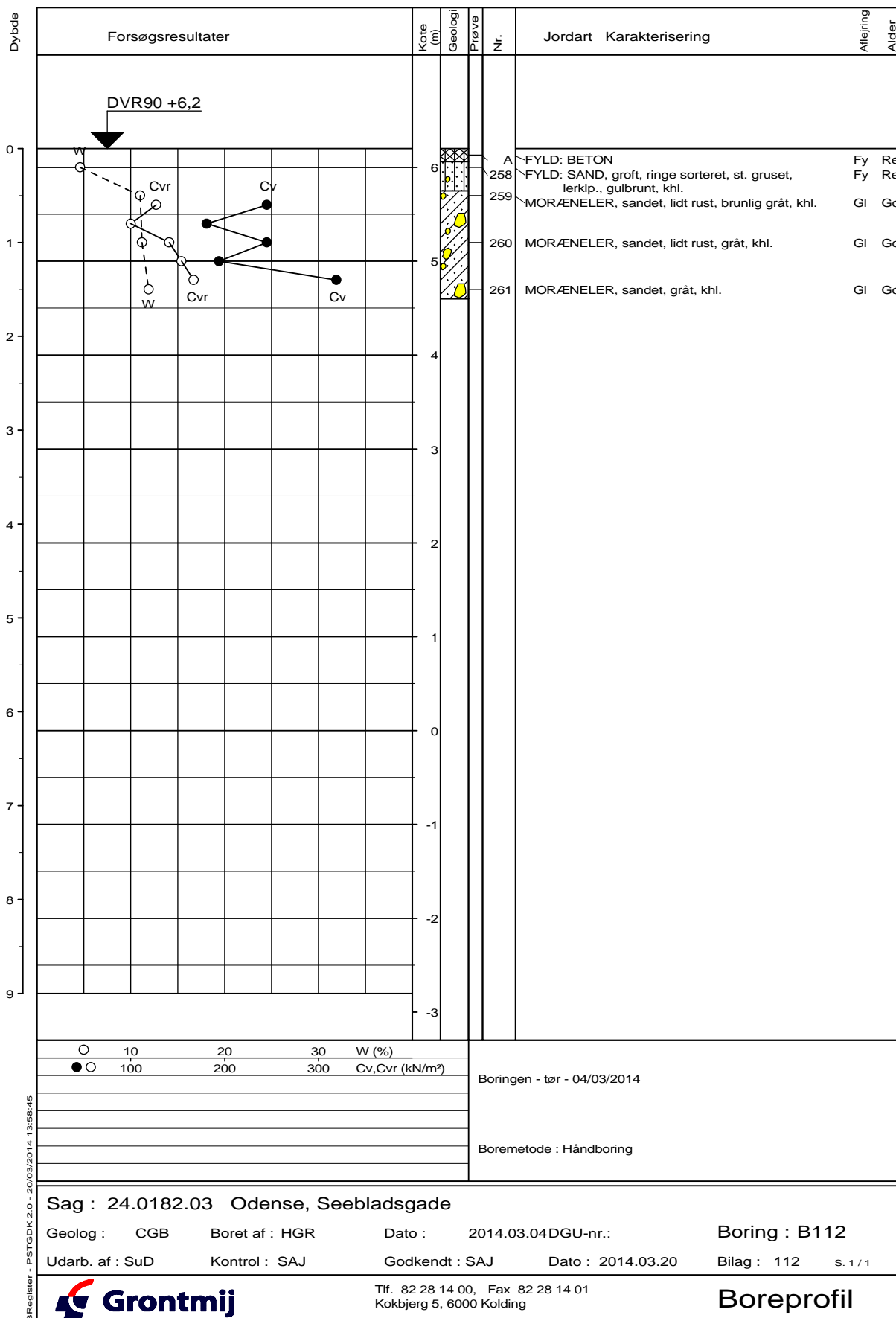




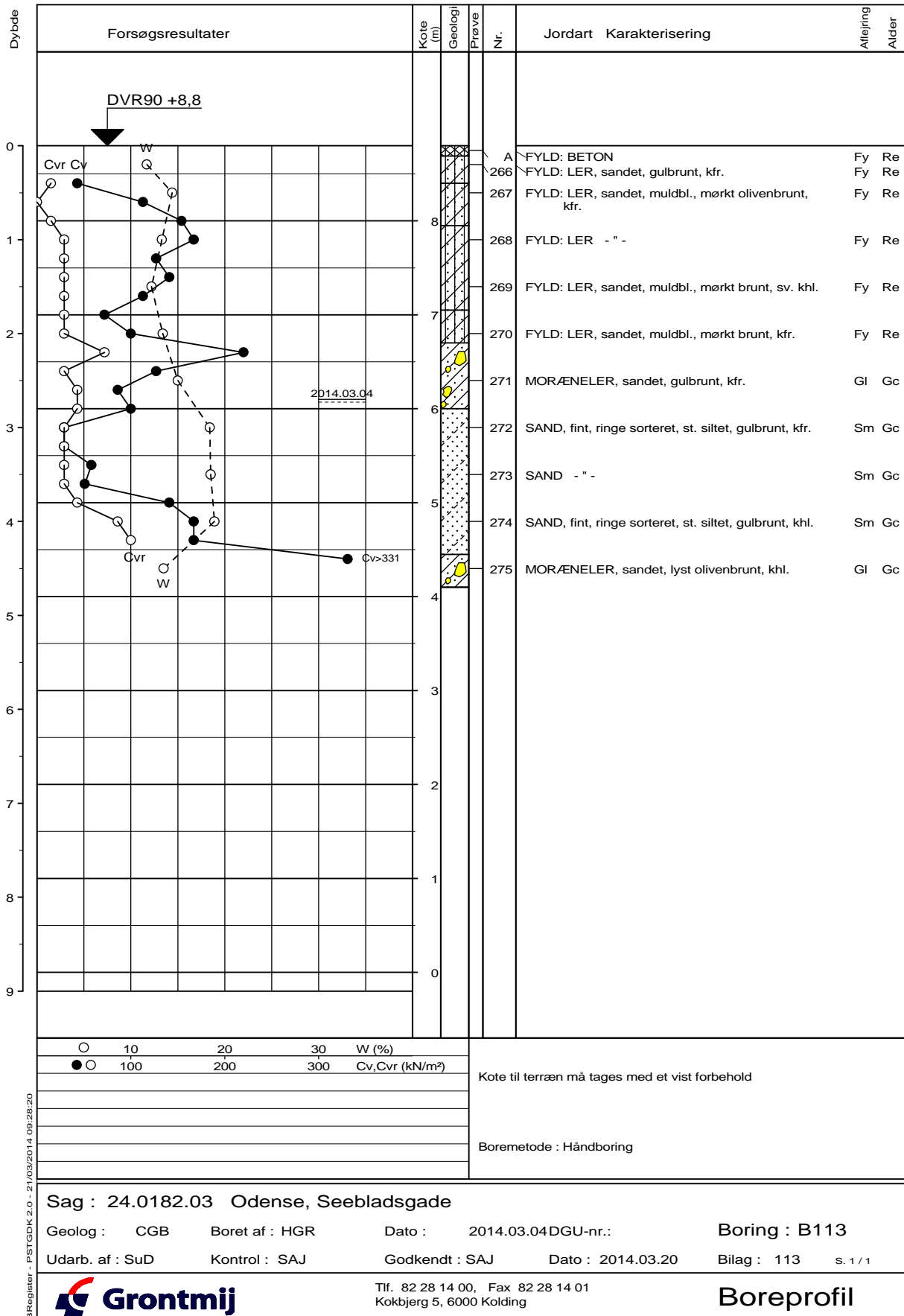


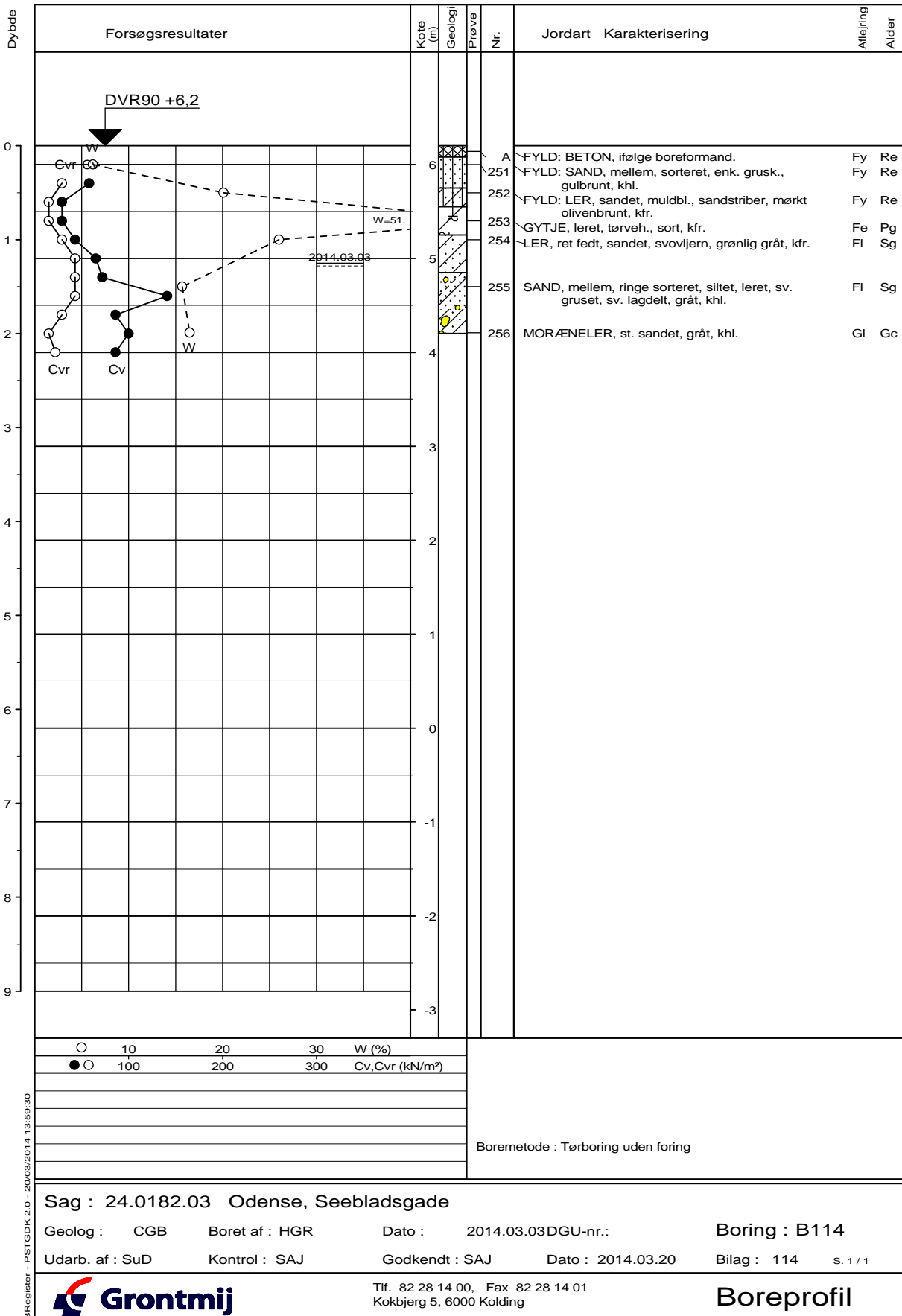
BRegister - PSTGDK 2.0 - 20/03/2014 13:58:24



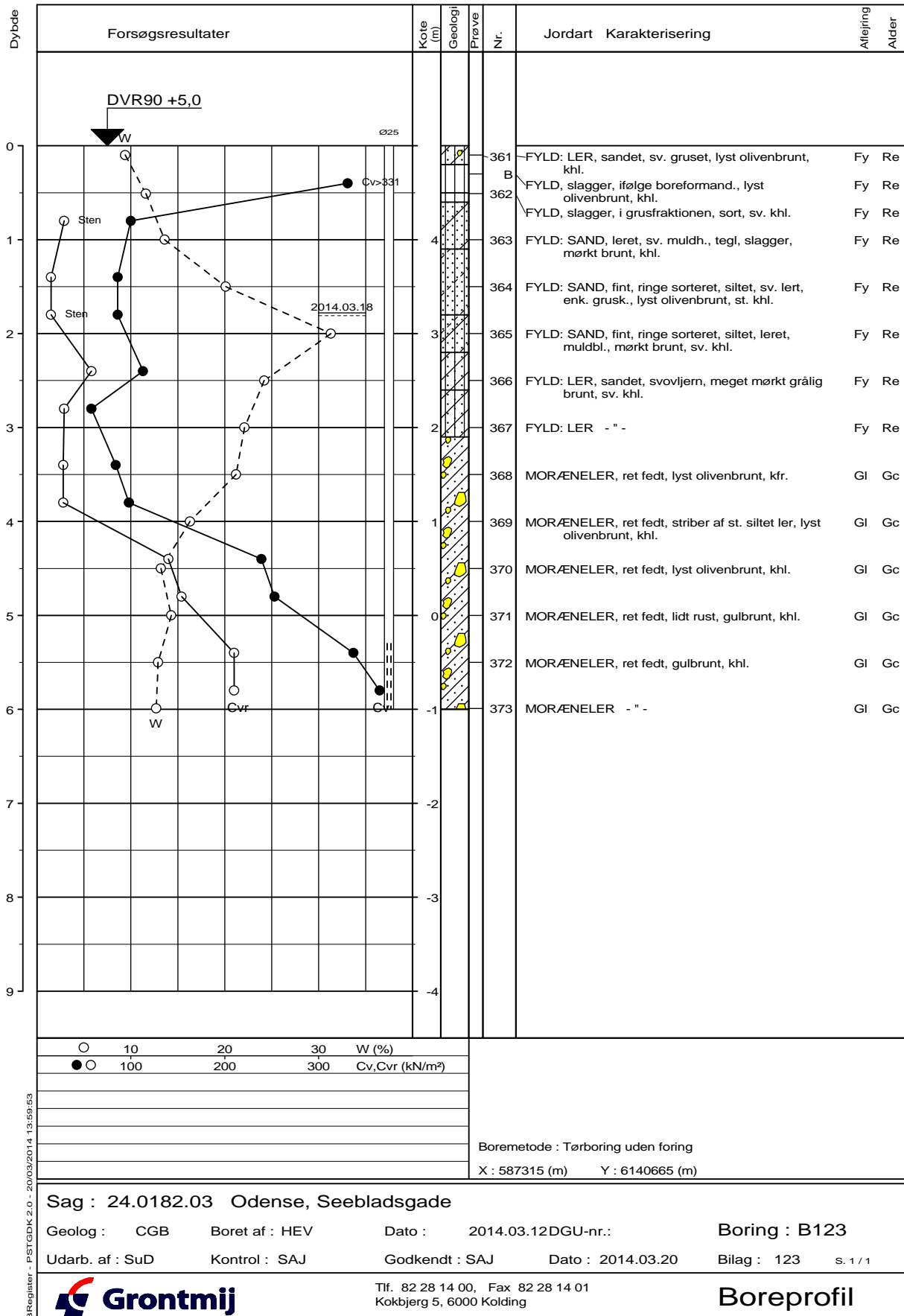


BRRegister - PSTGDK 2.0 - 20/03/2014 13:58:45

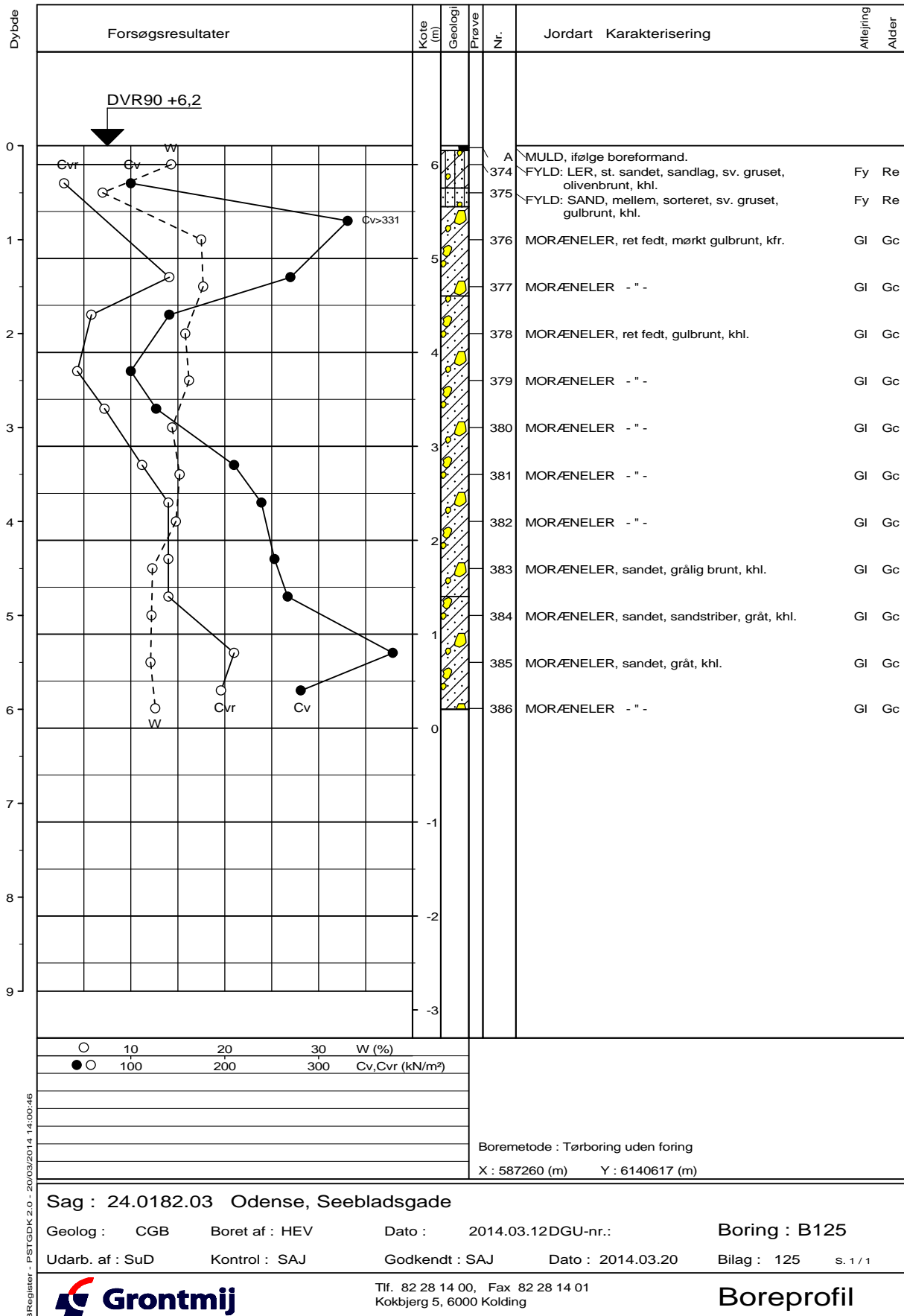




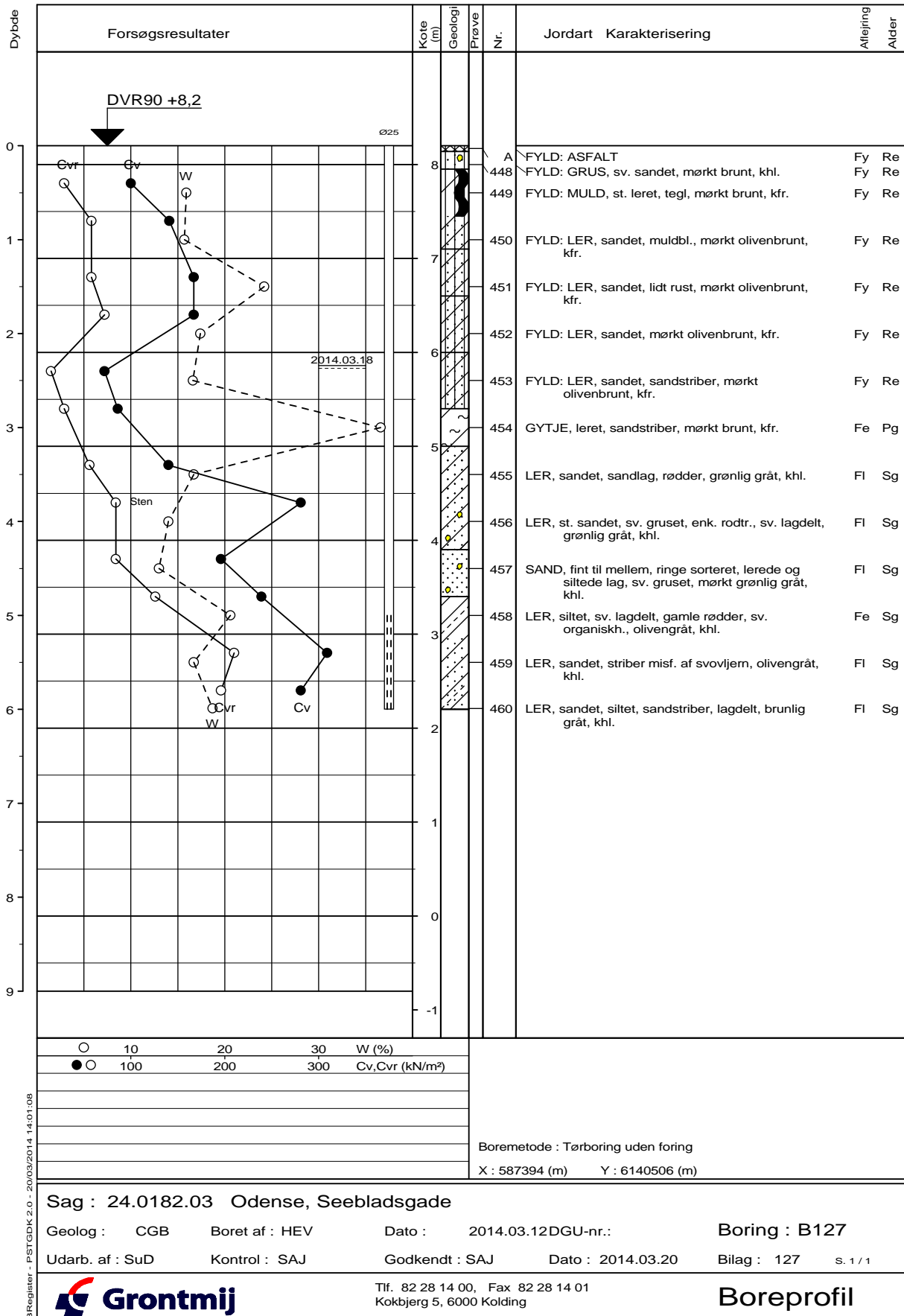
BRegister - PSTGDK 2.0 - 20/03/2014 13:59:30



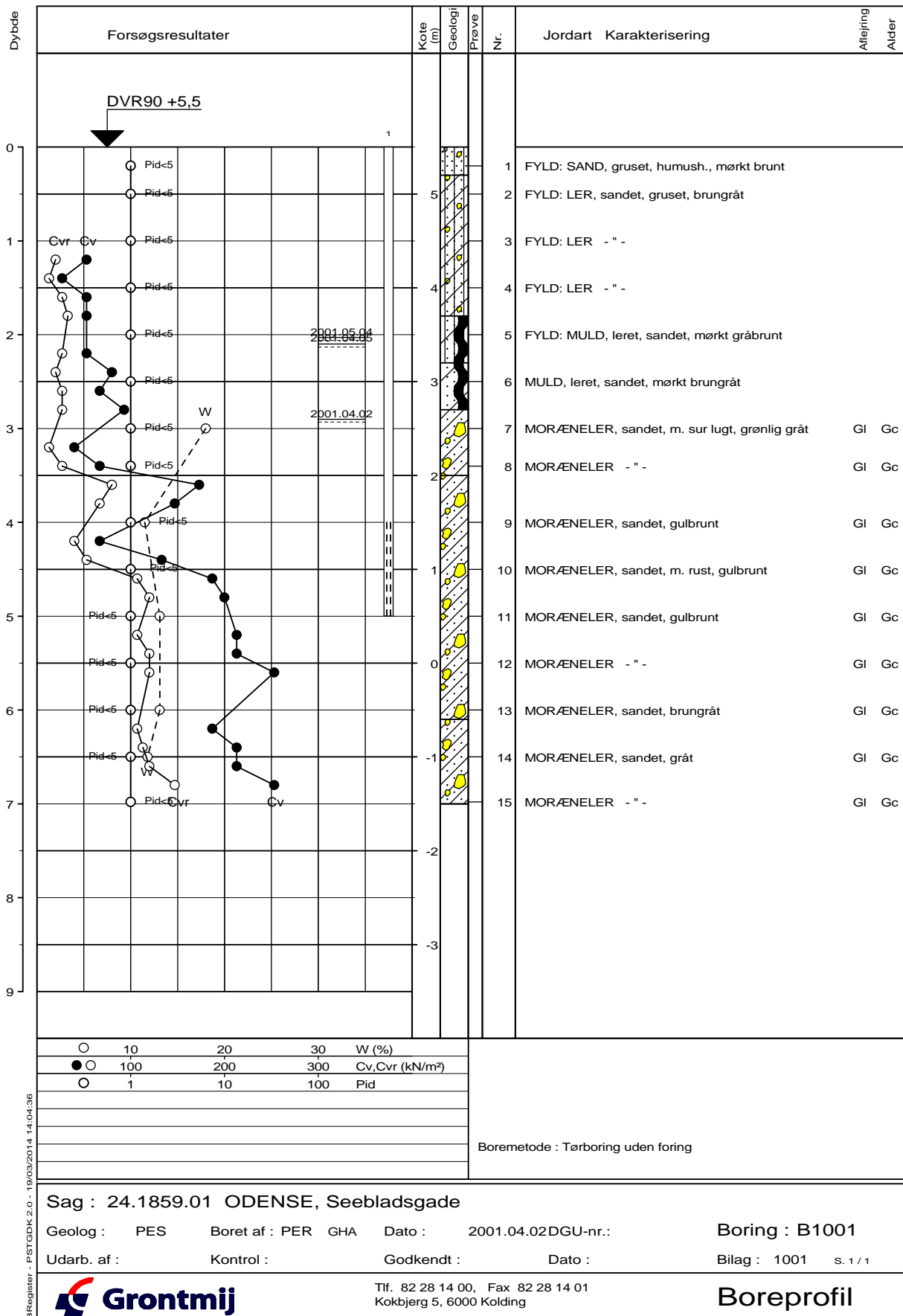
BRegister - PSTGDK 2.0 - 20/03/2014 13:59:53



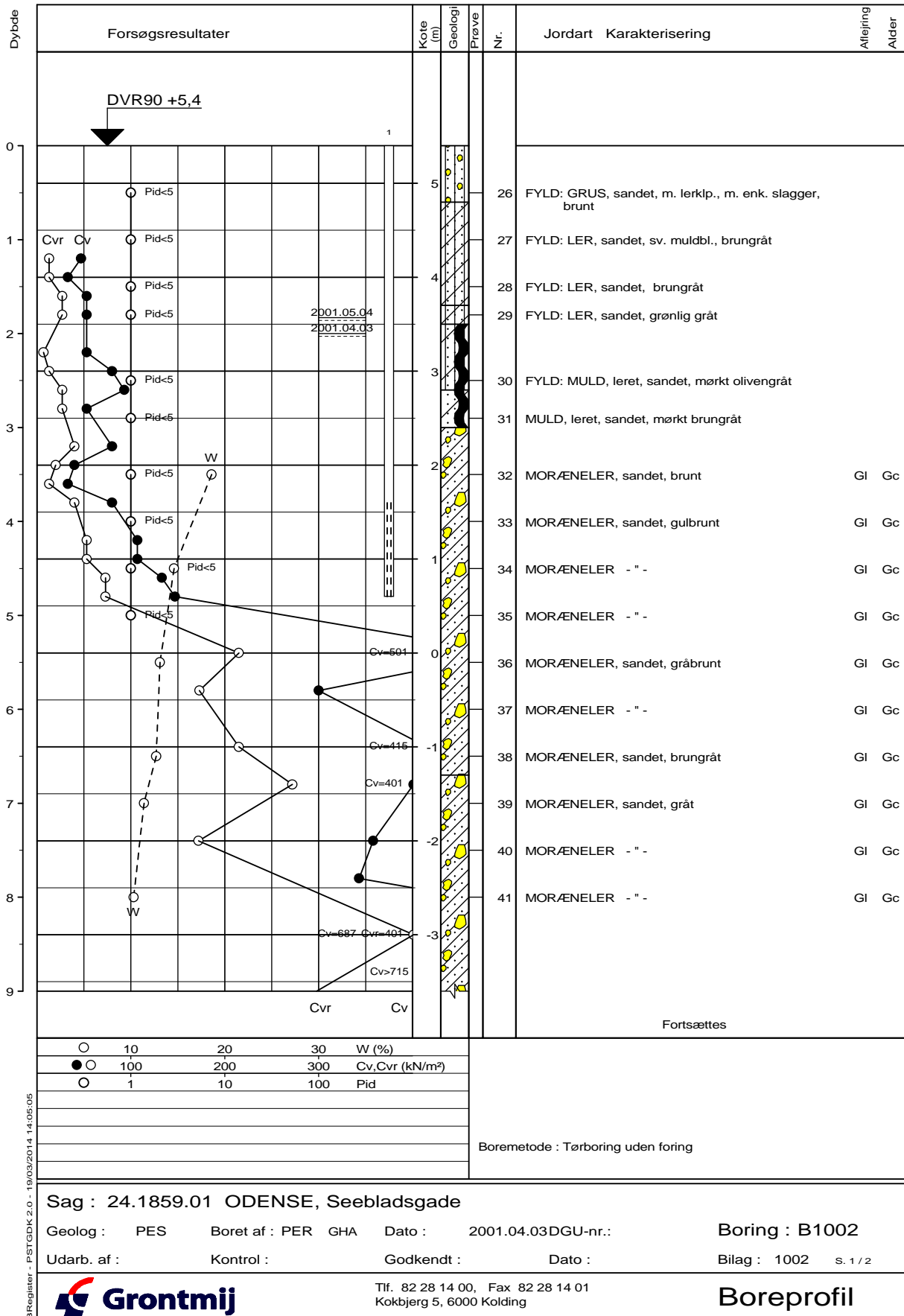
BRegister - PSTGDK 2.0 - 20/03/2014 14:00:46



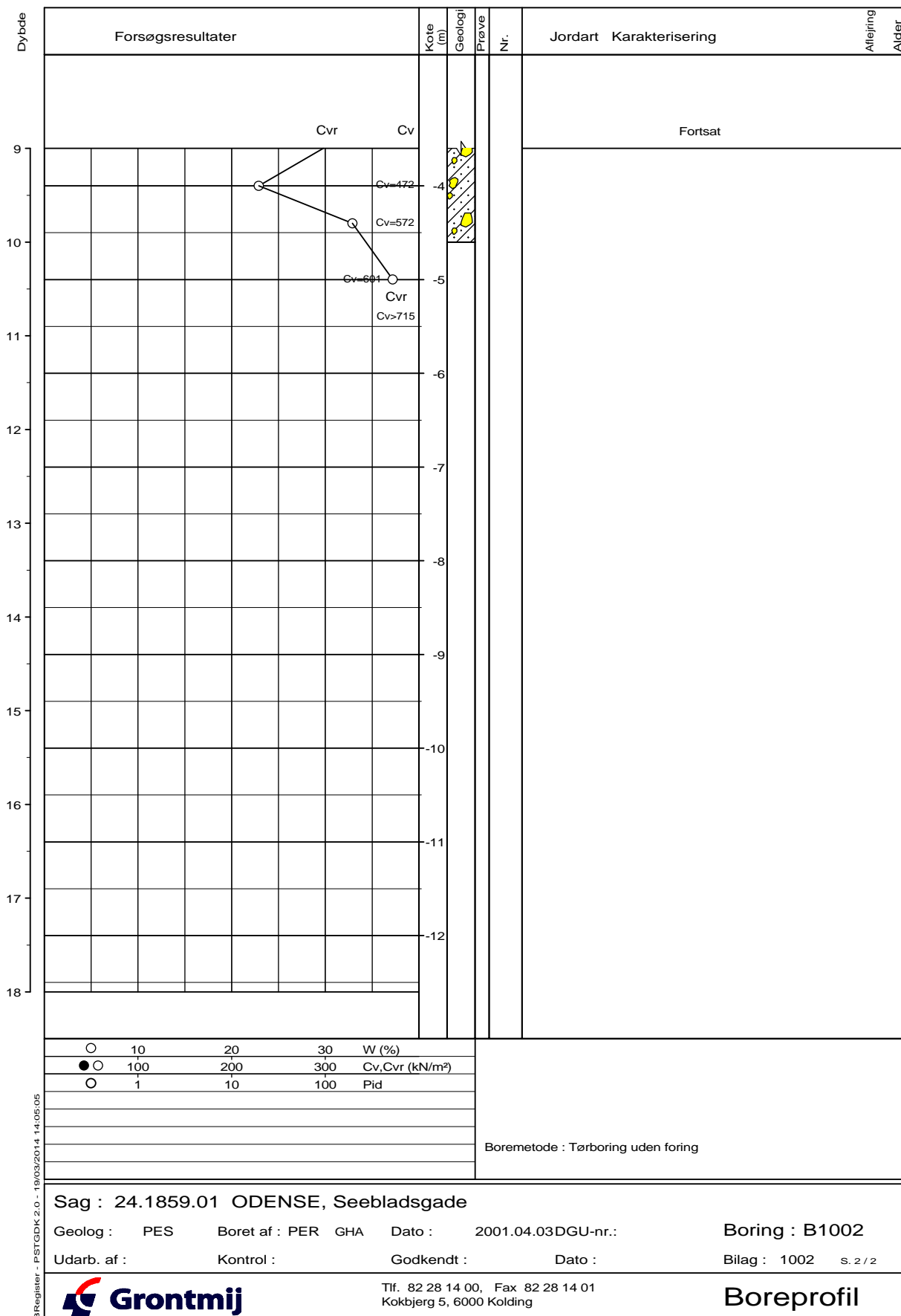
BRegister - PSTGDK 2.0 - 20/03/2014 14:01:08



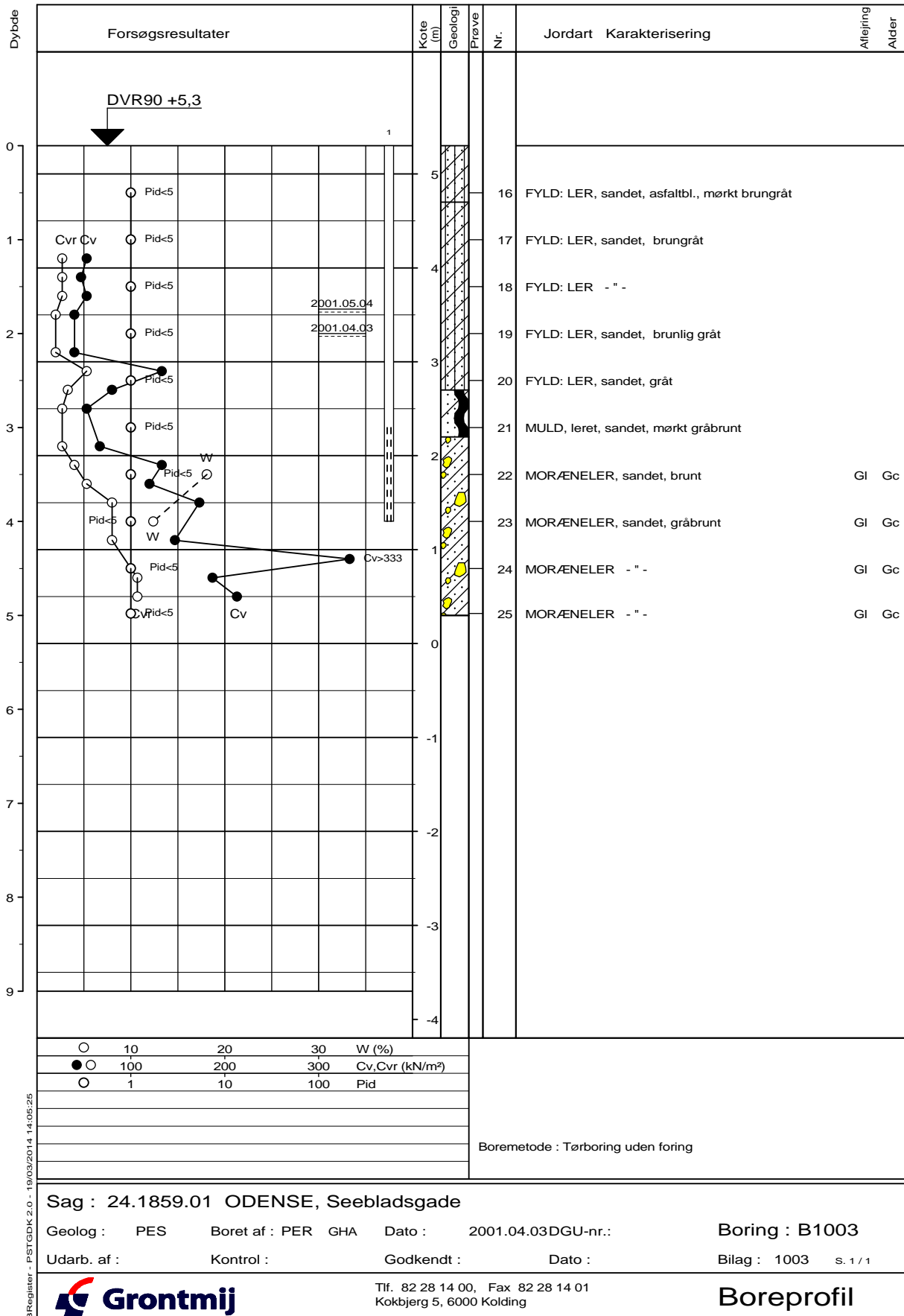
BRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:09:36



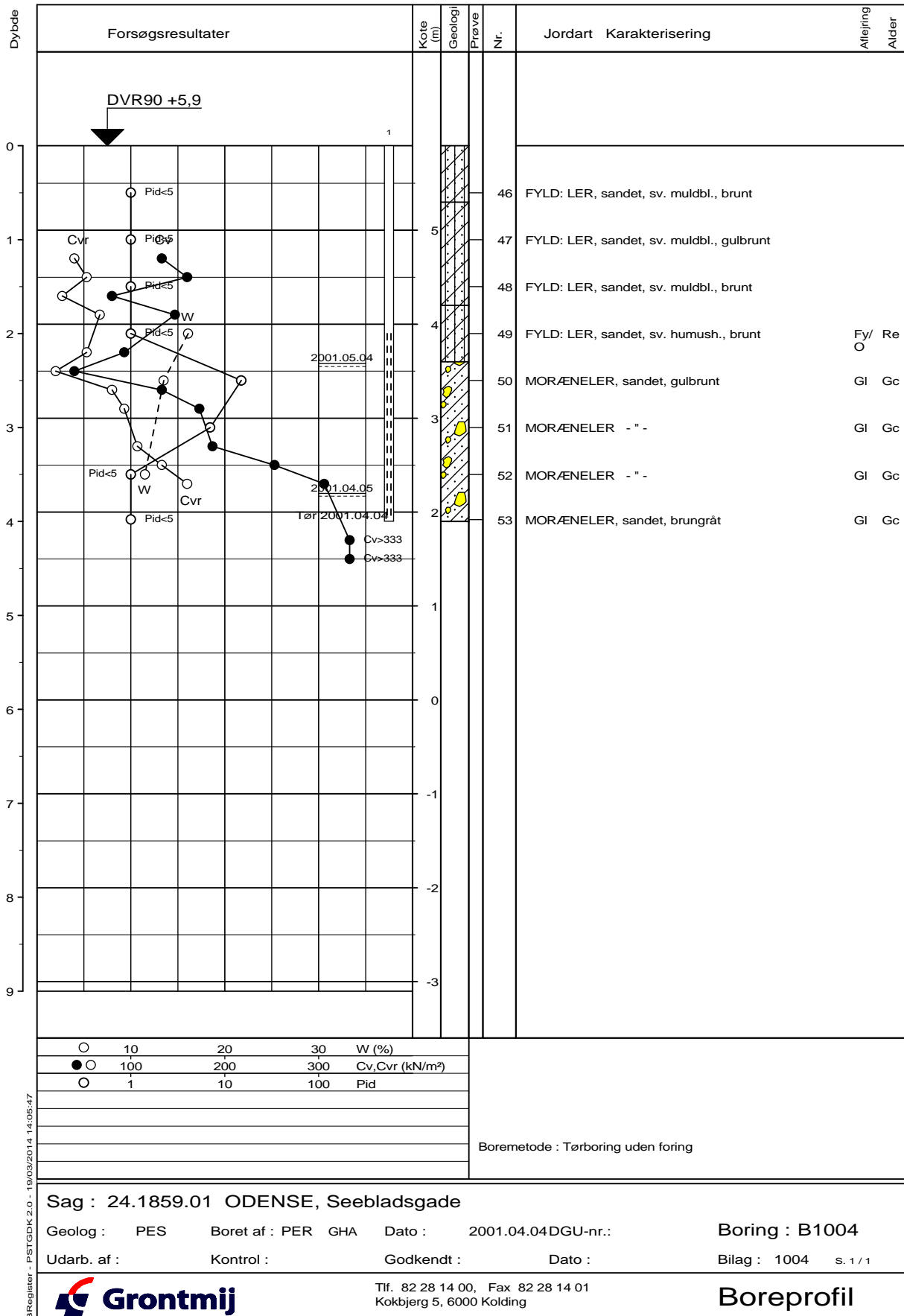




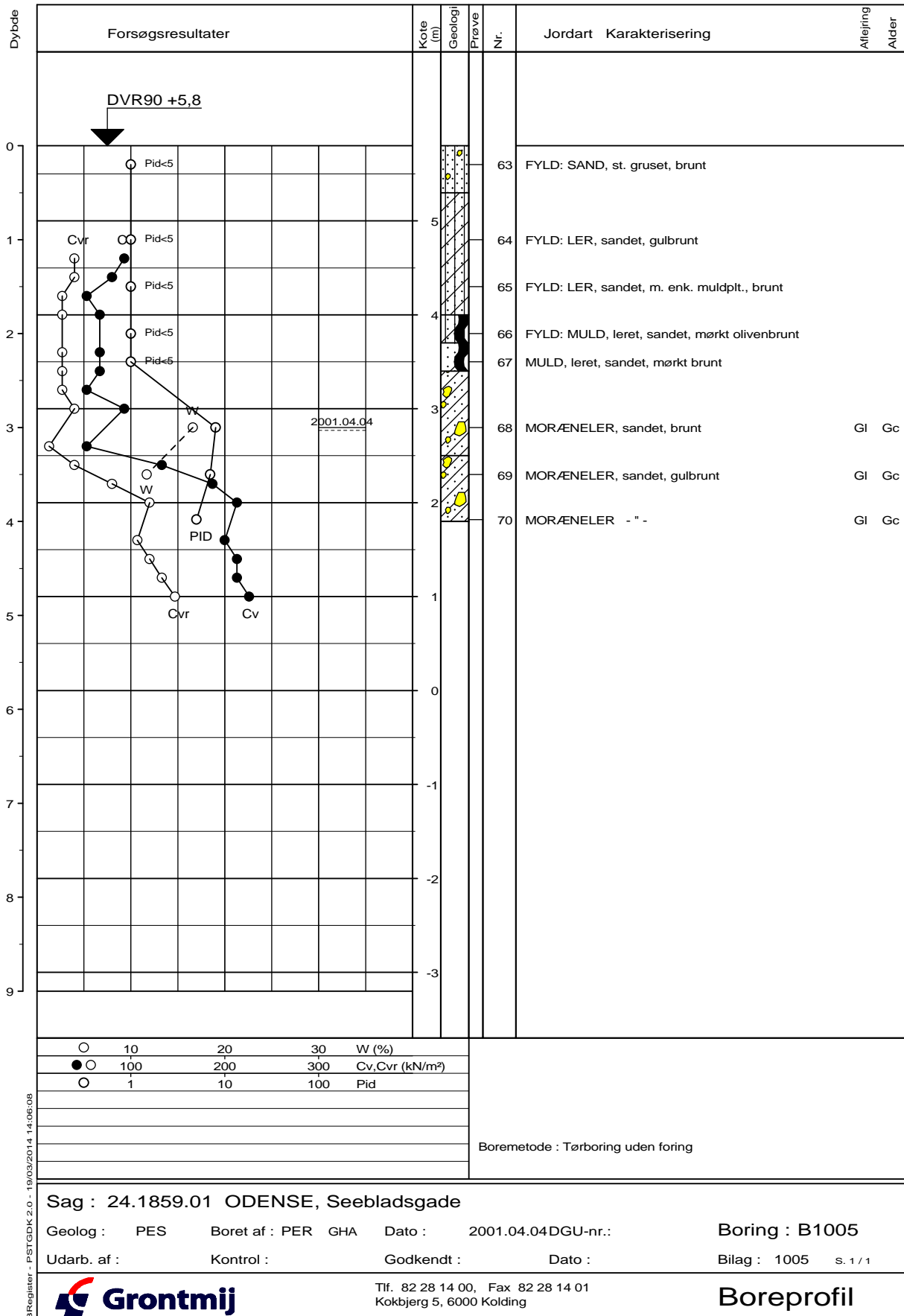
BRRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:05:05

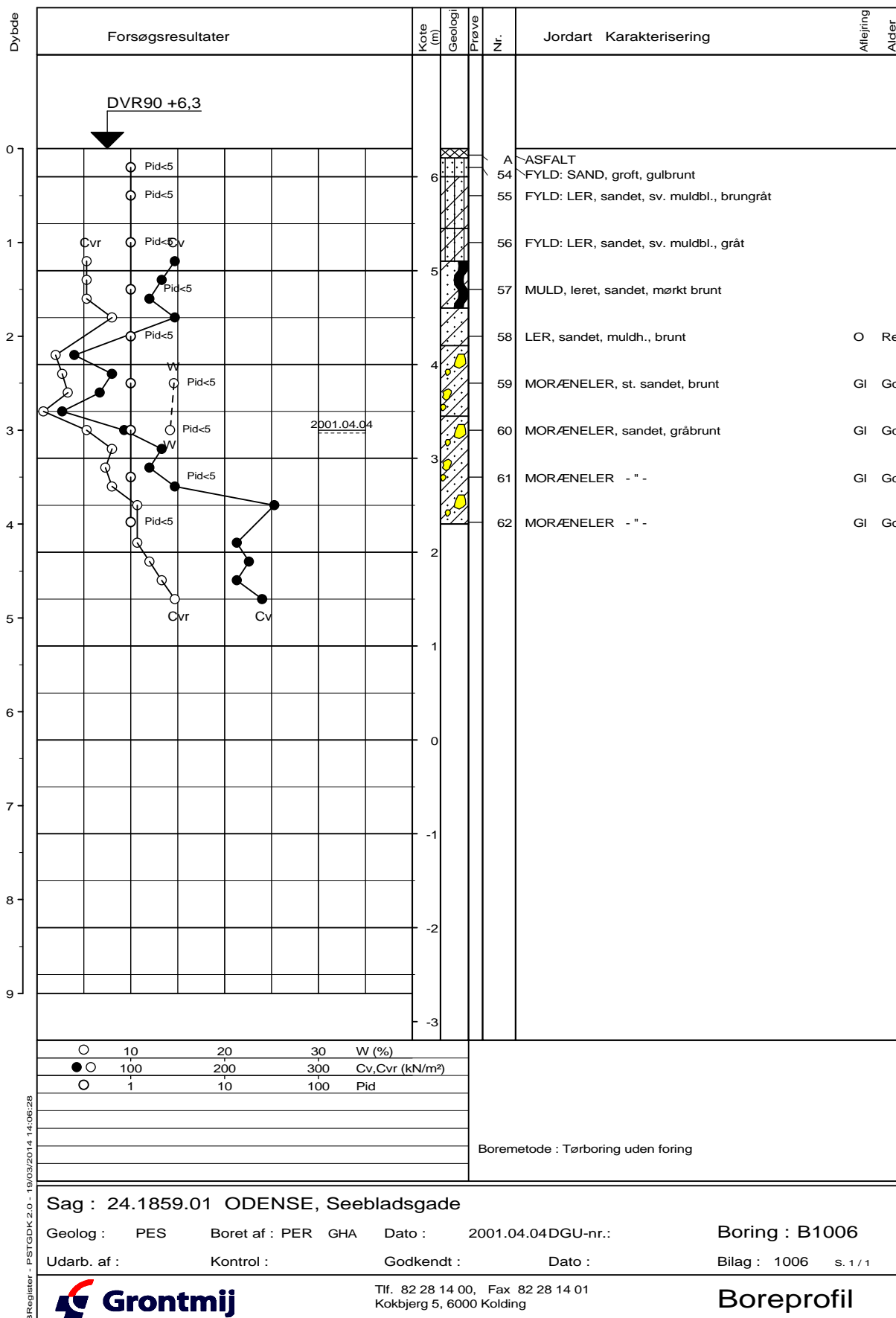


BRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:05:25

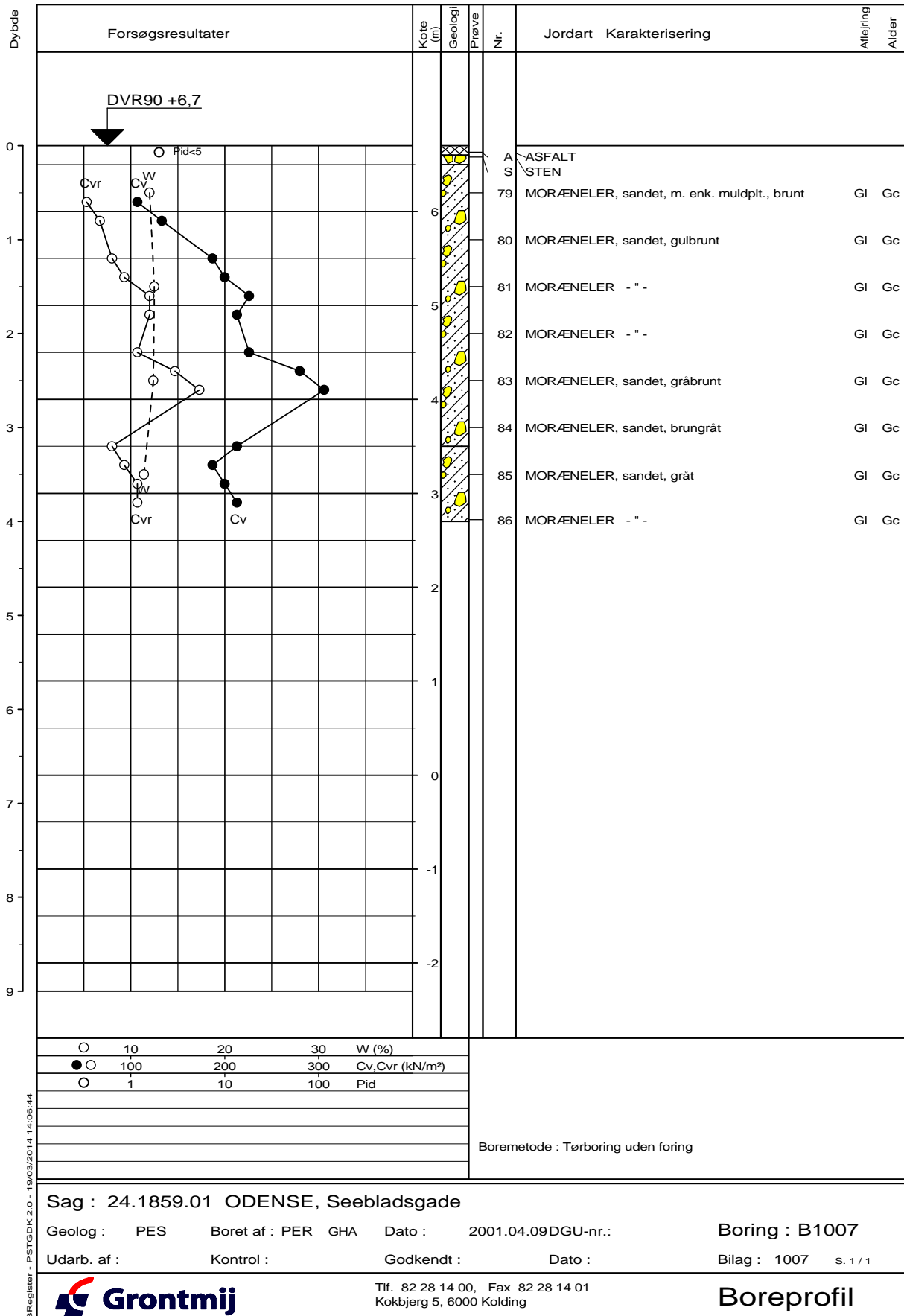


BRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:05:47

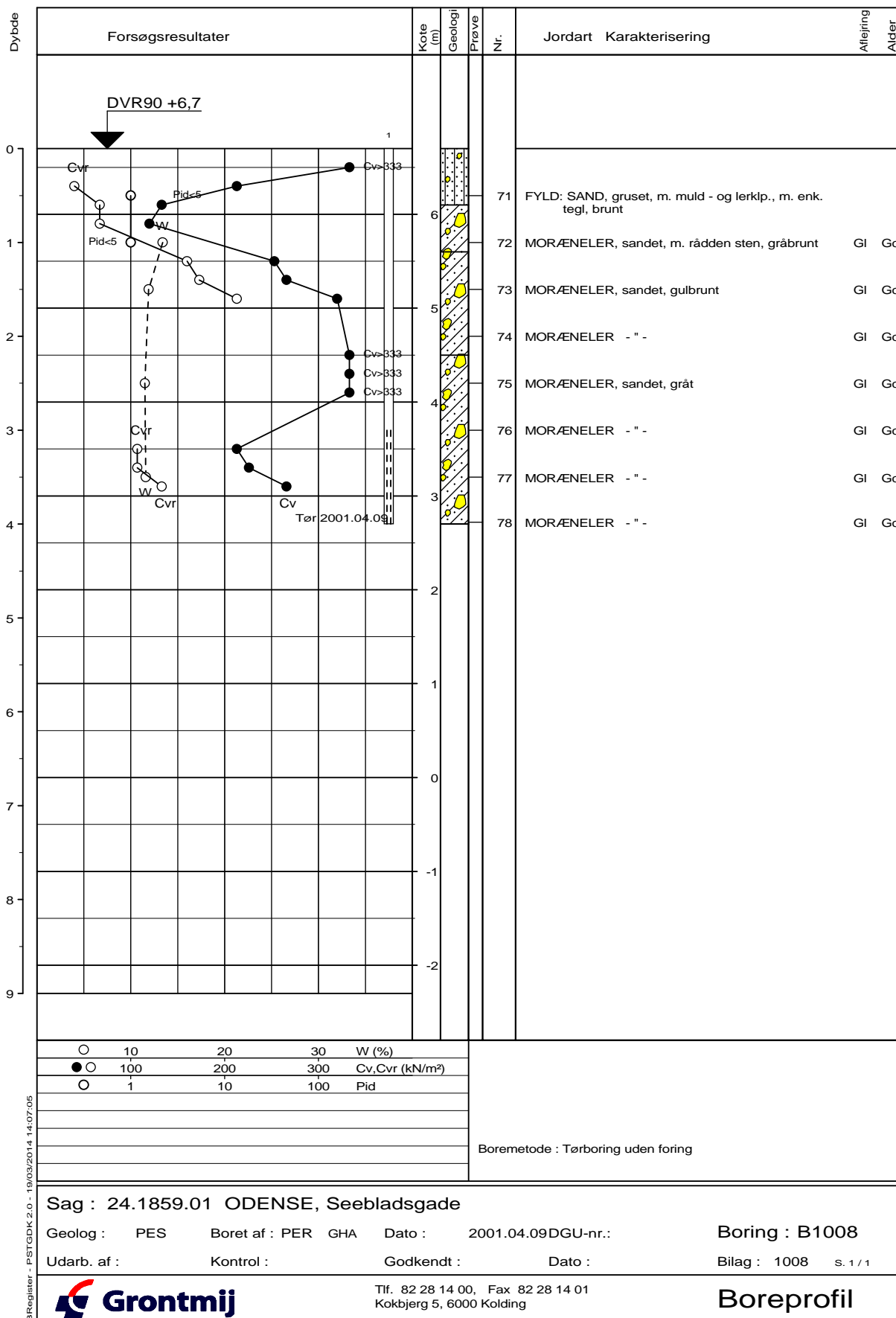




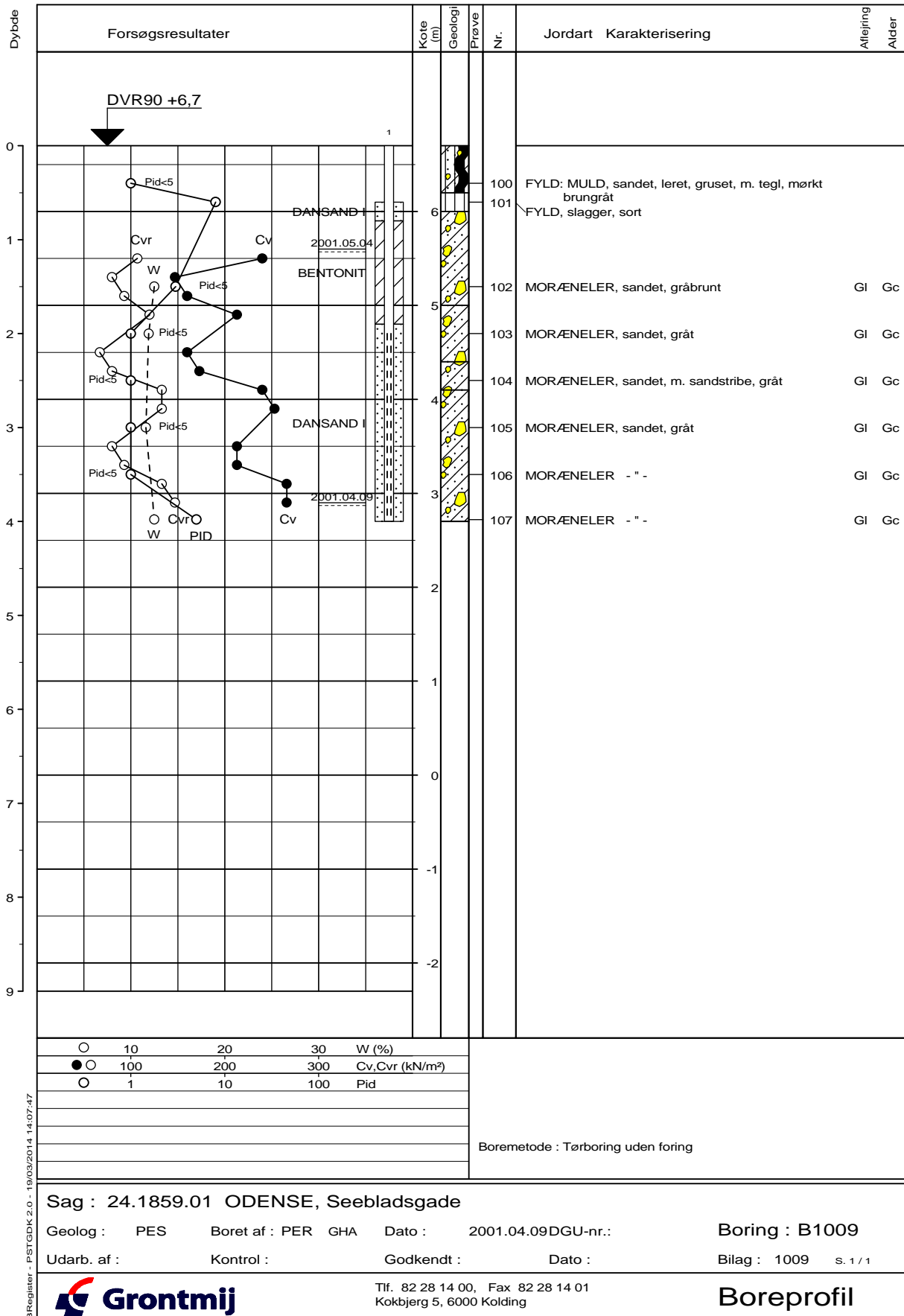
BRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:06:28



BRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:06:44

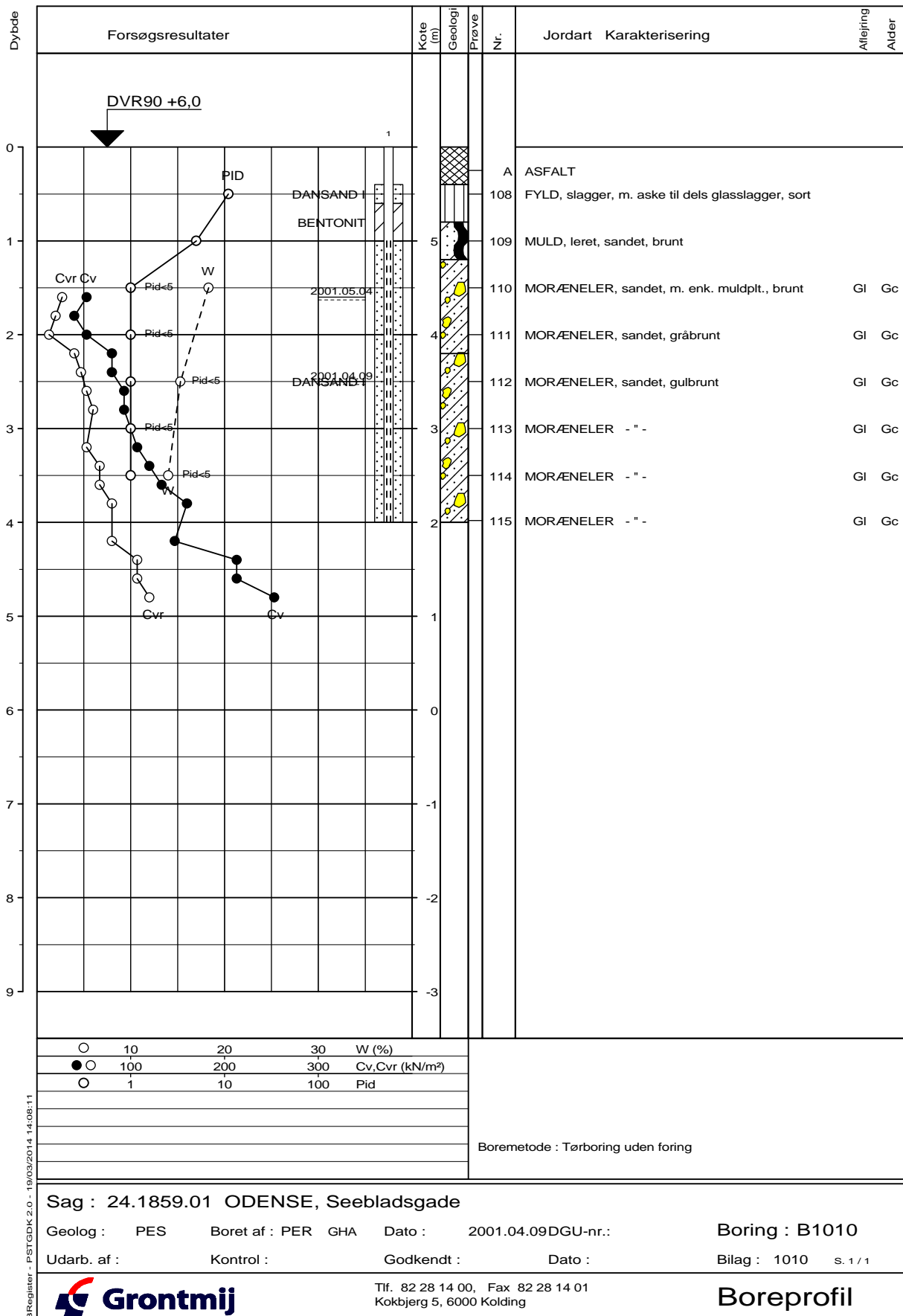


BRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:07:05

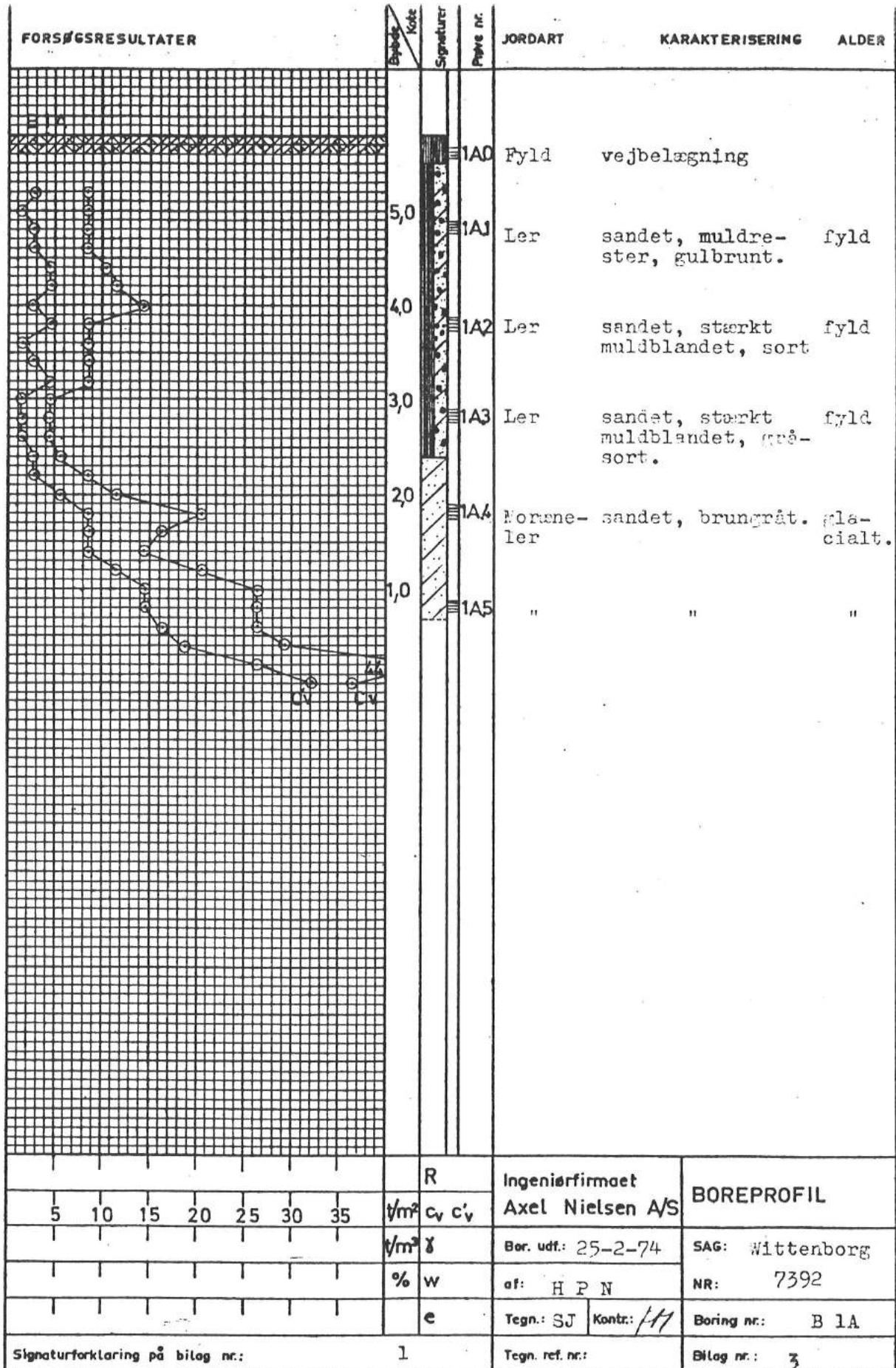


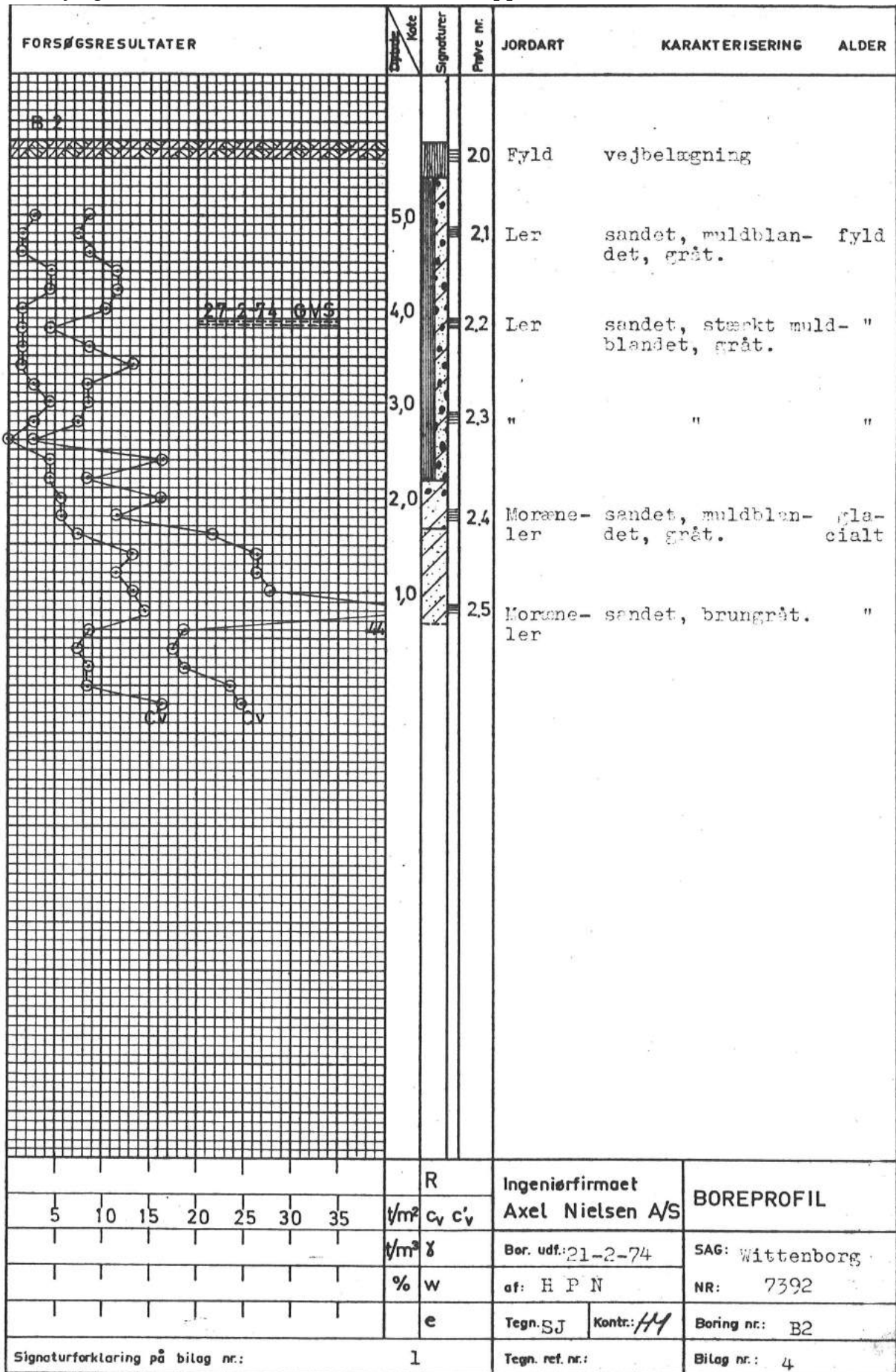
BRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:07:47

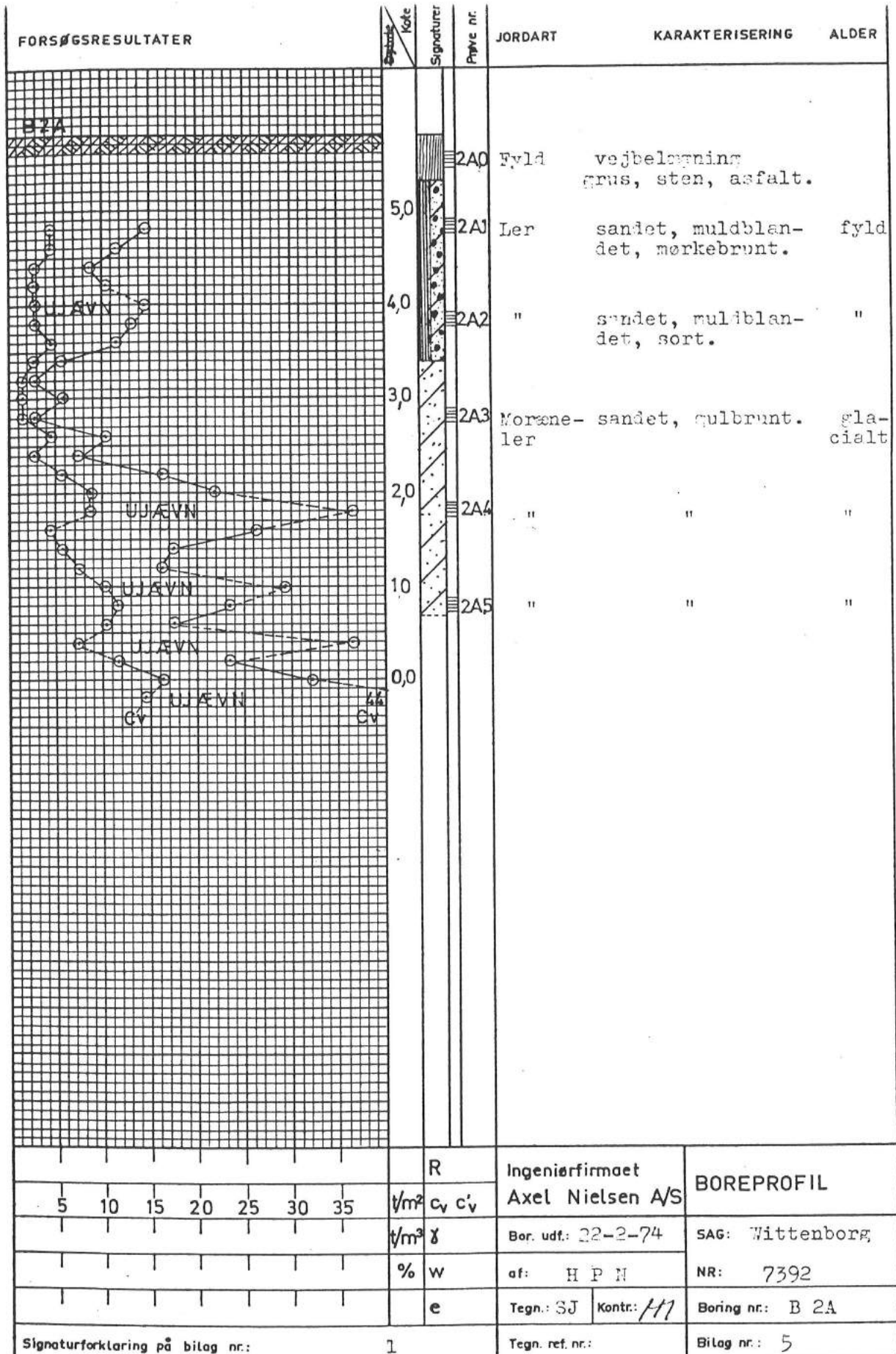


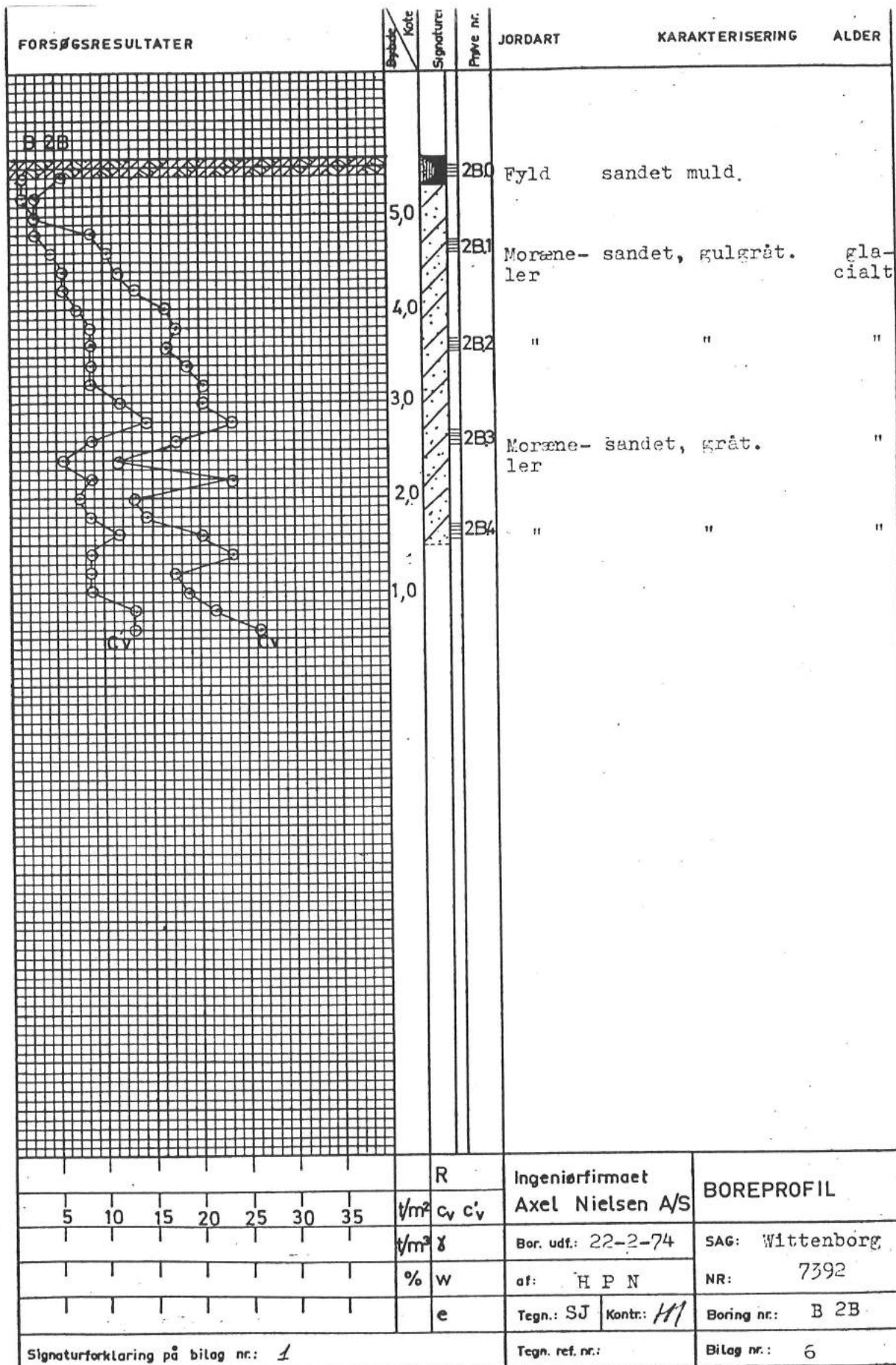


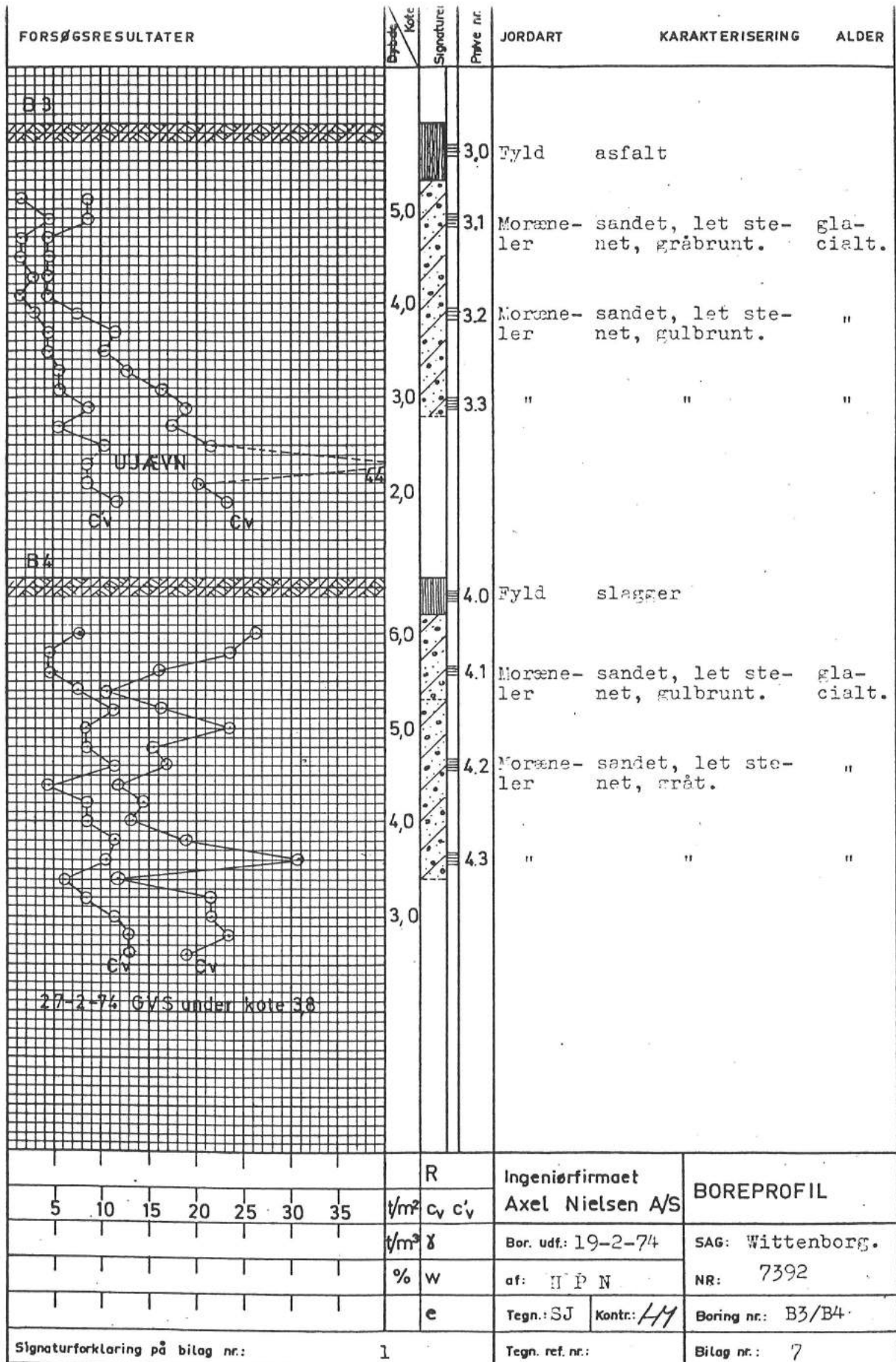
BRegister - PSTGDK 2.0 - 19/03/2014 14:08:11

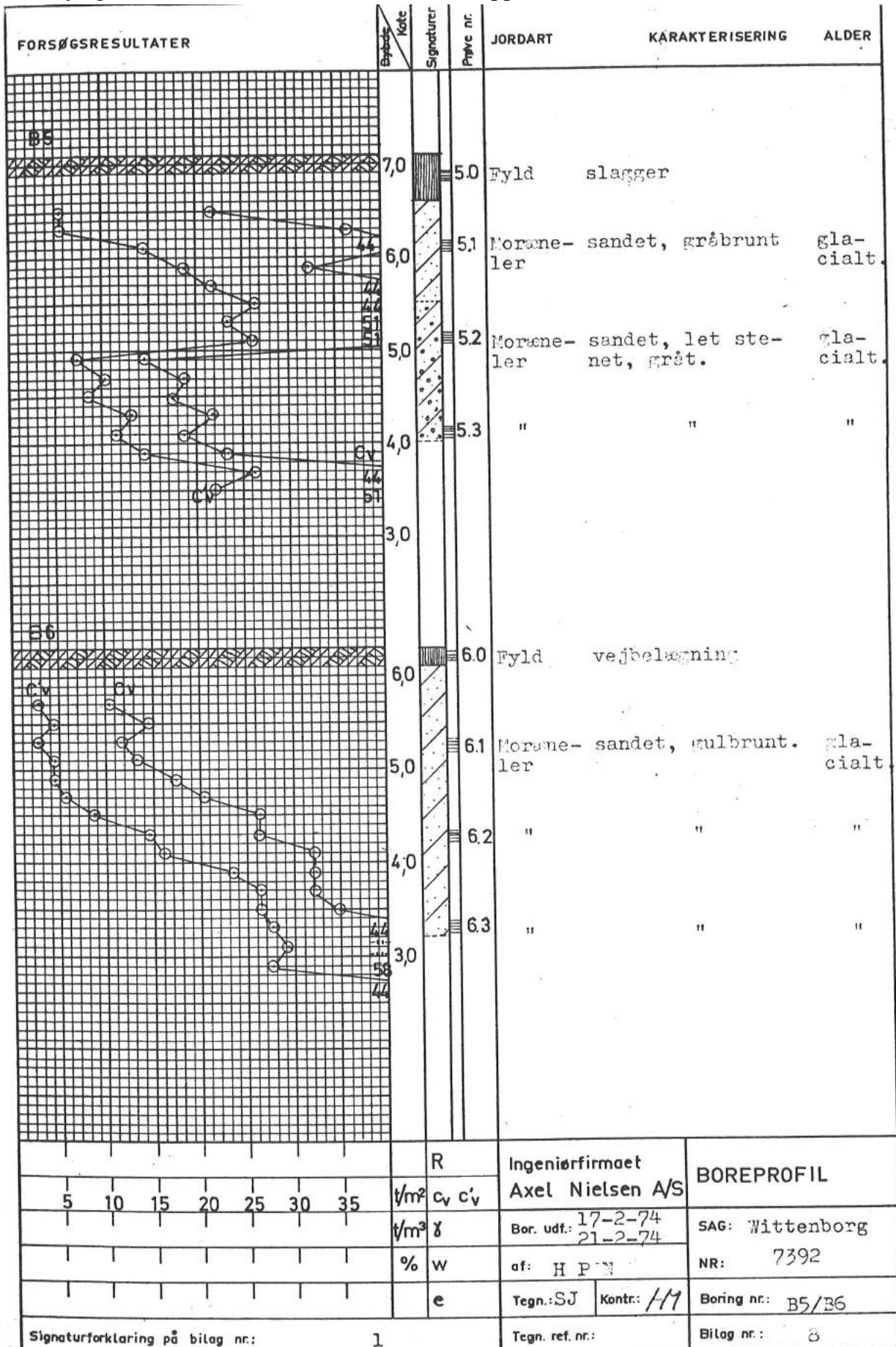


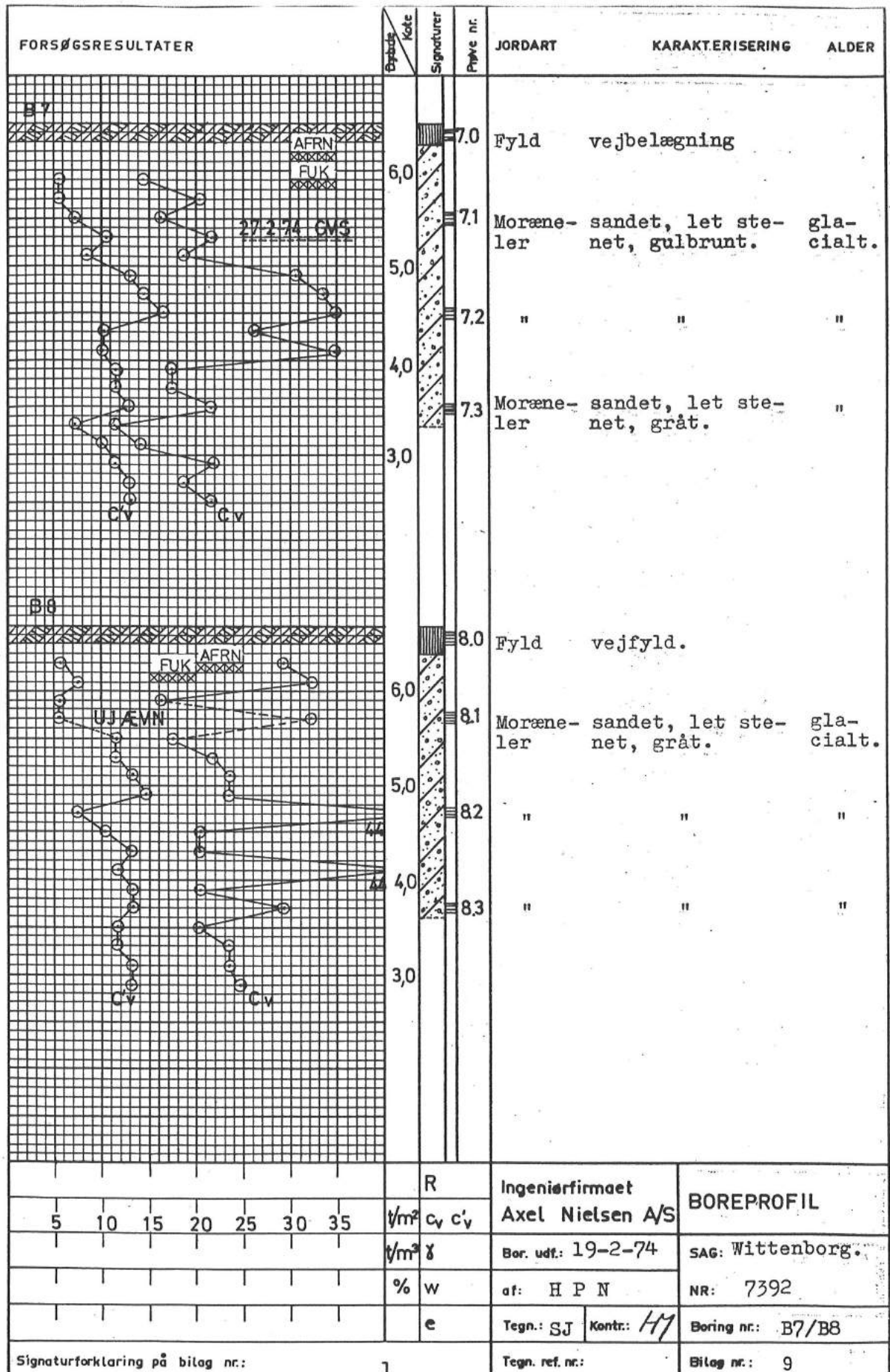




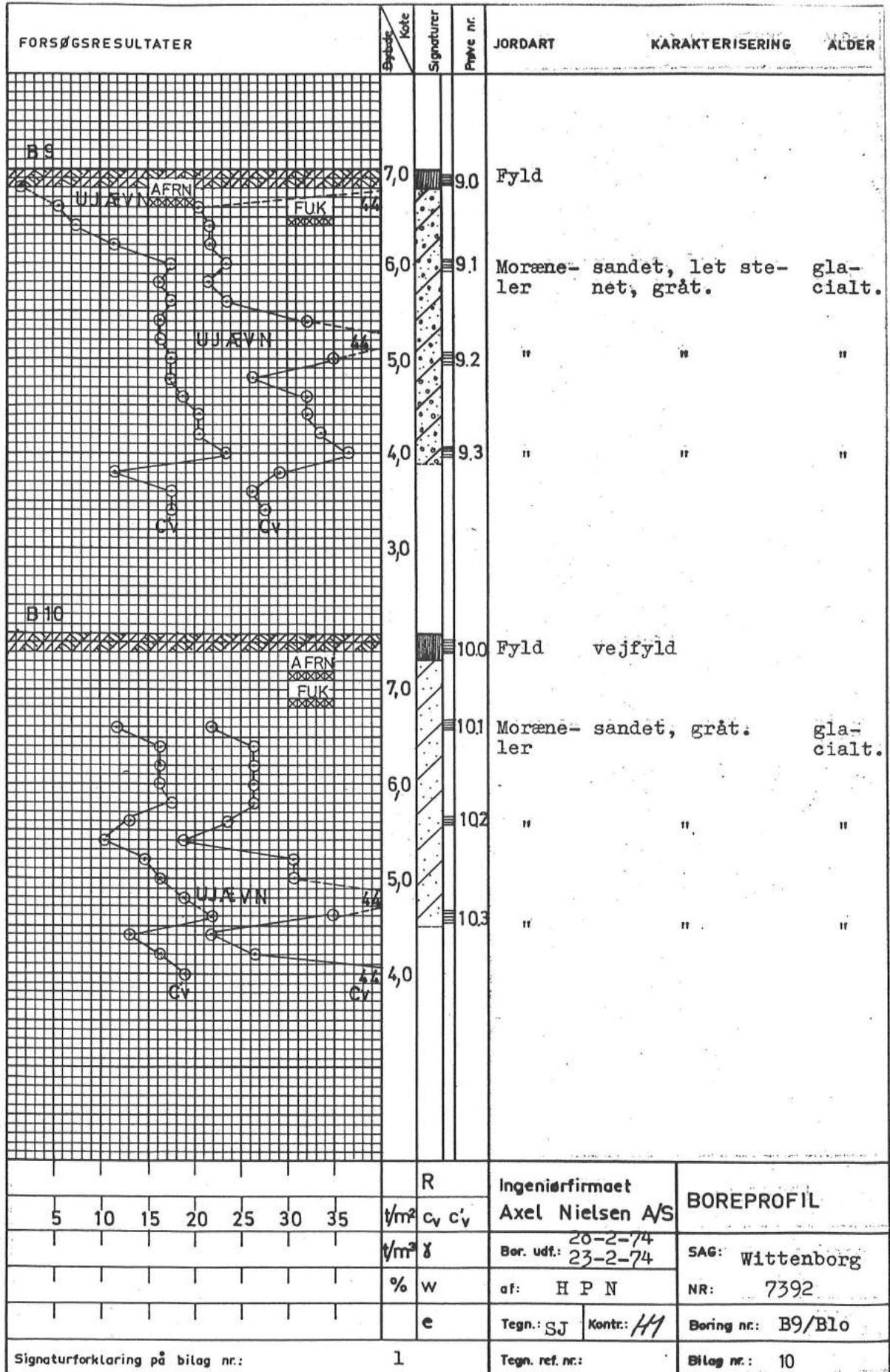


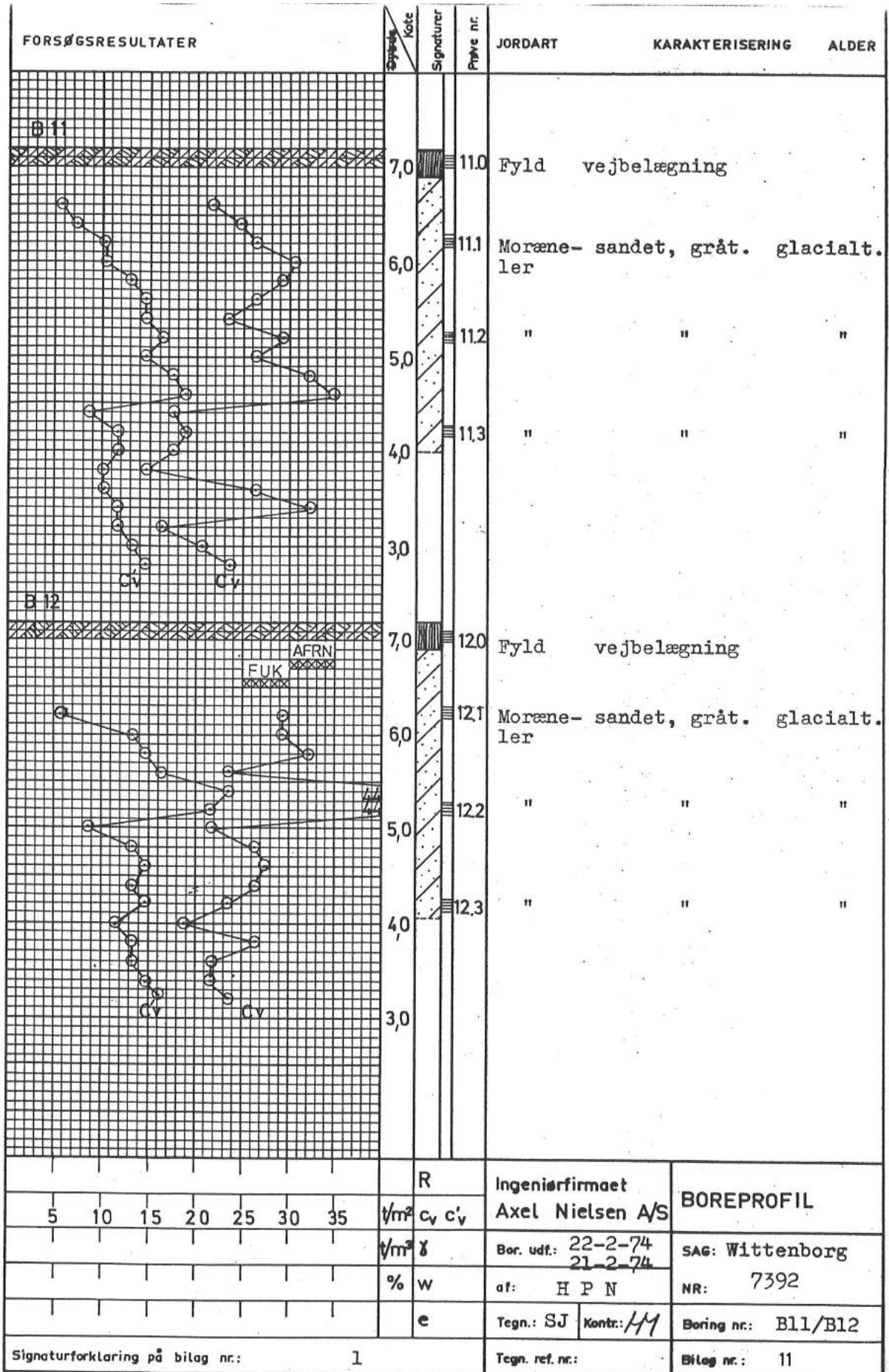


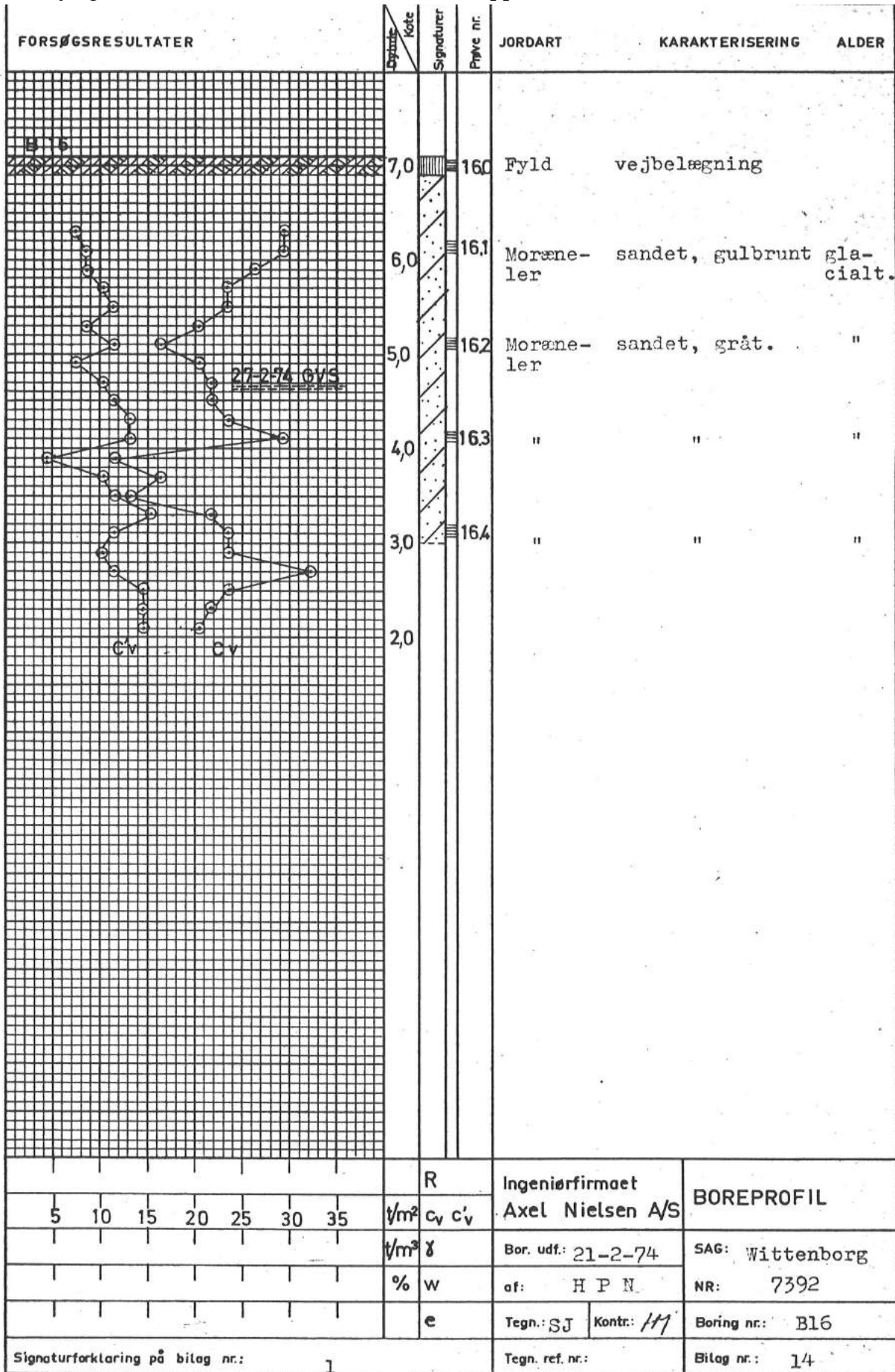


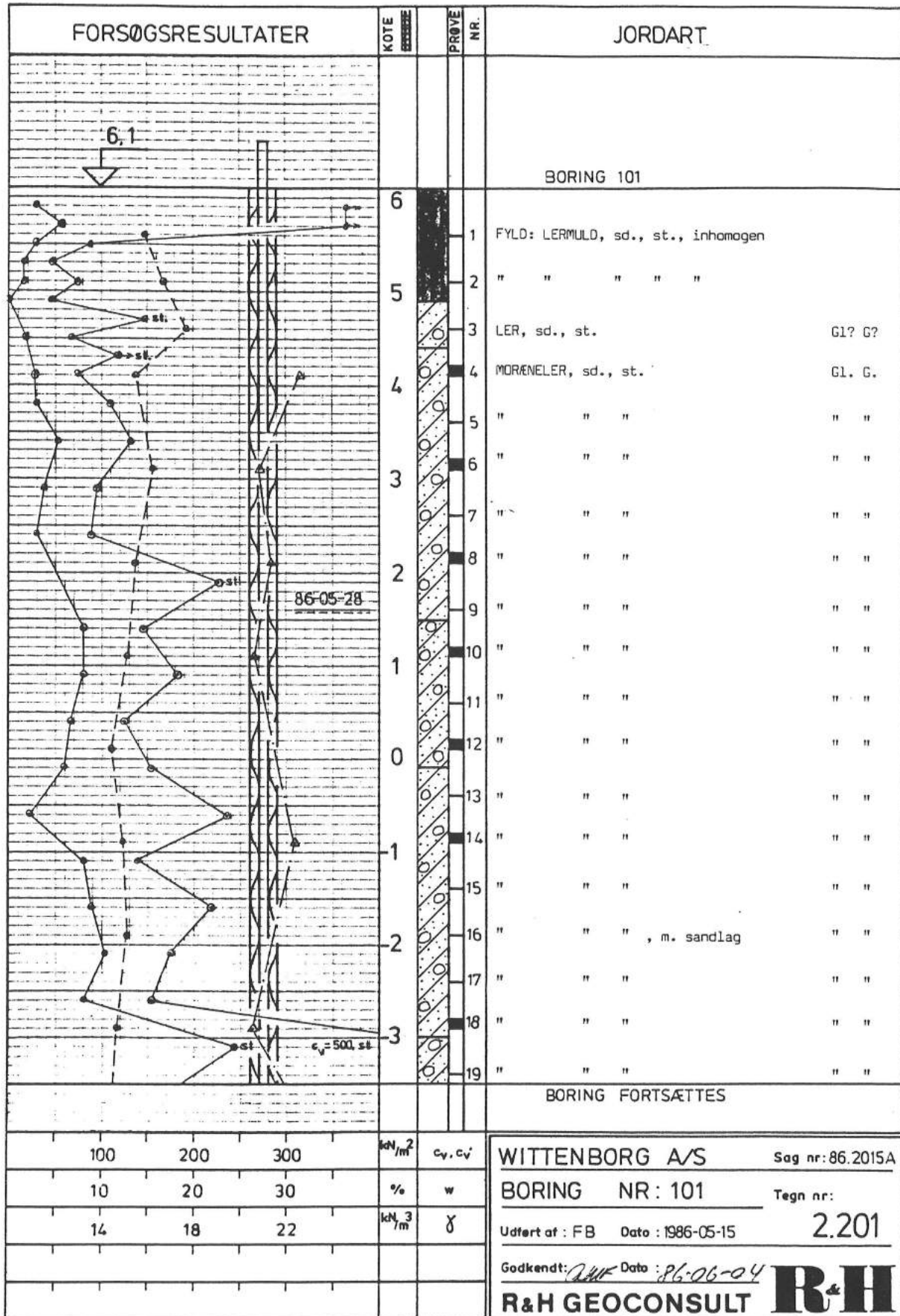


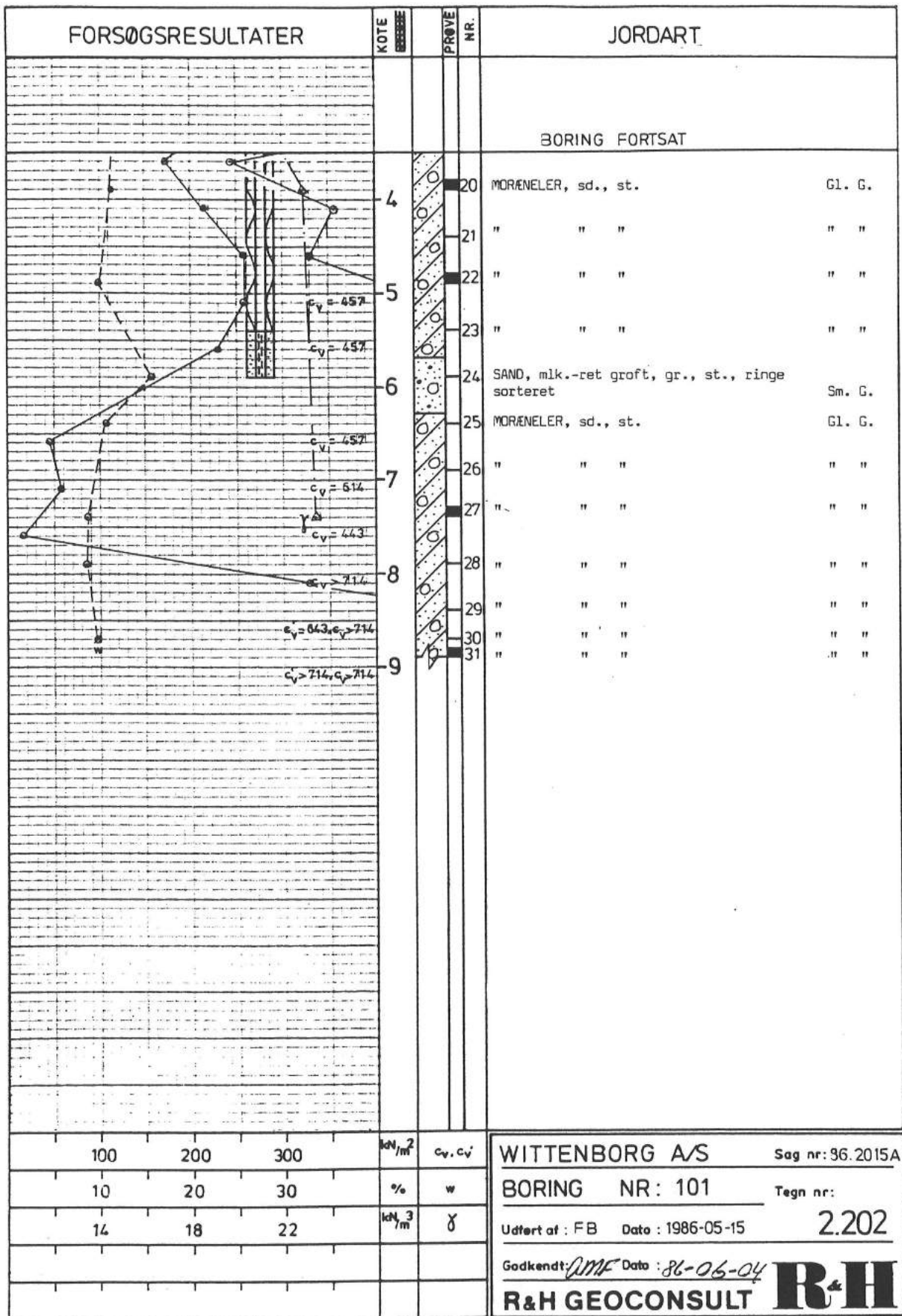




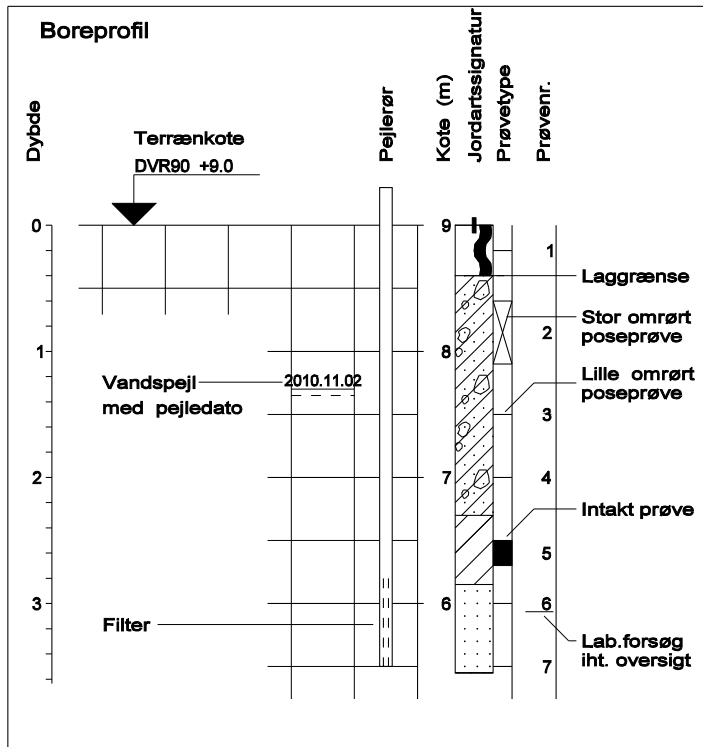








# Grontmij - Geoteknik



## Symboler på boreprofil

- $w$  Vandindhold,  $w$
- $\gamma$  Rumvægt
- Gl<sub>r</sub> Glødetab
- N SPT-forsøg, N
- $c_v$  Intakt vingestykke,  $c_v$
- $c_{vr}$  Omrørt vingestykke,  $c_{vr}$
- qc CPT, spidsmodstand
- S Rammesonde

## Jordartssignatur på boreprofil

- |  |              |  |              |
|--|--------------|--|--------------|
|  | STEN         |  | FYLD         |
|  | GRUS         |  | MULD         |
|  | SAND         |  | TØRV         |
|  | SILT         |  | TØRVEGYTJE   |
|  | LER          |  | GYTJE        |
|  | KALK / KRIDT |  | SKALLER      |
|  | MORÆNESAND   |  | PLANTERESTER |
|  | MORÆNELER    |  |              |
- I morænale aflejringer må der forventes indhold af sten og blokke

## Symboler på situationsplan

- 
- 
- 
- 
- 
- 
- 
- 
- 
- 
- 

## Signaturforklaring og definitioner

## Bilag A

## Geologiske betegnelser og forkortelser

Alder	
Re: Recent	Mi: Miocæn
Pg: Postglacial	Oi: Oligocæn
Sg: Senglacial	Eo: Eocæn
Al: Allerød	Pl: Palæocæn
Gc: Glacial	Si: Selandien
Ig: Interglacial	Da: Danien
Is: Interstadial	Kt: Kridt
Te: Tertiær	Se: Senon
Pl: Pliocæn	

Dannelsesmiljø	
Br: Brakvand	Sk: Skredjord
Fe: Ferskvand	Sm: Smeltevand
Fl: Flydejord	Vi: Vindaflejret
Gl: Gletscher	Vu: Vulkansk
Ma: Marin	
Ne: Nedsykl	
O: Overjord	

Kornstørrelser	
Fint	Finkornet
Mellem	Mellemkornet
Groft	Grovkornet

Sorteringsgrader		
Usort.	Usorteret	$U > 7$
Ringe sort.	Ringe sorteret	$3.5 < U < 7$
Sort.	Sorteret	$2 < U < 3.5$
Velsort.	Velsorteret	$U < 2$

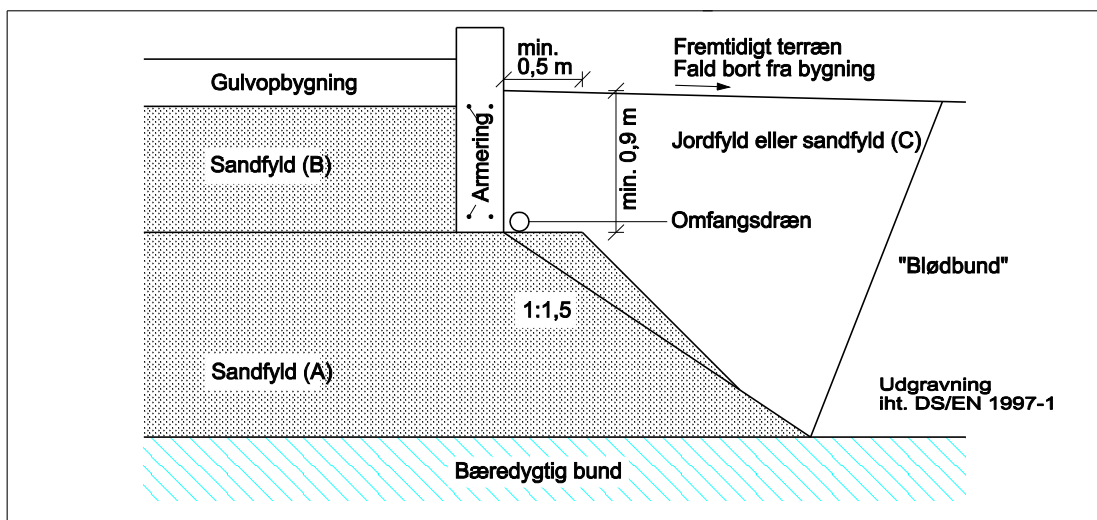
Hærdningsgrader	
H1	Uhærdnet
H2	Svagt hærdnet
H3	Hærdnet
H4	Stærkt hærdnet
H5	Forkislet

Bikomponenter			
gytjeh.	Gytjeholdig	plr.	Planterester
kfr.	Kalkfri	rodgn.	Rodgange
khl.	Kalkholdig	rodtr.	Rodtrævler
muldstr.	Muldstriber	skalh.	Skalholding
organiskh.	Organiskholdig	tørveh.	Tørveholdig

Øvrige forkortelser							
enk.	Enkelte	klp.	Klumper	part.	Partier	udb.	Udblødt
hom.	Homogent	m.	Med	sli.	Slirer	u.t.	Under terræn
indh.	Indhold	misf.	Misfarvet	stk.	Stykker	vs.	Vandspejl
inhom.	Inhomogent	omdan.	Omdannet	st.	Stærk(t)	veks.	Vekslende
k.	Korn	o.t.	Over terræn	sv.	Svag(t)	v.f.	Vandførende

Definitioner		
Vandindhold	W	= Vandvægten i procent af tørstofvægten
Flydegrænse	$W_L$	= Vandindhold ved flydegrænsen
Plasticitetsgrænse	$W_P$	= Vandindhold ved plasticitetsgrænsen
Plasticitetsindeks	$I_P$	= $W_L - W_P$
Rumvægt	$\gamma$	= Forholdet mellem totalvægt ved naturligt vandindhold og totalvolumen
Kornrumvægt	$\gamma_s$	= Kornrumvægten
Poretal	e	= Forholdet mellem porevolumen og tørstofvolumen
Løs/fast lejring	$e_{max}/e_{min}$	= Poretallet i løseste/fasteste standardlejring i laboratoriet
Lejringstæthed	$I_D$	= Relativ lejringstæthed $(e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$
Glødetab	$gl_T$	= Vægttab ved langvarig glødning i % af tørstof reduceret for kalkindhold
Kalkindhold	ka	= Vægten af $CaCO_3$ i procent af tørstof

## Grontmij - Geoteknik



### Komprimeringskrav

- A** (under fundamentsunderkant): Tørrumvægt målt i marken med isotopudstyr, minimum 98 % SP i gennemsnit, samt ingen enkeltværdi under 97 % SP. Sandpuden føres min. 0,5 m udenfor yderside af fundament. Sandpuden skal have et resulterende anlæg  $a=1,5$ .
- B** (over fundamentsunderkant): Tørrumvægt målt i marken med isotopudstyr, minimum 98 % SP i gennemsnit, samt ingen enkeltværdi under 96 % SP.
- C** (under udvendigt terræn): Fyldens art og komprimering tilpasses arealets anvendelse.

### Kontrolafsnit

Hvert kontrolafsnit bør fastsættes til at omfatte materiale af ens kvalitet og indbygget efter samme komprimeringsmetode, dog højst 500 m<sup>3</sup>.

### Antal målinger pr. kontrolafsnit:

Minimum 5 stk. Tilfældigt fordelt over hele kontrolafsnittet i såvel horisontal som vertikal retning.

### Armering:

Der indlægges revnefordelende armering, svarende til 0,2 % af betontværsnittet både foroven og forneden.

### Andet:

Såfremt gruspuddens tykkelse under fundamenterne er mindre end 1,5 gange fundamentsbredden, skal der foretages en undersøgelse for gennemlokning.

### Afvanding og dræning:

Omfangsdræn skal lægges, når der er risiko for badekarseffekt i sandpuden.

Der skal altid sikres god og effektiv afvanding af belægninger og terræn.

Dræning skal udføres iht. gældende normer og SBI-anvisninger.

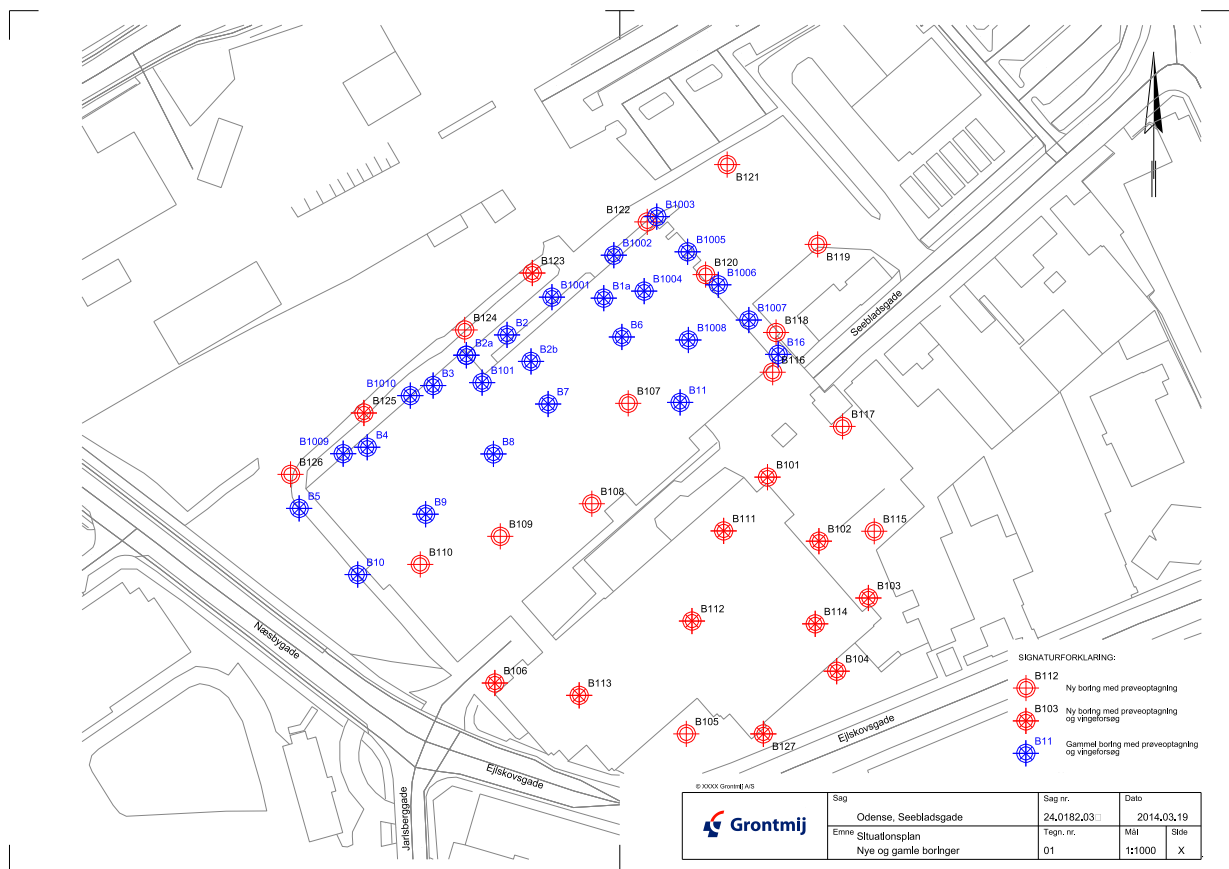
## Sandpudedefundering, principskitse

Gældende for almindelig husbygning, max. fundaments-belastning 200 kN/m<sup>2</sup>

**Bilag B**

Rev. 26. april 2011





## Bilag C

### Laster

#### C.1 Egenlast

Dette afsnit vil omfatte egenlaste af byggeriet i henhold til den udleverede materialemappe fra arkitekten. der lægges et bidrag til konstruktionselementerne til diverse, som ventilation, vand, varme m.m.

Teglsten er fastsat efter en densitet med mursten og brug af kalk-cement-mørtel på 1800 kg/m<sup>3</sup>.<sup>1)</sup>

$$g_{tegl} := 108\text{mm} \cdot 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1.91 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Da densiteter på isolering ligger fra 30 kg/m<sup>3</sup> og op, sættes densiteten til 80 kg/m<sup>3</sup>.<sup>2)</sup>

$$g_{isolering.400} := 400\text{mm} \cdot 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{isolering.240} := 240\text{mm} \cdot 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{isolering.145} := 145\text{mm} \cdot 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.11 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{isolering.95} := 95\text{mm} \cdot 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beton fastsættes efter Eurocode 1's værdier i hht. normal armeret beton.<sup>3)</sup>

$$g_{beton.200} := 200\text{mm} \cdot (24 + 1) \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{beton.80} := 80\text{mm} \cdot (24 + 1) \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Facadebeklædning af DS Sinusplader 35-143 med en godstykkelse på 0,75 mm.<sup>4)</sup>

$$g_{sinus} := 6.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2 lag gips i hht. Knauf Danogips.<sup>5)</sup>

$$g_{gips} := 2 \cdot \frac{497 \text{ kg}}{54 \text{ m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Solcelleanlæg i hht. artikel fra ingeniøren. Ligger normalt omkring 12 kg/m<sup>2</sup>.<sup>6)</sup>

$$g_{solcelle} := 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Linoleum med tykkelse op til 5 mm.<sup>7)</sup>

$$g_{linoleum} := 1200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 5 \text{ mm} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.06 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Klinker med tykkelse op til 12 mm.<sup>1)</sup>

$$g_{klinker} := 20 \text{ mm} \cdot 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.39 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fugemørtel med tykkelse op til 8 mm.

$$g_{mørtel} := 8 \text{ mm} \cdot 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.16 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Træbeton 25 x 600 x 1200 mm.<sup>8)</sup>

$$g_{træbeton} := 12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2 lag tagpap med densitet på 3,5 kg/m<sup>2</sup> i hht. icopal tagpapsprodukter.

$$g_{tagpap} := 2 \cdot 3.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vinduer fra velux, baseret på densitet af 3 lags ruder plus 20% vægt til ramme, solskærm og motor.

$$g_{vindue} := (3 \cdot 8 \text{ mm}) \cdot 2700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1.2 = 0.76 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Densitet til ventilations-, vand- og varmerør er vurderet til 20 kg/m<sup>2</sup>.

$$g_{vrv} := 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ophæng til lamper o.lign. er vurderet til 5 kg/m<sup>2</sup>.

$$g_{ophæng} := 5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Betondækelementer.<sup>9)</sup>

$$g_{huldæk} := 4.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Porebeton fra H+H.<sup>10)</sup>

$$g_{porebeton} := 100\text{mm} \cdot 550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.54 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Træskelet.

$$g_{træ} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 95\text{mm} = 0.33 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Akustikpaneler fra in-sign.dk.<sup>11)</sup>

$$g_{akustik} := 15.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Glasvægge med laminering og brandsikret.<sup>12)</sup>

$$g_{glasvæg} := 70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.69 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

IPE 140.<sup>13)</sup>

$$g_{ipe} := 12.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.13 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ved beregning af etagedækket, medtages densiteten af lette skillevægge efter Eurocode 1's anvisninger i kapitel 5.2.2:

*Den karakteristiske værdi af den ækvivalente fladelast for lette skillevægge skal tages i regning ved den øvre henholdsvis nedre karakteristiske værdi. Som øvre værdi skal mindst anvendes den største af følgende 3 værdier.*

- 0,5 kN/m<sup>2</sup>

- væggens last pr m<sup>2</sup> af vægfladen

- last fra tyngden af alle de på det betragtede gulvareal placerede lette skillevægge, divideret med gulvarealet.

Samlede længde af vægge på toilettet

$$(5.4 + 6.6 + 1.8 \cdot 6 + 1.3 \cdot 6 + 5.2 + 1.7 + 2 \cdot 5 + 1.2 + 4.8) m = 53.5 m$$

$$g_{\text{skillevæg.1}} := \frac{53.5 m \cdot 3.83 m (g_{\text{porebeton}} + g_{\text{ophæng}})}{9.75 m \cdot 7.22 m} = 1.72 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Der anvendes en egenlast af skillevægge til etagedækket ved toiletterne på 1,72 kN/m<sup>2</sup>.

Ved andre rum anvendes densitet i hht. glasvægge.

## Egenlaster af konstruktionsdelene

### Tag

$$g_{\text{tag}} := g_{\text{solcelle}} + g_{\text{tagpap}} + g_{\text{isolering.400}} + g_{\text{huldæk}} \dots = 4.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + g_{\text{vvv}} + g_{\text{træbeton}} + g_{\text{ophæng}}$$

### Ydervæg med sinusplader

$$g_{\text{ydervæg.1}} := g_{\text{sinus}} + g_{\text{isolering.240}} + g_{\text{beton.200}} + g_{\text{akustik}} \dots = 5.46 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + g_{\text{ophæng}}$$

### Ydervæg med teglmursten

$$g_{\text{ydervæg.2}} := g_{\text{tegl}} + g_{\text{isolering.240}} + g_{\text{beton.200}} + g_{\text{akustik}} \dots = 7.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + g_{\text{ophæng}}$$

### Skillevæg med gips

$$g_{skillevæg.2} := g_{gips} + g_{gips} + g_{akustik} + g_{ophæng} \dots = 0.66 \cdot \frac{kN}{m^2} + \frac{g_{træ} \cdot 45mm + g_{isolering} \cdot 95 \cdot 555mm}{600mm}$$

### Skillevæg med porebeton

$$g_{skillevæg.3} := g_{porebeton} + g_{akustik} + g_{ophæng} = 0.74 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

### Etageadskillelse generelt

Egenlasten for glasvægge er større end alm. træskeletvægge med gips, anvendes denne værdi til etageadskillelsen.

$$g_{etage} := g_{klinker} + g_{mørtel} + g_{beton.80} + g_{huldæk} \dots = 7.71 \cdot \frac{kN}{m^2} + g_{vvv} + g_{træbeton} + g_{ophæng} + g_{glasvæg}$$

### Etageadskillelse ved toiletter

$$g_{etage.t} := g_{klinker} + g_{mørtel} + g_{beton.80} + g_{huldæk} \dots = 8.74 \cdot \frac{kN}{m^2} + g_{vvv} + g_{træbeton} + g_{ophæng} + g_{skillevæg.1}$$

### Ovenlysvinduer

$$g_{ovenlys} := \max \left[ \left( g_{sinus} + g_{isolering.145} \dots + g_{gips} + 350 \frac{kg}{m^2} \cdot 9.82 \frac{m}{s} \cdot \frac{45mm}{0.8m} \right), g_{vindue} \right] \dots = 0.92 \cdot \frac{kN}{m^2} + \frac{g_{ipe}}{0.8m}$$

Ved lodret lastnedføring anvendes en projekteret gennemsnitsfladelast:

$$g_{ovenlys.g} := \frac{0.92 \frac{kN}{m^2} \cdot \left[ 0.93m + \frac{4.02m}{\cos(35deg)} + \frac{4.47m}{\cos(45deg)} + \frac{0.66m}{2} \dots + 2 \left( 0.8m + \frac{4.13m}{\cos(35deg)} + \frac{4.47m}{\cos(45deg)} + 0.66m \right) \dots + 0.8m + \frac{4.13m}{\cos(35deg)} + \frac{4.47m}{\cos(45deg)} + \frac{0.66m}{2} \right]}{28.05m}$$

$$g_{ovenlys.g} = 1.66 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

## Litteraturliste

- 1) <http://www.mur-tag.dk/index.php?id=368>
- 2) <https://da.wikipedia.org/wiki/Massefylde>
- 3) DS/EN 1991 FU:2010 side 28
- 4) <http://www.ds-staalprofil.dk/da-dk/produkter/produktgruppe/produkter/ds-sinusplader/ds-sinusprofil-35-143-1.aspx>
- 5) <http://www.knaufdanogips.dk/Produkter/Gipsbyggesystemer/Pladetyper/Gipsplader/Classic-Board.aspx?ProductID=PROD4242>
- 6) <http://ing.dk/artikel/solcelleanlaeg-kan-odelaegge-dit-tag-129378>
- 7) <http://www.icopal.dk/~media/UploadFolder/Products/DK/IcopalDK/ProductLibrary/Bitumen%20Membranes/Icopal%20Haandbog/11%20Icopal%20Haandbog%20Tabeller%20og%20diagrammer/kapitel11web.pdf>
- 8) [https://www.google.dk/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=OCB4QFjAAhUKEwjF6tCr1o3IAhUJ1SwKHWA\\_gC\\_c&url=http%3A%2F%2Fwww.raw-products.info%2Fpage%2Fdata%2FLofter%2FTraebetonplader\\_divent.doc&usg=AFQjCNFztQ1cMI1kaY2SQJztCkc7357dkQ&sig2=WfffFMpju49tZzFfUzb2Zw&bvm=bv.103388427,d.bGg](https://www.google.dk/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=OCB4QFjAAhUKEwjF6tCr1o3IAhUJ1SwKHWA_gC_c&url=http%3A%2F%2Fwww.raw-products.info%2Fpage%2Fdata%2FLofter%2FTraebetonplader_divent.doc&usg=AFQjCNFztQ1cMI1kaY2SQJztCkc7357dkQ&sig2=WfffFMpju49tZzFfUzb2Zw&bvm=bv.103388427,d.bGg)
- 9) [http://www.betonelement.dk/wp-content/uploads/Huld%C3%A6k\\_-B%C3%A6reevnetabel-Juni-2013\\_QE320.pdf](http://www.betonelement.dk/wp-content/uploads/Huld%C3%A6k_-B%C3%A6reevnetabel-Juni-2013_QE320.pdf)
- 10) [http://ipaper.ipapercms.dk/HH/HHDenmark/Datablade/Multipladen\\_535\\_datablad/](http://ipaper.ipapercms.dk/HH/HHDenmark/Datablade/Multipladen_535_datablad/)
- 11) <http://in-sign.dk/download/produktdata/Data-Sheet-GPS.pdf>
- 12) <http://www.deko.dk/details/dk/glasvaegge/default.asp#deko-fg>
- 13) Teknisk Ståbi, 22. Udgave, side 65

## C.2 Snelast

Snelast beregnes efter Eurocode 1-1-3 FU:2010 omfattende snelast og eventuelle sneophobninger.

### Forudsætninger

Den karakteristiske terrænværdi  $s_k$  er i det danske annekset valgt til 1,0:

$$s_k := 1.0 \frac{kN}{m^2}$$

Eksponeringskoefficienten  $C_e$  er en modifikationsfaktor for vindens eksponering på konstruktionen, og bestemmes af en faktor for topografi og størrelse.

Topografi er opdelt i 3 topografier: vindblæst, normal og afskærmet.

Det fremkommer på snittegningerne, at omkringliggende bygninger ligger med en højdeforskel mellem 15,1 m - 8,3 m, men da de 15,1 meters højdeforskel er en bygning mod nordvestlig retning og konstruktionen er af flat tag, antages det, at der ikke sker sneophobning på taget, da konstruktionen ikke er sadeltag, og derfor ikke har en læside. Snefygning kan finde sted, og ville have effekt på de omkringliggende bygninger og lokale lægivere.

$$C_{top} := 1.0$$

Størrelsesfaktoren afhænger af højde - bredde/længde forholdet, på 2 gange højden i forhold til længden/bredden.

$$h := 24.7m$$

$$l_1 := 44.16m$$

$$l_2 := 48.98m$$

$$2 \cdot h > \begin{pmatrix} l_1 \\ l_2 \end{pmatrix} \rightarrow \begin{pmatrix} 49.4 \cdot m > 44.16 \cdot m \\ 49.4 \cdot m > 48.98 \cdot m \end{pmatrix}$$

Hvilket vil sige, at værdien  $C_s$  sættes til 1,0.

$$C_s := 1.0$$

$$C_e := C_s \cdot C_{top} = 1$$

$C_t$  er en termisk faktor, der tager hensyn til områder på taget, hvor en høj termisk overførsel kan forekomme, heraf ovenlysvinduer hvis varmeledningsevnen er større end  $1 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Det antages, at vinduerne i taget bliver udført iht. dette krav.



$$C_t := 1.0$$

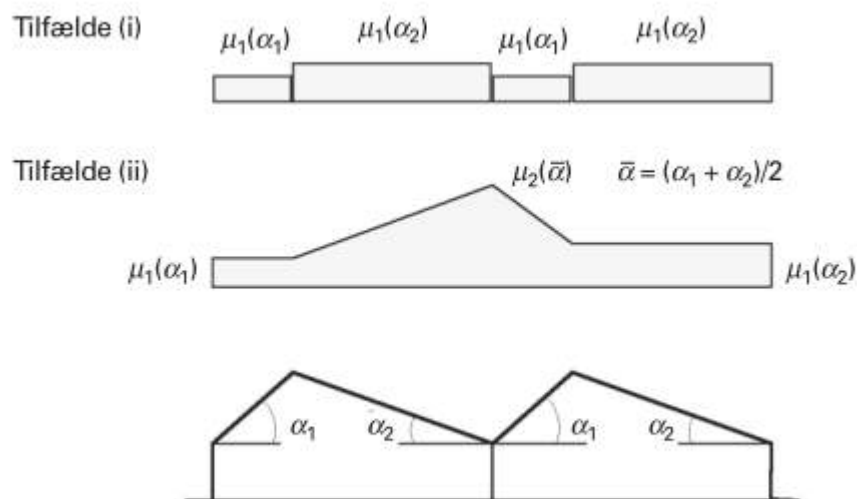
Formfaktoren for sne på fladt tage, kan aflæses på figur 5.1 i Eurocode 1-1-3. For 0 graders hældning og tage, hvor kanter afsluttes med brystværn, skal formfaktoren mindst være 0,8.

### Karakteristisk snelast

Den karakteristiske snelast på bygningen med formfaktor bliver:

$$S_k := 0.8 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Sne på ovenlysvinduerne kan betragtes som trugformede tage. Af snittegningerne fremkommer der hhv. 35° og 45° hældninger.



Figur 5.4 – Formfaktorer for snelast for trugformede tage

Med udgangspunkt i at finde den største snelast skal vinduerne beregnes efter tilfælde ii.

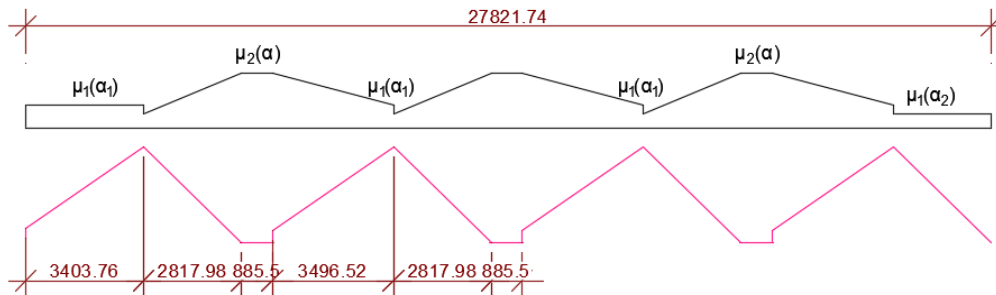
$$\alpha := \frac{(35 + 45)}{2} = 40$$

Formfaktortilfælde  $\mu_2$  og med en hældning mellem 30° og 60° vil værdien sættes til 1,6.  $\mu_1$  er:

$$\mu_{1,\alpha 1} := 0.8 \cdot \frac{(60 - 35)}{30} = 0.67$$

$$\mu_{1,\alpha 2} := 0.8 \cdot \frac{(60 - 45)}{30} = 0.4$$

Der vil anvendes en gennemsnitlig snelast for området. Nedenstående figur viser ovenlysvinduernes udformning med snelastfordelingen på tagdelen. Fordelingen vil foretages på baggrund af længdeforholdene og lineær interpolation. Den samlede længde for vinduerne er målt til 27,82 meter.



$$\frac{\left[ 0.67 \cdot 3.4m + \frac{(1.6 + 0.4)}{2} \cdot (2.82m) \cdot 3 \dots \right.}{27.82m} + \frac{(1.6 + 0.67)}{2} \cdot (3.5m) \cdot 3 + 0.4 \cdot 2.82m \left. \right] = 0.85$$

Snelasten ved ovenlysvinduerne bliver heraf.

$$S_{k,v} := 0.85 \cdot C_e \cdot C_f \cdot s_k = 0.85 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

### Sneophobning

Der skal tages hensyn til eventuelle sneophobninger fra lokale lægivere eller tilstødende tage. Da konstruktionens tag ikke har højere tilstødende tage, eller kan opfylde betingelser i kapitel 5.3.6 (6)<sup>1)</sup> for lokale lægivere, anses der for dette tag ikke at kunne ske sneophobning af projekteringsmæssige betydninger.

### Litteraturliste

- DS/EN 1991-1-3 FU:2010  
1) DS/EN 1991-1-3 DK NA:2012 - Generelle laster - Snelast

## C.3 Vindlast

Dette afsnit vil omfatte vindlast, i hht. Eurocode 1, af byggeriet.

### Modellering af vindlast

Grundværdien af basisvindhastigheden baseres på den karakteristiske 10-minutters middelvindshastighed, uanset vindretning og årstid, i 10 meters højde i terrænkategori II.

Basisvindhastighedens grundværdi er i Danmark sat til 24 m/s, på nær randzone i jylland der ligger 25 km fra Vesterhavet og Ringkøbing Fjord, hvor hastigheden er 27 m/s.

Konstruktionen skal opføres i Odense, så der skal anvendes en hastighed på 24 m/s.

$$v_{b,0} := 24 \frac{m}{s}$$

Basisvindhastigheden afhænger af grundværdien for basisvindhastigheden, retnings- og årstidsfaktor.

Vinden på bygningen kan forekomme fra alle retninger, men den dominerende vindretning vil være fra nordvestlig retning, da der, iht. krak, ikke er nogle bygninger på denne grund, hvilket vil give en større terrænkategori end vinden fra de andre retninger.



Retningsfaktoren for nordvestlig retning er 1,0.

$$c_{dir} := \sqrt{1.0}$$

Da det er en permanent bygning, vil årstidsfaktoren være 1,0.

$$c_{season} := \sqrt{1.0}$$

$$v_b := v_{b.0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} = 24 \frac{m}{s}$$

### Middelvind

Middelvinden afhænger af højden, terrænets ruhed, orografi og basisvindhastigheden.

Højden af bygningen er 24,7 meter.

Med fokus på den dominerende vindretning kan bygningen anses at være placeret i et område med regelmæssig bebyggelse med forhindringer på højst 20 gange forhindringens højde, hvoraf bygningen klassificeres i terrænkategori III. Heraf fremkommer følgende værdier til vindlastberegningerne.

$$z_0 := 0.3m \qquad z_{min} := 5m$$

Terrænfaktoren afhænger af ruhedslængden og fås til:

$$k_r := 0.19 \cdot \left( \frac{z_0}{0.05m} \right)^{0.07} = 0.22$$

$$c_r := k_r \ln \left( \frac{24.7m}{z_0} \right) = 0.95 \qquad \text{For} \quad z_{min} \leq 24.7m \leq (z_{max} = 200m)$$

Da bygningen er placeret i et område med varierende orografi, undersøges der om, hvorvidt dette skal tages i betragtning. Der blev downloadet et DHM (Danmarks Højdemodel) kort fra Geodatastyrelsens hjemmeside over området, der angiver terrænets orografi i form af isolinjer, der hver angiver den beregnede terrænhøjde, hver gang højden i landskabet ændrer sig med 0,5 meter. Hertil blev programmet QGIS anvendt (anbefalet af Geodatastyrelsen).

Efter Eurocodens beskrivelse, skal der tages hensyn til terrænet til luv i en afstand på 10 gange højden af det enkelte orografiske element.

I området fra nordøst til sydvest (med urets retning) stiger landskabet groft antaget fra kote på 8,0 til 15,0 i en strækning over 240 meter.

I området fra sydvest til nordøst falder landskabet fra kote på 8,0 til 0,5 på en strækning over 300 meter. Da disse skråninger har en effekt på vinden i en distance op til 75 meter, kan det derfra antages at orografien ikke vil have effekt på bygningen.

$$\text{atan} \left( \frac{7}{240} \right) = 1.67 \cdot \text{deg} \qquad \text{atan} \left( \frac{7.5}{300} \right) = 1.43 \cdot \text{deg}$$

Yderligere er vinklen under 3 grader, hvoraf orografien i hht. eurocoden kan negligeres.

$$c_O := 1.0$$

$$v_m := c_r \cdot c_O \cdot v_b = 22.8 \frac{m}{s}$$

### Vindens turbulens

Turbulensintensiteten defineres som spredningen på turbulensen divideret med middelvindhastigheden.

Der anvendes den anbefalede beregning angivet i ligning 4.7, for  $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ .

$$k_I := 1.0$$

$$I_V := \frac{k_I}{c_O \ln\left(\frac{24.7m}{z_O}\right)} = 0.23$$

### Peakhastighedstrykket

Af forestående beregninger fåes heraf:

$$q_p := \left(1 + 7 \cdot I_V\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot v_m^2 = 0.84 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

### Vindens friktion

Det undersøges, om der skal tages hensyn til vindens friktion.  
Bygningen er 24,7 m høj, 44,16 m bred og 48,98 m dyb.

Arealet af overflader parallelle med vinden (vind på langs)

$$48.98m \cdot 44.16m + 24.7m \cdot 48.98m \cdot 2 = 4582.57 m^2$$

4 gange arealet af overflader vinkelret på vinden.

$$4 \cdot 2 \cdot 24.7m \cdot 44.16m = 8726.02 m^2$$

Da arealet af overflader parallelle med vinden er mindre end 4 gange arealet af overflader vinkelret på vinden, ses der bort fra friktionsvinden.

### Udvendige vindtryk

#### Vindtryk på facade

Der undersøges vindtrykket på facaden iht. vind på langs og på tværs af

bygningen.

Vinden på langs:

$$e_0 := \min(2 \cdot 24.7m, 44.16m) = 44.16m \quad d_0 := 48.98m$$

Da  $e_0 < d_0$  vil facaden blive inddelt i 3 zoner, A, B og C.

Længder på zonerne:

$$A_{b0} := \frac{e_0}{5} = 8.83m$$

$$B_{b0} := \frac{4 \cdot e_0}{5} = 35.33m$$

$$C_{b0} := d_0 - e_0 = 4.82m$$

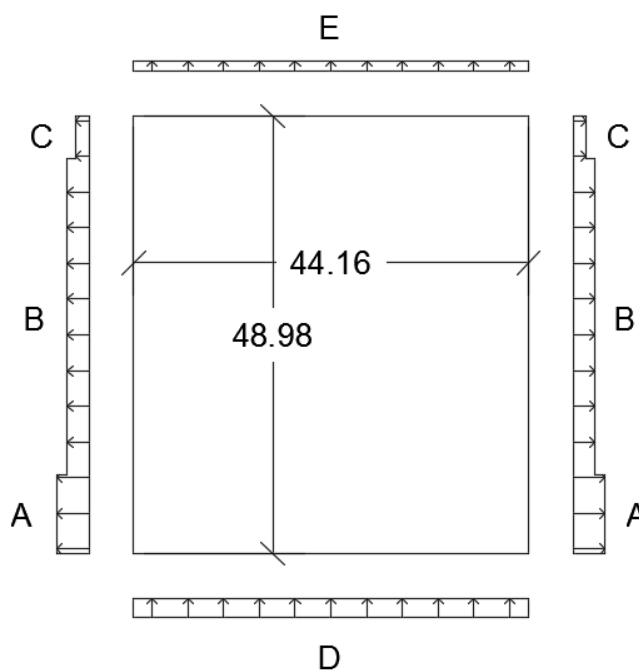
$$A_0 := -1.2$$

$$B_0 := -0.8$$

$$C_0 := -0.5$$

$$D_0 := 0.7 + (0.8 - 0.7) \cdot \left( \frac{\frac{24.7m}{d_0} - 0.25}{1 - 0.25} \right) = 0.73$$

$$E_0 := -0.3 + (-0.5 + 0.3) \cdot \left( \frac{\frac{24.7m}{d_0} - 0.25}{1 - 0.25} \right) = -0.37$$



**Figur 1. Vind på langs**

Vind på tværs:

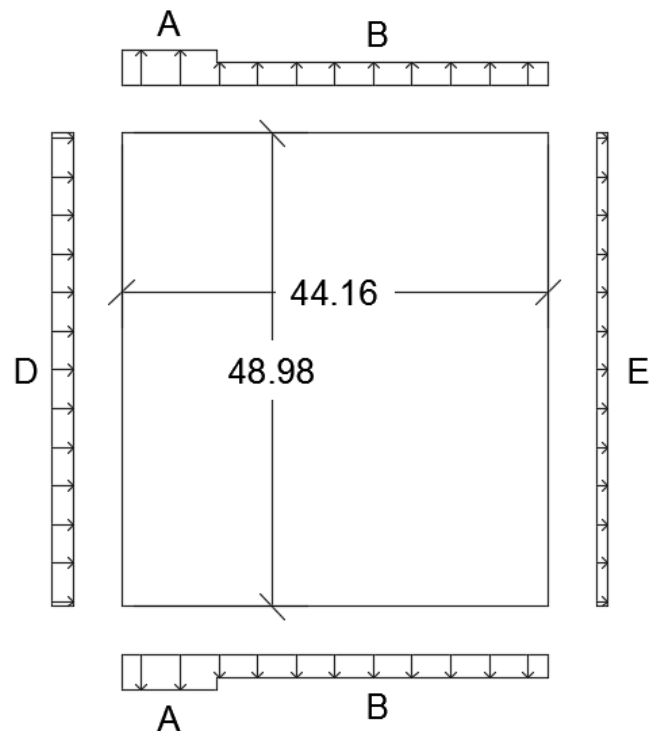
$$e_{g0} := \min(2 \cdot 24.7m, 48.98m) = 48.98m \quad d_{g0} := 44.16m$$

Da  $d_{90} \leq e_{90} < 5 \cdot d_{90}$  vil facaden blive inddelt i 2 zoner, A og B.

Længder på zonerne:

$$A_{b90} := \frac{e_{90}}{5} = 9.8 \text{ m}$$

$$B_{b90} := d_{90} - A_{b90} = 34.36 \text{ m}$$



$$A_{g0} := -1.2$$

$$B_{g0} := -0.8$$

**Figur 2. Vind på tværs**

$$D_{90} := 0.7 + (0.8 - 0.7) \cdot \left( \frac{\frac{24.7 \text{ m}}{d_{90}} - 0.25}{1 - 0.25} \right) = 0.74$$

$$E_{90} := -0.3 + (-0.5 + 0.3) \cdot \left( \frac{\frac{24.7 \text{ m}}{d_{90}} - 0.25}{1 - 0.25} \right) = -0.38$$

### **Vind på taget**

Vinden på taget beregnes i hht. Eurocode 1-1-4 kap 7.2.3 flade tage.  
Taget skal udføres med brystninger, hvoraf  $h_p/h$  forholdet er:

$$\frac{0.2m}{24.7m} = 0.01 < 0,025 \text{ som er det mindste forhold for brystninger.}$$

Grundet værdien kan brystningen næsten betragtes som værende en skarp tagkant, hvorfor interpoleres der mellem "Skarp tagkant" og "Med brystninger".

Længder på zonerne:

$$F_{b0} := \frac{e_0}{4} = 11.04 m$$

$$F_{l0} := \frac{e_0}{10} = 4.42 m$$

$$G_{b0} := d_{90} - \frac{e_0}{2} = 22.08 m$$

$$G_{l0} := \frac{e_0}{10} = 4.42 m$$

$$H_{l0} := \frac{e_0}{2} - \frac{e_0}{10} = 17.66 m$$

$$I_{l0} := d_0 - \frac{e_0}{2} = 26.9 m$$

$$F_{b90} := \frac{e_{90}}{4} = 12.24 m$$

$$F_{l90} := \frac{e_{90}}{10} = 4.9 m$$

$$G_{b90} := d_0 - \frac{e_{90}}{2} = 24.49 m$$

$$G_{l90} := \frac{e_{90}}{10} = 4.9 m$$

$$H_{l90} := \frac{e_{90}}{2} - \frac{e_{90}}{10} = 19.59 m$$

$$I_{l90} := d_{90} - \frac{e_{90}}{2} = 19.67 m$$

$C_{pe,10}$  værdier:

$$F_{0.90} := -1.8 + (-1.6 + 1.8) \cdot \left( \frac{0.01 - 0}{0.025 - 0} \right) = -1.72$$

$$G_{0.90} := -1.2 + (-1.1 + 1.2) \cdot \left( \frac{0.01 - 0}{0.025 - 0} \right) = -1.16$$

$$H_{0.90} := -0.7$$

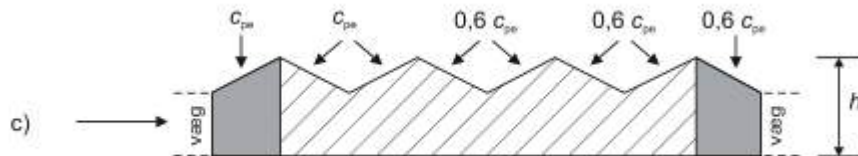
$$I_{0.90.pos} := 0.2$$

$$I_{0.90.neg} := -0.2$$



### Vind på ovenlysvinduerne

Vind på ovenlysvinduerne kan beregnes iht. sammenbyggede tage (shedtage), tilfælde c.



Eurocoden anbefaler, at den første  $C_{pe}$  beregnes iht. pulttages  $C_{pe}$  og resten fra de trugformede tage.

$C_{pe}$  værdi for pulttag med 35 og 45 graders hældning fås af tabel 7.3a og 7.3b.

Der vil kun optages værdier for  $\theta=0^\circ$  og  $90^\circ$  af hensyn til analysen.

Største sugformfaktor:

$$c_{pe.ov.pult.t} := \min \left[ \begin{array}{l} -0.5 + (0 + 0.5) \cdot \left( \frac{35 - 30}{45 - 30} \right) \\ -2.1 + (-1.5 + 2.1) \cdot \left( \frac{35 - 30}{45 - 30} \right) \end{array} \right] = -1.9$$

Største trykformfaktor:

$$c_{pe.ov.pult.c} := 0.7 = 0.7$$

$C_{pe}$  værdi for trugtage med 35 og 45 graders hældning fås af tabel 7.4a og 7.4b.

Vinklerne for trugtaget er -35 og -45 grader, hvoraf alle  $C_{pe}$  værdier er negative.

$$c_{pe.ov.trug.t} := -1.5 + (-1.4 + 1.5) \cdot \left( \frac{35 - 30}{45 - 30} \right) = -1.47$$

### Indvendigt vindtryk

Indvendige og udvendige vindtryk skal antages at virke samtidigt ved dimensionering af den givne konstruktionsdel.

Med udgangspunkt i facadetegningerne, vil det kun være de alm. vinduer og døre, der kan åbnes.

Baseret på de uredigerede tegninger og bygningen, som den bliver opført på byggepladsen, er det observeret at ca. hver 3. vindue delvis kan åbnes. Det antages, at det er hvert 3. vindue, der kan åbnes i dette projekt.

$$A_{vindue.nv} := \frac{1240mm \cdot 2476mm \cdot 57}{3} + 1310mm \cdot 2100mm = 61.09 m^2$$

$$A_{vindue.n\theta} := \frac{1240mm \cdot 2476mm \cdot 40}{3} + 1750mm \cdot 2317mm \cdot 2 = 49.05 m^2$$

$$A_{vindue.sv} := \frac{1240mm \cdot 2476mm \cdot 30}{3} + 1310mm \cdot 2100mm = 33.45 m^2$$

$$A_{vindue.s\theta} := \frac{1240mm \cdot 2476mm \cdot 35}{3} + 1310mm \cdot 2100mm = 38.57 m^2$$

Andel af åbninger i forhold til den pågældende facade.

$$\Delta A_{nv} := \frac{A_{vindue.nv}}{1049m^2} = 5.82\%$$

$$\Delta A_{n\theta} := \frac{A_{vindue.n\theta}}{982m^2} = 4.99\%$$

$$\Delta A_{sv} := \frac{A_{vindue.sv}}{1077m^2} = 3.11\% \quad \Delta A_{s\theta} := \frac{A_{vindue.s\theta}}{958m^2} = 4.03\%$$

Da det samlede areal af vinduesåbninger udgør under 30% af de pågældende facader, skal bygningens konstruktionsdele ikke beregnes som frie vægge.

En flade af en bygning kan forekomme dominerende, hvis andelen af åbninger på fladen er over dobbelt så stort som andelen af åbninger på bygningens øvrige flader.

Fladen mod sydvest fremkommer med færrest vinduer, der anses at kunne åbnes:

$$\frac{\Delta A_{nv}}{\Delta A_{sv} + \Delta A_{s\theta} + \Delta A_{n\theta}} = 0.48$$

Da denne værdi er under 2, anses det, at bygningen ikke har nogle dominerende flader, hvoraf vindtrykket indvendigt skal bestemmes af figur 7.13 i Eurocode 1-1-4 FU:2010. Formfaktoren bestemmes på baggrund af højde-dybde-forholdet, og forholdet af åbninger.

$$hd_{forhold} := \frac{24.7m}{48.98m} = 0.5$$

Der undersøges hvorvidt om bygningen ved vinduerne åbne, vil forekomme indvendigt vindtryk eller vindtræk af større karakter end normens  $c_{pi}$  værdier.

Beregningerne er baseret efter flader med udvendigt vindtræk, med vind fra sydvest og nordvest, for største og mindste forhold.

$$\mu_{max} := \frac{A_{vindue.nv} + A_{vindue.nø} + A_{vindue.sø}}{A_{vindue.sv} + A_{vindue.sø} + A_{vindue.nv} + A_{vindue.nø}} = 0.82$$

$$\mu_{min} := \frac{A_{vindue.nø} + A_{vindue.sv} + A_{vindue.sø}}{A_{vindue.sv} + A_{vindue.sø} + A_{vindue.nv} + A_{vindue.nø}} = 0.66$$

Af figuren i Eurocoden med ovenstående værdier, vil det kun fremkomme indvendige vindtræk.

For 0,82 aflæses -0,2 ( $h/d \leq 0,25$ ) og -0,3 ( $h/d > 1,0$ ). For 0,66 aflæses -0,02 ( $h/d \leq 0,25$ ) og -0,09 ( $h/d > 1,0$ ).

$$c_{pi.1} := -0.2 + (-0.3 + 0.2) \cdot \left( \frac{hd_{forhold} - 0.25}{1 - 0.25} \right) = -0.23$$

$$c_{pi.2} := -0.02 + (-0.09 + 0.02) \cdot \left( \frac{hd_{forhold} - 0.25}{1 - 0.25} \right) = -0.04$$

Da det ikke altid er alle vinduer der vil stå åbne, kan  $\mu$  værdierne forekomme mindre, hvilket kan resultere i indvendigt vindtryk. Da vindtrækket er mindre end normens anbefalede værdier, anvendes disse som den mindst gunstige.

$$c_{pi.c} := 0.2$$

$$c_{pi.t} := -0.3$$

### Samlet oversigt over vindtryk på bygningen

Grundet bygningens størrelse, forekommer selv de små delarealerne så store, at de dækker flere dækelementer, hvoraf der ved den regningsmæssige lastkombination tages hensyn til dette ved at anvende de største vindtryk og vindsug fra delområdet på hele området.

De angivne laster er karakteristiske fladelaster kombineret med udvendigt og indvendigt vindtryk til ugunst for konstruktionsdelen.

Største vindtryk på taget

$$w_{t.c.k} := (I_{0.90.pos} - c_{pi.t}) \cdot q_p = 0.42 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Største vindsug på taget

$$w_{t.t.k} := (F_{0.90} - c_{pi.c}) \cdot q_p = -1.61 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Største vindtryk på facaden

$$w_{f.c.k} := (\max(D_0, D_{90}) - c_{pi.t}) \cdot q_p = 0.88 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Største vindsug på facaden

$$w_{f.t.k} := (\min(A_0, B_0, C_0, E_0, A_{90}, B_{90}, E_{90}) - c_{pi.c}) \cdot q_p = -1.18 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Ved stabilitetsundersøgelse forekommer de indvendige vindtryk i ligevægt, og består derfor kun af udvendige vindtryk. Grundet vindens formfaktor på bygningen, er det kun flader vinkelret på vindretningen, der skal anses at være stabilitetsvinden, da vindformfaktoren på siderne parallel med vinden virker med identisk modsatrettede størrelser, der ophæver hinanden.

Højdedybdeforholdet for bygningen:

$$\frac{h}{d} = \frac{24.7m}{44.16m} = 0.56 < 1$$

Da den er under 1, er der manglende korrelation mellem vindtryk på vindsiden og læsiden, hvor den resulterende kraft kan multipliceres med 0,85.

$$w_{f.s.k} := [0.74 - (-1.2)] \cdot q_p \cdot 0.85 = 1.39 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

## Vind på ovenlysvinduer

Det anses, at grundet ovenlysvinduernes højde, vil disse have en anderledes vindfordeling end resten af bygningen, hvorfor der anvendes følgende karakteristiske værdier:

Største vindtryk på ovenlyskonstruktionen, (grå felt):

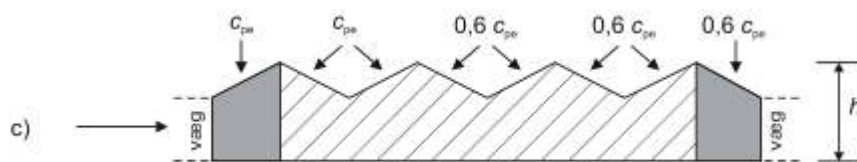
$$w_{ov.c.k} := (c_{pe.ov.pult.c} - c_{pi.t}) \cdot q_p = 0.84 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Største vindsug på ovenlyskonstruktionen, (grå felt):

$$w_{ov.g.t.k} := (c_{pe.ov.pult.t} - c_{pi.c}) \cdot q_p = -1.77 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Største vindsug på ovenlyskonstruktionen i skraverede område:

$$w_{ov.s.t.k} := (c_{pe.ov.trug.t} - c_{pi.c}) \cdot q_p = -1.4 \cdot \frac{kN}{m^2}$$



Vægdelen på ovenlyskonstruktionen, anses at have samme vindlastformfaktor som ydervæggen.

## Litteraturliste

DS/EN 1991-1-4 FU:2010

## C.4 Nyttelast

Dette afsnit vil omfatte nyttelaster af byggeriet i henhold til Eurocode 1991-1-1 FU:2010 kapitel 6.

Konstruktionens brug kan klassificeres efter kategori C for samlingsrum, da bygningen anvendes til undervisning og kontorer.

I lokaler med bordopstilling, herunder teoriundervisningslokaler, projektrum, studielounge og administrationslokaler, kan henvises til kategori C1:

$$q_{k,b} := 2.5 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{k,b} := 3.0kN$$

I lokaler med faste siddepladser, dvs. auditoriet, henvises der til kategori C2:

$$q_{k,s} := 4.0 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{k,s} := 3.0kN$$

Lokale adgangsveje til kategori C1, lokaler med bordopstilling, kan sættes til:

$$q_{k,al.C1} := 3.0 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{k,al.C1} := 3.0kN$$

Adgangsvejene som trappeopgangene i hele bygningens højde og forhallen, der hører til disse og adgang til kategori C2, klassificeres som fælles adgangsveje og adgangsveje til C2-D:

$$q_{k,a.C2} := 5.0 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{k,a.C2} := 4.0kN$$

For lokal eftervisning af bæreevnen, regnes punklasten til at virke alene.

I hovedparten af kælderen skal anvendes til depot, hvilket ikke bliver beskrevet i Eurocode 1 eller i Teknisk Ståbi. Det vurderes derfor, at depotrum skal beskrives som arkivlokaler i kontorbygninger, hvoraf der henvises til kategori D2:

$$q_{k,D2} := 5.0 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{k,D2} := 7.0kN$$

Den totale nyttelast kan reduceres jo flere etager, der betragtes på samme tid.  
Fra Eurocode 1990 FU:2013 fås  $\psi_0$  til 0,6.

Belastede elementer på 2.sal:

$$\alpha_{2etager} := \frac{1 + (2 - 1) \cdot 0.6}{2} = 0.8$$

Belastede elementer på 1.sal:

$$\alpha_{3etager} := \frac{1 + (3 - 1) \cdot 0.6}{3} = 0.73$$

Belastede elementer i stuen:

$$\alpha_{4etager} := \frac{1 + (4 - 1) \cdot 0.6}{4} = 0.7$$

Belastede elementer i kælderen:

$$\alpha_{5etager} := \frac{1 + (5 - 1) \cdot 0.6}{5} = 0.68$$

Belastede fundamentet:

$$\alpha_{6etager} := \frac{1 + (6 - 1) \cdot 0.6}{6} = 0.67$$

## Litteraturliste

DS/EN 1991-1-1 FU:2010 Kapitel 6

## C.5 Masselast

Dette afsnit vil omfatte beregning vandret masselast for hver etage.

### Tagkonstruktion

Masselast i tagskive består af egenlast fra tagetagen og halve højde af vægge fra 4. sal.

Ovenlysvinduerne:

$$G_{\text{ovenlys}} := \left[ \begin{array}{l} 0.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4 \cdot (0.93\text{m} + 4.1\text{m} + 4.5\text{m}) \dots \\ + 50000\text{mm}^2 \cdot 7750 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \dots \\ + 0.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2 \cdot 1100\text{mm} + 600\text{mm}) \dots \\ + \left( 0.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 600\text{mm} \end{array} \right] \cdot 21.75\text{m} = 861.47 \cdot \text{kN}$$

Tag ved huldækelementerne:

$$G_{\text{tagdæk}} := 4.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left[ \begin{array}{l} 48980\text{mm} \cdot 44160\text{mm} \dots \\ + (-28300\text{mm} \cdot 31350\text{mm}) \end{array} \right] = 6366 \cdot \text{kN}$$

Øvre del af vægge fra 4. sal:

$$G_{\text{glas.4}} := 0.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left( \begin{array}{l} 2.46\text{m} + 4.24\text{m} + 16.50\text{m} \dots \\ + 3.44\text{m} + 10.96\text{m} + 3.23\text{m} \dots \\ + 2.63\text{m} + 18.95\text{m} \dots \\ + 20.43\text{m} + 1.83\text{m} \end{array} \right) \cdot \frac{3.83\text{m}}{2} = 111.88 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{gips.4}} := 0.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left( \begin{array}{l} 3.03\text{m} + 4.45\text{m} + 9.88\text{m} \cdot 3 \dots \\ + 1.65\text{m} + 2.94\text{m} + 4.94\text{m} \dots \\ + 7.11\text{m} \cdot 2 + 7.11\text{m} + 7.16\text{m} \dots \\ + 8.1\text{m} \cdot 3 + 9.88\text{m} \cdot 2 \end{array} \right) \cdot \frac{3.83\text{m}}{2} = 150.66 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{pore.4}} := 0.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left( \begin{array}{l} 53.5\text{m} + 5\text{m} + 7.02\text{m} \dots \\ + 3.09\text{m} \cdot 2 + 2.21\text{m} + 0.5\text{m} \cdot 3 \dots \\ + 4.33\text{m} + 0.74\text{m} \end{array} \right) \cdot \frac{3.83\text{m}}{2} = 83.22 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{beton}} := \left[ \begin{array}{l} 15 \cdot 0.42\text{m} \cdot 0.42\text{m} \dots \\ + \left( \begin{array}{l} 10.40\text{m} + 8 \cdot 7\text{m} \dots \\ + 4 \cdot 3.5\text{m} + 2 \cdot 4.5\text{m} \dots \\ + 3 \cdot 2.5\text{m} \end{array} \right) \cdot 200\text{mm} \end{array} \right] \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{3.83\text{m}}{2} = 1054.49 \cdot \text{kN}$$



$$G_{facade} := (48.98m + 44.16m) \cdot 2 \cdot \frac{4.9m}{2} \cdot 5.46 \frac{kN}{m^2} = 2491.87 \cdot kN$$

Masselast på tagetagen:

$$A_{d.tag} := 1.5\% \left( \begin{array}{l} G_{ovenlys} + G_{tagdæk} + G_{gips.4} \dots \\ + G_{glas.4} + G_{pore.4} + G_{beton} \dots \\ + G_{facade} \end{array} \right) = 166.79 \cdot kN$$

#### 4. sal

Masselasten består af egenlast fra etageadskillelsen samt væggene fra 4. og 3. sal. Da etageadskillelsernes egenlast er inkl. lette skillevægge, hvoraf disse ikke indgår som særskilt beregning.

$$G_{4.dæk} := 7.71 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \begin{array}{l} 1947.98m^2 - 2 \cdot 5m^2 \dots \\ + 18.43m^2 - 344.61m^2 \end{array} \right) = 12426.98 \cdot kN$$

$$N_{4.dæk} := 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \begin{array}{l} 268.3m^2 + 141.8m^2 + 21.81m^2 \dots \\ + 310.84m^2 + 323.23m^2 \end{array} \right) \dots = 4093.73 \cdot kN$$

$$+ 3.0 \frac{kN}{m^2} \cdot (457.83m^2 + 18.43m^2)$$

$$G_{trappe} := 4 \cdot (5.05m^2 + 4.18m^2 + 2 \cdot 4.74m^2) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 320mm = 598.72 \cdot kN$$

$$N_{trappe} := 5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 4 \cdot (5.05m^2 + 4.18m^2 + 2 \cdot 4.74m^2) = 374.2 \cdot kN$$

Masselast på 4. sal:

$$A_{d.4.sal} := 1.5\% \left[ \begin{array}{l} G_{4.dæk} + 0.5 \cdot (N_{4.dæk} + N_{trappe}) \dots \\ + 2 \cdot \left( \begin{array}{l} G_{pore.4} \dots \\ + G_{beton} + G_{facade} \end{array} \right) + G_{trappe} \end{array} \right] = 337.78 \cdot kN$$

#### 3. sal

Masselasten på 3. sal er etageadskillelsen samt vægge fra 2. og 3. sal. Samme princip som for 4. sal.

$$G_{3.dæk} := 7.71 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( \begin{array}{l} 2094.58m^2 - 4 \cdot 31.89m^2 - 2 \cdot 5m^2 \dots \\ + -377.00m^2 + 20.85m^2 \end{array} \right) = 12342.71 \cdot kN$$

$$N_{3.dæk} := 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( 268.29m^2 + 141.79m^2 + 21.81m^2 \dots \right) \dots = 4100.89 \cdot kN$$

$$+ 3.0 \frac{kN}{m^2} \cdot (310.83m^2 + 323.22m^2)$$

$$+ 3.0 \frac{kN}{m^2} \cdot (457.83m^2 + 20.85m^2)$$

Masselast på 3. sal:

$$A_{d.3.sal} := 1.5\% \left[ G_{3.dæk} + 0.5 \cdot (N_{3.dæk} + N_{trappe}) \dots \right] = 336.57 \cdot kN$$

$$+ 2 \cdot \left( G_{pore.4} \dots \right) + G_{trappe}$$

$$\left( + G_{beton} + G_{facade} \right)$$

Ovenstående beregninger bør foretages for de øvrige etageadskillelser. Det vurderes, at lasten på 2. og 1. sal vil være mindre end på de ovennævnte etager, da etagearealet bliver mindre, samt størstedelen af facaden er af vinduespartier, hvoraf masselasten på 2. og 1. sal vil være identisk til 3. og 4. sal.

### Stuen

$$G_{stue} := 7.71 \frac{kN}{m^2} \cdot (1787.23m^2 - 135.01m^2 - 3 \cdot 5m^2) = 12622.97 \cdot kN$$

$$N_{stue} := 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot \left( 45.95m^2 + 206.74m^2 + 63.39m^2 \dots \right) \dots = 6786.61 \cdot kN$$

$$+ 41.62m^2 + 75.87m^2 + 68.53m^2 \dots$$

$$+ 61.54m^2$$

$$+ 3.0 \frac{kN}{m^2} \cdot (45.00m^2) + 4.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 61.54m^2 \dots$$

$$+ 5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 999.27m^2$$

$$G_{facade.s} := \left[ 0.76 \frac{kN}{m^2} \cdot (27.4m + 20.3m + 14.73m \dots) \dots \right] \cdot \frac{4.17m}{2} = 1194.22 \cdot kN$$

$$+ 28.45m + 26.03m$$

$$+ 7.3 \frac{kN}{m^2} \cdot (5.44m + 3.29m + 7.24m \dots)$$

$$+ 4.07m + 5.42m + 3.15m \dots$$

$$+ 12.62m + 20.86m + 4.2m$$

$$G_{facade.k} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.35m \cdot \frac{3.83m}{2} \cdot (36.45m + 46.95m \dots) = 3036.23 \cdot kN$$

$$+ 33.14m + 14.42m \dots$$

$$+ 10.52m + 22.05m \dots$$

$$+ 7.22m + 10.45m$$

$$G_{beton.s} := G_{beton} + (2 \cdot 15m + 2 \cdot 14.5m) \cdot 0.2m \cdot 3.83m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 2184.34 \cdot kN$$

Masselast i stuen:

$$A_{d.stue} := 1.5\% \left[ \begin{array}{l} G_{stue} + G_{facade.k} + G_{trappe} \dots \\ + G_{facade.k} + 0.5 \cdot (N_{stue} + N_{trappe}) \end{array} \right] = 343.12 \cdot kN$$

## Litteraturliste

Bygningsberegninger Kapitel, 2.4 og 7.2.2

## C.6 Beregning af linjelaster

### Lodret lastnedføring

	Tagetagen	
	Dækelementer	Ovenlysvinduer
Egenlast	4,99	1,66
Snelast	0,8	0,85
Vindlast	0,42	0,84

F = Facade, T = Trappevæg, V = Væg, B = Bjælke

	Lastlængde (m)			Linjelast (kN/m)		
	Dæk	Ovenlys	OL vind	Egenlast	Snelast	Vindlast
5.1	3,58	0	0	17,84	2,86	1,50
5.2	5,19	0	0	25,87	4,15	2,18
5.3	1,62	0	0	8,06	1,29	0,68
5.4	5,21	0	0	25,99	4,17	2,19
5.5	3,59	0	0	17,93	2,87	1,51
5.6	5,17	0	0	25,78	4,13	2,17
5.7	1,75	0	0	8,72	1,40	0,73
5.8	5,11	0	0	25,48	4,08	2,14
5.9	3,44	0	0	17,15	2,75	1,44
5.10	3,49	0	0	17,42	2,79	1,47
5.11	4,28	0	0	21,34	3,42	1,80
5.12	5,20	0	0	25,92	4,16	2,18
5.13	3,58	0	0	17,86	2,86	1,50
5.14	5,17	0	0	25,78	4,13	2,17
5.15	3,59	0	0	17,91	2,87	1,51
5.16	5,21	0	0	25,97	4,16	2,19
5.17	5,19	0	0	25,90	4,15	2,18
5.18	8,69	0	0	43,35	6,95	3,65
5.19	0,00	7,2	0	11,95	6,12	0,00
5.20	0,00	7,2	3,6	11,95	6,12	0,76
5.21	4,28	3,6	3,6	27,31	6,48	4,06
5.22	5,19	3,6	3,6	31,85	7,21	4,45

#### 4.sal inkl. Vægelementer (h = 4,9 m)

	Generelt	Toiletter	Facade	Betonvæg
Egenlast	7,71	8,74	5,46	5,00
Nyttelast	2,50	2,50	h =	4,9
Nyttelast	3,00	0,00		

	Lastlængde (m)				Linjelast (kN/m)	
	Dæk	Toilet	Nytte 2,5	Nytte 3,0 (a)	Egenlast	Nyttelast
4.1	5,17		5,17	6,08	66,58	13,81
4.2	5,26		5,26		67,27	13,14
4.3					26,75	0,00
4.4					24,50	0,00
4.5	5,47		5,47	6,08	68,90	15,86
4.6	3,59		3,59		52,20	8,98
4.7	3,59		3,59		54,45	8,98
4.8	6,42		6,42	2,41	49,52	17,26
4.9	1,39			1,39	10,70	4,16
4.10	3,59			3,59	27,71	10,78
4.11	2,81			2,81	21,63	8,42
4.12	8,90		5,17	3,74	68,65	24,13
4.13	7,18			7,18	55,32	21,53
4.14	5,62		5,62	5,60	43,31	16,08
4.15	5,17		5,17	5,60	66,59	13,68
4.16	5,62		5,62	3,43	43,31	15,47
4.17	5,17		5,17	3,43	66,59	13,20
4.18	3,89		3,89	2,30	29,97	9,91
4.19	3,89			3,89	29,97	11,66
4.20	3,89		3,89	2,30	29,97	10,68
4.21		5,62	5,62	3,47	49,09	15,29
4.22		5,17	5,17	3,47	71,91	13,21
4.23	2,21			2,21	17,02	6,62
4.24	1,76			1,76	38,05	5,27
4.25	3,89			3,89	29,96	11,66
4.26	3,49		3,49		51,42	8,73
4.27	8,07		8,07		62,20	20,17
4.28	3,89		3,89		29,96	9,71
4.29	3,89			3,89	29,96	11,66
4.30	3,89		3,89		29,97	9,72
4.31	4,28		4,28		59,72	10,69
4.32	9,13		9,13		70,36	22,81
4.33	5,84			5,84	45,01	17,51
4.34	9,13			9,13	70,36	27,38
4.35	5,84		5,84		45,01	14,60
4.36	4,28		4,28		59,72	10,69
4.37	4,73		4,73		36,44	11,82
4.38	5,53			5,53	42,60	16,58
4.39	7,25		5,17	5,09	55,92	19,66
4.40	5,17		5,17	3,30	66,58	13,18
4.41	2,24			2,24	17,25	6,71

4.42	1,79		1,79	38,28	5,36
4.43	7,25		5,17	2,09	55,92
4.44	5,17		5,17		66,58
4.45		5,17	5,17	3,35	71,90
4.46	2,09	5,17	5,17	2,09	61,24

**3.sal inkl. Vægelementer (h = 4,25 m)**

	Generelt	Toiletter	Facade	Betonvæg	Trappe
Egenlast	7,71	8,74	5,46	5,00	8,75
Nyttelast	2,50	2,50		h = 4,25	
Nyttelast	3,00	0,00			
Nyttelast	5,00				

	Lastlængde (m)				Trappe	Linjelast (kN/m)	
	Dæk	Toilet	Nytte 2,5	Nytte 3,0 (a)		Egenlast	Nyttelast
3.1	5,17		5,17	6,08		63,03	13,81
3.2	5,26		5,26			63,72	13,14
3.3						23,21	0,00
3.4						21,25	0,00
3.5	5,47		5,47	6,08		68,90	15,86
3.6	3,59		3,59		1,55	62,51	16,73
3.7	3,59		3,59			50,90	8,98
3.8	6,42		6,42	2,41		49,52	17,26
3.9	1,39			1,39		10,70	4,16
3.10	3,59			3,59		27,71	10,78
3.11	2,81			2,81		21,63	8,42
3.12	8,90		5,17	3,74		68,65	24,13
3.13	3,89			3,89		29,97	11,66
3.14	5,62		5,62	5,60		43,31	16,08
3.15	5,17		5,17	5,60		63,04	13,68
3.16	5,62		5,62	3,43		43,31	15,47
3.17	5,17		5,17	3,43		63,04	13,20
3.18	3,89		3,89	2,30		29,97	9,91
3.19	3,89			3,89		29,97	11,66
3.20	3,89		3,89	2,30		29,97	10,68
3.21		5,62	5,62	3,47		49,09	15,29
3.22		5,17	5,17	3,47		68,36	13,21
3.23	2,21			2,21		17,02	6,62
3.24	1,76			1,76		34,80	5,27
3.25	3,89			3,89		29,96	11,66
3.26	3,49		3,49		1,55	61,73	16,48
3.27	8,07		8,07			62,20	20,17

3.28	3,89		3,89		29,96	9,71	
3.29	3,89			3,89	29,96	11,66	
3.30	3,89		3,89		29,97	9,72	
3.31	4,28		4,28		56,17	10,69	
3.32	9,13		9,13		70,36	22,81	
3.33	5,84			5,84	45,01	17,51	
3.34	9,13			9,13	70,36	27,38	
3.35	5,84		5,84		45,01	14,60	
3.36	4,28		4,28		56,17	10,69	
3.37	4,73		4,73		36,44	11,82	
3.38	5,53			5,53	42,60	16,58	
3.39	7,25		5,17	5,09	55,92	19,66	
3.40	5,17		5,17	3,30	63,03	13,18	
3.41	2,24			2,24	17,25	6,71	
3.42	1,79			1,79	35,03	5,36	
3.43	7,25		5,17	2,09	55,92	19,18	
3.44	5,17		5,17		63,03	12,91	
3.45		5,17	5,17	3,35	68,35	13,19	
3.46	2,09	5,17	5,17	2,09	61,24	19,18	
3.47					1,55	34,81	7,75

**2.sal inkl. Vægelementer (h = 4,25 m)**

	Generelt	Toiletter	Facade	Betonvæg	Trappe
Egenlast	7,71	8,74	5,46	5,00	8,75
Nyttelast	2,50	2,50		h = 4,25	
Nyttelast	3,00	0,00			
Nyttelast	5,00				

	Lastlængde (m)				Trappe	Linjelas (kN/m)	
	Dæk	Toilet	Nytte 2,5	Nytte 3,0 (a)		Egenlast	Nyttelast
2.1	5,17		5,17	6,08		63,03	13,81
2.2	5,26		5,26			63,72	13,14
2.3						23,21	0,00
2.4						21,25	0,00
2.5	5,47		5,47	6,08		68,90	15,86
2.6	3,59		3,59		1,55	62,51	16,73
2.7	3,59		3,59			50,90	8,98
2.8	7,58		7,58	4,73		58,43	21,31
2.9	2,54			2,54		19,61	7,63
2.10	3,59			3,59		27,71	10,78
2.11	1,65			1,65		12,73	4,95
2.12	8,90		5,17	3,74		68,65	24,13

Per Leth-sørensen  
14-12-2015

Erhvervsakademiet Lillebælt  
Laster

Aalborg Universitet  
Esbjerg

2.13	3,89		3,89		29,97	11,66
2.14	3,94	3,94			30,37	9,85
2.15	5,53		5,53		65,81	16,58
2.16	5,53		5,53		42,61	16,58
2.17	5,53	5,53			42,60	13,81
2.18	5,17	5,17	3,31		63,03	13,18
2.19	3,89		3,89		29,97	11,66
2.20	5,62	5,62	3,31		43,30	14,30
2.21		5,62	3,47		49,09	15,29
2.22		5,17	3,47		68,36	13,21
2.23	2,21		2,21		17,02	6,62
2.24	1,76		1,76		34,80	5,27
2.25	3,89		3,89		29,96	11,66
2.26	3,49	3,49		1,55	61,73	16,48
2.27	8,07	8,07			62,20	20,17
2.28	3,89	3,89			29,96	9,71
2.29	3,89		3,89		29,96	11,66
2.30	3,89	3,89			29,97	9,72
2.31	4,28	4,28			56,17	10,69
2.32	5,55	5,55			42,75	13,86
2.33	2,24		2,24		17,26	6,72
2.34	7,17		7,17		55,32	21,52
2.35	3,89	3,89			29,97	9,72
2.36	4,28	4,28			56,17	10,69
2.37	4,73	4,73			36,44	11,82
2.38	5,53		5,53		42,60	16,58
2.39	7,25	5,17	5,09		55,92	20,18
2.40	5,53	5,53	5,05		42,60	14,43
2.41	2,24		2,24		17,25	6,71
2.42	1,79		1,79		35,03	5,36
2.43	7,16	5,08	2,09		55,22	20,33
2.44		5,17	3,35		68,35	13,19
2.45	2,09	5,17	2,09		61,24	19,18
2.46				1,55	34,81	7,75

---

**1.sal inkl. Vægelementer (h = 4,25 m)**

	Generelt	Toiletter	Facade	Betonvæg	Trappe
Egenlast	7,71	8,74	7,3	5,00	8,75
Nyttelast	2,50	2,50	h =	4,25	
Nyttelast	3,00	0,00			
Nyttelast	5,00				

Lastlængde (m)

Linjelast (kN/m)



	Dæk	Toilet	Nytte 2,5	Nytte 3,0 (a)	Trappe	Egenlast	Nyttelast
1.1	5,17		5,17	6,08		70,85	13,81
1.2	1,99		1,99			46,36	4,97
1.3							
1.4						21,25	0,00
1.5	5,47		5,47	6,08		68,90	15,86
1.6	3,59		3,59		1,55	62,51	16,73
1.7	3,59		3,59			48,95	8,98
1.8	1,99		1,99			36,59	4,97
1.9	7,19		7,19	1,48		55,40	18,66
1.10	7,19		7,19	1,48		55,40	18,00
1.11	9,14			9,14		70,47	27,42
1.12	7,19			7,19		55,40	21,56
1.13	9,14		9,14	1,48		70,47	25,03
1.14	3,94		3,94			30,37	9,85
1.15	8,81		8,81	2,24		67,95	23,97
1.16	3,89		3,89	2,24		29,97	9,90
1.17	5,53			5,53		42,61	16,58
1.18	3,89			3,89		29,97	11,66
1.19		5,08	5,08			70,16	12,69
1.20	5,62		5,62	3,31		43,30	14,30
1.21		5,62	5,62	3,47		49,09	15,29
1.22					1,55	44,59	7,75
1.23	2,21			2,21		17,02	6,62
1.24	1,76			1,76		34,80	5,27
1.25	3,97		3,97	3,59		30,59	10,84
1.26	3,97		3,97	3,59		30,59	11,26
1.27	5,61		5,61	3,59		43,22	15,35
1.28	7,23		7,23			55,74	18,08
1.29	3,85		3,85			29,70	9,63
1.30	3,89		3,89			29,97	9,72
1.31	2,96		2,96			22,81	7,40
1.32	2,96			2,96		22,81	8,88
1.33	3,64			3,64		28,03	10,91
1.34	7,23			7,23		55,74	21,69
1.35	0,93			0,93		28,44	2,80
1.36	5,61			5,61		43,22	16,82
1.37	7,25		5,17	5,09		55,92	20,18
1.38	5,53		5,53	5,05		42,60	14,43
1.39	2,24			2,24		17,25	6,71
1.40	7,16		5,08	2,09		55,22	20,33
1.41		5,17	5,17	3,35		66,40	13,19
1.42	1,79			1,79		35,03	5,36

1.43	2,09	5,17	5,17	2,09		61,24	19,18
1.44					1,55	34,81	7,75
1.45	3,59		3,59			48,93	8,98
1.46	5,59		5,59			43,06	13,96

**Stuen inkl. Vægelementer (h = 4,59 m)**

	Generelt	Toiletter	Facade	Betonvæg	Trappe
Egenlast	7,71	8,74	7,3	5,00	8,75
Nyttelast	2,50	2,50	Glasvæg		
Nyttelast	3,00	0,00	0,69		
Nyttelast	5,00		h =		
Nyttelast	4,00		4,59	8,84	13,09

	Lastlængde (m)				Linjelast (kN/m)		
	Dæk	Toilet	Nytte 1	Nytte 2 (a)	Trappe	Egenlast	Nyttelast
0.1	3,54		3,54			81,13	8,85
0.2	3,54		3,54			30,46	8,85
0.3	5,13			5,13		42,73	18,21
0.4						22,95	
0.5	5,13			5,13		42,73	
0.6	3,59		3,59		1,55	64,21	16,73
0.7	1,59		1,59			15,46	3,99
0.8						43,28	
0.9					1,55	56,84	7,75
0.10	2,31		2,31			26,84	5,78
0.11	2,31		2,31			49,79	5,78
0.12	5,90		5,90		1,55	82,02	22,51
0.13	2,31		2,31			61,09	5,78
0.14	1,59		1,59			35,24	3,99
0.15	2,31		2,31			17,81	5,78
0.16	2,06			2,06		38,79	10,28
0.17	9,14		1,86	7,29		93,42	38,42
0.18	5,58		5,58	3,41		43,02	30,96
0.19	1,85		1,85			37,17	9,23
0.20	2,20		2,20			16,93	10,98
0.21	3,44		3,44			49,45	17,19
0.22					1,55	47,07	7,75
0.23	2,96		2,96			22,82	14,80
0.24	2,96		2,96	3,71		22,82	13,25
0.25	2,96		2,96	3,71		22,82	10,83
0.26	2,31		2,31			17,77	11,53

0.27	5,60		5,60		43,14	27,98	
0.28	7,31		7,31		56,32	36,53	
0.29	3,94		3,94		30,38	19,70	
0.30	5,65		5,65		43,56	14,13	
0.31	3,61		1,60	2,01	27,79	14,03	
0.32	5,60		5,60	3,59	43,18	21,41	
0.33	3,64			3,64	28,03	18,18	
0.34	5,90		5,90		45,45	29,48	
0.35	0,93			0,93	30,14	4,66	
0.36	1,86		1,86		37,25	9,28	
0.37	3,74		3,74		60,78	9,34	
0.38	5,25		5,25	3,59	49,51	14,69	
0.39	5,25		5,25	3,59	43,64	14,69	
0.40	3,78		3,78		35,20	18,88	
0.41					6,10		
0.42	9,32		9,32		71,82	46,58	
0.43	2,16	5,15	5,15	2,16	61,61	23,65	
0.44					1,55	36,51	7,75
0.45	3,94		3,94		36,48	19,70	
0.46	4,02		4,02		37,06	10,04	
0.47	5,60		5,60		49,28	28,00	
0.48					9,03		
0.49		5,60	5,60		92,23	14,00	

**Kælderen inkl. Vægelementer (h = 4,25 m)**

	Generelt	Auditorie	Kældervæg	Betonvæg	Trappe
Egenlast	7,71	5,55	8,75	5,00	8,75
Nyttelast	2,50		h =	4,25	
Nyttelast	3,00				
Nyttelast	5,00				
Nyttelast		4,00			

	Lastlængde (m)				Linjelast (kN/m)		
	Dæk	Gulv	Nytte 1	Nytte 2 (a)	Trappe	Egenlast	Nyttelast
-1.1						37,19	
-1.2						21,25	
-1.3						66,23	
-1.4					1,55	34,81	7,75
-1.5					1,55	50,75	7,75
-1.6		7,30	7,30			61,77	29,20

## Bilag D

### Lodret lastnedføring

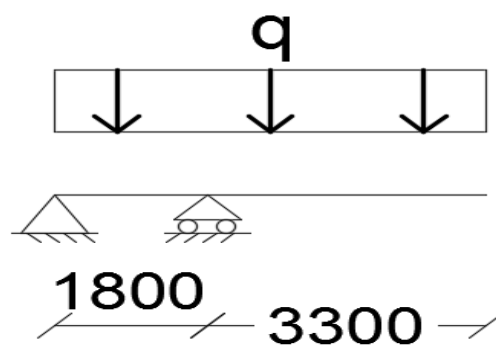
#### D.1 Udkraget betonbjælke i vægfelt

Betonbjælken skal bære huldækselementer. Bjælken er en udkraget bjælke der er understøttet i et vægelement, hvoraf bjælken regnes simpelt understøttet med udkrægning, så momentet kan opdeles i en træk/trykkomponent som væggen skal kunne optage.

$$l_{AB} := 1.8m$$

$$l_{BC} := 3.3m$$

$$l_{AC} := l_{AB} + l_{BC} = 5.1m$$



#### Forudsætninger:

Præfabrikeret betonbjælke

Konsekvensklasse:	CC3
Miljøklasse:	Moderat miljøklasse
kontrolklasse:	Normal
Betonkvalitet:	C45
Stålkvalitet:	$f_{yk} = 550$
Minimum dæklag:	20 mm + 5 mm tol. -> C = 25 mm

$$b := 350mm \quad h := 700mm$$

#### Styrkeparametre

$$f_{ck} := 45MPa$$

$$f_{ctk.0.005} := 2.7MPa$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.45 \cdot 1.0} = 31.03 \cdot MPa$$

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

$$f_{yk} := 550MPa \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.2 \cdot 1.0} = 458.33 \cdot MPa$$

### Laster

Bjælkens egenlast:

$$g_{bj} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot b \cdot h = 6.13 \cdot \frac{kN}{m}$$

etageadskillelsens egenlast, jævn fordelt på hele bjælkens strækning:

$$g_{dæk} := \frac{7.2m}{2} \cdot 7.71 \frac{kN}{m^2} = 27.76 \cdot \frac{kN}{m}$$

Etageadskillelsens nyttelast, jævn fordelt på hele bjælkens strækning:

$$n_{dæk} := 8.98 \frac{kN}{m}$$

Regningsmæssige lastkombinationer:

$$q_d := 1.1 \cdot (g_{bj} + g_{dæk} + 1.5 \cdot n_{dæk}) = 52.09 \cdot \frac{kN}{m}$$

Snitkræfterne:

Reaktion A ved moment om B (+ mod uret):

$$-R_A \cdot l_{AB} + \frac{q_d}{2} \cdot l_{AB}^2 - \frac{q_d}{2} \cdot l_{BC}^2 = 0 \quad \Rightarrow$$

$$R_A := \frac{\left( \frac{q_d}{2} \cdot l_{AB}^2 - \frac{q_d}{2} \cdot l_{BC}^2 \right)}{l_{AB}} = -110.68 \cdot kN$$

Reaktion B ved moment om A (+ mod uret):

$$R_B \cdot l_{AB} - \frac{q_d}{2} \cdot l_{AC}^2 = 0 \quad \Rightarrow$$

$$R_B := \frac{\frac{q_d}{2} \cdot l_{AC}^2}{l_{AB}} = 376.32 \cdot kN$$

Moment ved B, højre del:

$$M_B := \frac{q_d}{2} \cdot l_{BC}^2 = 283.61 \cdot kN \cdot m$$

Afstand til forskydning  $V = 0$ , hvor moment  $M_{AB}$  er størst:

$$-R_A - q_d x = 0 \text{ solve, } x \rightarrow \frac{2.125 \cdot N \cdot s^2}{kg} = 2.13 \text{ m}$$

Dvs. der på strækningen mellem understøtningerne ikke skal armeres i understiden fra last på udkragningen. Dog skal der ligge armering i undersiden efter lasten fra ovenstående etager og vægfelter ligger af på bjælken mellem understøtningerne, men vil ikke indgå i beregningerne.

Reaktioner anvendes til beregning af forskydningsarmering.

**Brudgrænsetilstand:**

Teknisk ståbi Tabel 5.17:

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1.0 \quad \varepsilon_{cu3} := 0.35 \quad \varepsilon_{c3} := 0.175$$

Teknisk ståbi Tabel 5.15:

$$\varepsilon_{yd} := 0.229$$

Skøn af d  $d_s := 0.9 \cdot h = 630 \text{ mm}$

**Armering i oversiden:**

$$\mu := \frac{M_B}{b \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}} = 0.07$$

Armeringsgraden:

$$\omega := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.07$$

$$\omega_{min} := \begin{pmatrix} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0.0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.03 \\ 0.02 \end{pmatrix}$$

$$\omega_{bal} := \lambda \cdot \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = 2.31$$

$$\omega_{max} := 0.44 \cdot \frac{f_{yd}}{\eta \cdot f_{cd}} = 6.5$$

$$\omega \geq \omega_{min} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \omega \leq \omega_{bal} = 1 \quad \omega \leq \omega_{max} = 1$$

Armeringsgraden er godkendt. Minimumsarmeringen skal derfor være:

$$A_{s.min} := \frac{\omega \cdot b \cdot d_s \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1016.82 \cdot mm^2$$

Undersøges med 6 stk 20 mm armeringsstænger i 1 lag.

$$A_s := \frac{\pi}{4} \cdot (20mm)^2 \cdot 6 = 1884.96 \cdot mm^2$$

Skal overholde armeringsforholdet:

$$0.002 \cdot b \cdot h = 490 \cdot mm^2 < A_s = 1884.96 \cdot mm^2 < 0.04 \cdot b \cdot h = 9800 \cdot mm^2$$

### Dæklag og armeringsafstande:

$$c_{min.dur} := 20mm$$

$$\Delta c_{dev} := 5mm$$

$$c_u := c_{min.dur} + \Delta c_{dev} = 25 \cdot mm$$

Diameteren på armering og tværarmering:

$$\varnothing_u := 20mm \quad \varnothing_t := 8mm$$

Armeringsafstande:

$$c_{1.u} := \max(\varnothing_u + 5mm, c_u + \varnothing_t) = 33 \cdot mm$$

$$c_{s.u} := c_{1.u} + \frac{\varnothing_u}{2} = 43 \cdot mm$$

$$d_g := 16mm$$

$$a := \max(\varnothing_u, d_g + 5mm, 20mm) = 21 \cdot mm$$

$$b_{min} := 2 \cdot c_{1.u} + 6 \cdot \varnothing_u + 5 \cdot \max(a) = 291 \cdot mm \quad b_{min} < b = 1$$

$$d_u := h - \left( c_u + \varnothing_t + \frac{\varnothing_u}{2} \right) = 657 \cdot mm$$

Armeringsgraden bliver heraf

$$\omega_u := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d_u \cdot f_{cd}} = 0.12$$

$$\mu_u := \omega_u \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_u \right) = 0.11$$

Momentbæreevnen:

$$M_{Rd} := \mu_u \cdot b \cdot d_u^2 \cdot \eta \cdot f_{cd} = 533.25 \cdot kN \cdot m$$

$$\frac{M_B}{M_{Rd}} = 0.53 < 1,0$$

Heraf vælges 6 stk Y20 armeringsstænger i oversiden.

### Forskydning og forankring

$$R_B = 376.32 \cdot kN$$

Det indre momentarm:

$$z := \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_u \right) \cdot d_u = 617.23 \cdot mm$$

Forskydningsspændingen:

$$\tau_{Ed} := \frac{R_B}{b \cdot z} = 1.74 \cdot MPa$$

Hældningen vælges til 2.5, af hensyn til økonomiske aspekter. Spændingen i det skrå betontryk fås heraf til:

$$\sigma_c := \tau_{Ed} \left( 2.5 + \frac{1}{2.5} \right) = 5.05 \cdot MPa$$

Effektivitetsfaktoren

$$\nu_v := 0.7 - \frac{f_{ck}}{200MPa} = 0.48$$

Regningsmæssig plastiske betonsstyrke i et skrå er:

$$\sigma_{Rd} := \nu_v \cdot f_{cd} = 14.74 \cdot MPa$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{Rd}} = 0.34 < 1,0$$

$$l_w := z \cdot 2.5 = 1543.08 \cdot mm$$



Der skal ilægges forskydningsarmering:

Med udgangspunkt i Ø8 forskydningsarmering:

$$A_{sw} := 100\text{mm}^2$$

bestemmes minimumsbøjleafstand:

$$s := \left( \begin{array}{c} 0.75 \cdot d_u \\ 15.9 \cdot \frac{A_{sw}}{b} \cdot \frac{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}} \end{array} \right) = \begin{pmatrix} 492.75 \\ 372.47 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Da denne afstand er mindre end længden  $l$ , undersøges forskydningsarmering med en afstand på 350 mm

$$\tau_{min.d} := \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{350\text{mm} \cdot b} \cdot 2.5 = 0.94 \cdot \text{MPa}$$

Med forskydningsarmeringen, kan spændingen findes i en afstand  $l_1$  fra udkragningen.

$$l_1 := l_{BC} \left( \frac{\tau_{min.d}}{\tau_{Ed}} \right) = 1.77 \cdot m$$

Bøjleafstanden hvor  $s$  kan anvendes:

$$l_1 + l = 3.32 \text{ m} > l_{BC} = 3.3 \text{ m}$$

Kan bøjleafstanden anvendes i bjælkens fulde længde.

### Forankring:

Der undersøges hvor stor forankringslængde der skal anvendes med den valgte hældning

$$F_{sw} := \frac{1}{2} \cdot R_B \cdot 2.5 = 470.4 \cdot \text{kN}$$

Spændingen i armeringen vil så være:

$$\sigma_s := \frac{F}{A_s} = 249.56 \cdot \text{MPa}$$

Af ovenstående kan forankringslængden findes for gode forankringsforhold, svarende til fuld udnyttelse af armeringen til:

$$l_b := \varnothing_u \frac{f_{yd} \cdot 1.45}{9 \cdot f_{ctk} \cdot 0.005} = 546.98 \cdot mm$$

Heraf bestemmes basisforankringslængden:

$$l_{b.rqd} := l_b \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 297.82 \cdot mm$$

med  $\varnothing = 20$  mm og  $\varnothing 8$  tværarmring skal der efter tabel 3.2 på forankringslængden anvendes 2 bøjler af  $\varnothing 8$ .

Da der hverken anvendes opbukning af armering, ekstra tværarmring, eller større dæklag end nødvendigt, anses det ikke at forankringslængden kan reduceres.

$$l_{bd} := l_{b.rqd} = 297.82 \cdot mm$$

Dog skal forankringslængden som minimum være:

$$\max(0.3 \cdot l_{b.rqd}, 10 \cdot \varnothing_u, 100mm) = 200 \cdot mm$$

Heraf kræves der en forankringslængde på 300 mm, med 2 stk  $\varnothing 8$  tværarmring.

### Stød:

I henhold til stødlængden skal der tages hensyn til antal stødte stænger i det totale betragtede tværsnitsareal. Det antages at det tillades 3 stænger at blive stødet på samme tid, i det betragtede tværsnit.

$$\alpha_G := 1.4$$

Stødlængden fås heraf:

$$l_{0.b} := \alpha_G l_{b.rqd} = 416.95 \cdot mm$$

Dog skal stødlængden minimum have længden:

$$l_0 := \max(0.3 \cdot \alpha_G l_{b.rqd}, 15 \cdot \varnothing_u, 200mm) = 300 \cdot mm$$

Stødlængden på armering skal derfor være 450 mm.

I Henhold til Eurocode 1992 FU:2013 kapitel 8.7.4.1 (3) skal der pga. anvendelse af armeringsdiameret på 20 mm, og afstanden mellem tætliggende stød er mindre end ( $10 \times \varnothing$ ), skal tværarmringen i forankres ind i tværsnittet i form af lukkede bøjler eller U-bøjler.

Minimum tværarmring i stødlængden:

$$A_{s2} := \frac{\pi}{4} \cdot \varnothing_u^2 = 314.16 \cdot mm^2$$

Der undersøges med 4 stk Ø12 tværarmring.

$$A_{st.min} := 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (12\text{mm})^2 = 452.39 \cdot \text{mm}^2$$

Der placeres derved 4 stk Ø12 tværarmring hver ende af stødlængden, i en afstand på:

$$\frac{l_o}{3} = 100 \cdot \text{mm}$$

### Anvendelsesgrænsetilstand.

Der undersøges revnekontrol og deformation af bjælken.

### Revnekontrol

Revnevidder beregnes iht. Eurocode 1992 FU:2013 kapitel 7.3.4:

Det effektive trækpåvirkede betonareal omkring armeringen, bestemmes af følgende formel:

$$A_{c.eff} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d_u), \frac{h}{2} \right] \cdot b = 37625 \cdot \text{mm}^2$$

faktor der afhænger af lastens varighed:

$$k_{kt} := 0.6 \quad k_{lt} := 0.4$$

Ståls elasticitetsmodul, i hht. beregning med beton:

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

Forholdet mellem Stål elasticitetsmodul og betons sekantshædning.

$$\alpha_e := \frac{E_s}{35000 \text{MPa}} = 5.71$$

Forholdet mellem Armeringsarealet og effektive trækpåvirkede betonareal

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_s}{A_{c.eff}} = 0.05$$

Kvasipermanente lastkombination: Efter som variable laster på tagkonstruktioner uanset lastkombination, har en  $\psi_2 = 0$ , vil den kvasipermanente lastkombination kun bestå af egenlasten af konstruktionen.

Kvasipermanente lastkombination er også kendt som langtidslasten.

$$q_l := g_{bj} + g_{dæk} + 0.5 \cdot n_{dæk} = 38.37 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den karakteristiske lastkombination:

$$q_{karak} := g_{bj} + g_{dæk} + n_{dæk} = 42.86 \cdot \frac{kN}{m}$$

Korttidslasten er delen af den karakteristiske last, der overskrider lasten fra kvasipermanente lastkombination:

$$q_k := q_{karak} - q_l = 4.49 \cdot \frac{kN}{m}$$

$\alpha$  er givet i tabel 4.1 i Betonkonstruktioner for korttid og langtidspåvirkning:

$$\alpha_k := 5.5 \qquad \alpha_l := 22$$

Momenterne fra korttid og langtidstilstanden:

$$M_0 := \frac{q_k}{2} \cdot l_{BC}^2 = 24.45 \cdot kN \cdot m$$

$$M_\infty := \frac{q_l}{2} \cdot l_{BC}^2 = 208.93 \cdot kN \cdot m$$

Værdierne  $\varphi_b$ ,  $\gamma$  og  $\beta$  findes i Teknisk ståbi tabel 5.21, afhængig af  $\alpha$  og betonforholdet.

$$\alpha \rho_k := \alpha_k \frac{A_s}{b \cdot d_u} = 0.05 \qquad \alpha \rho_l := \alpha_l \frac{A_s}{b \cdot d_u} = 0.18$$

$$\varphi_{b,k} := 0.123 \qquad \varphi_{b,l} := 0.190$$

$$\gamma_k := 2.702 \qquad \gamma_l := 1.240$$

$$\beta_k := 0.270 \qquad \beta_l := 0.446$$

Af formel 4.48 i Betonkonstruktioner, kan betonspændingen bestemmes som:

$$\sigma_{c,k} := \frac{M_0}{\varphi_{b,k} b \cdot d_u^2} = 1.32 \cdot MPa \qquad \sigma_{c,l} := \frac{M_\infty}{\varphi_{b,l} b \cdot d_u^2} = 7.28 \cdot MPa$$

Og af formel 4.51 i Betonkonstruktioner, kan spændingen i stålet til:

$$\sigma_{s,k} := \alpha_k \gamma_k \sigma_{c,k} = 19.55 \cdot MPa \qquad \sigma_{s,l} := \alpha_l \gamma_l \sigma_{c,l} = 198.56 \cdot MPa$$

Middelværdien af betons effektive trækstyrke, hvor rævnerne tidligst forventes at opstå:

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.8 \cdot MPa$$

Under forudsætning at revnedannelse ikke sker inden for de første 28 døgn.  
Heraf kan middeltøjningen i armeringen bestemmes.

$$\varepsilon_{sm.cm.k} := \max \left[ \frac{\sigma_{s.k} - k_{kt} \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.k}}{E_s} \right] = 0.000059$$

$$\varepsilon_{sm.cm.l} := \max \left[ \frac{\sigma_{s.l} - k_{lt} \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.l}}{E_s} \right] = 0.000798$$

Den maksimale revneafstand bestemmes af ligning 7.11 i Eurocode 1992.

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$s_{r,max} := 29 \cdot (c_u)^{\frac{1}{3}} \cdot mm^{\frac{2}{3}} + \frac{0.425 \cdot k_1 k_2 \sigma_u}{\rho_{p,eff}} = 152.66 \cdot mm$$

Revnevidden for profilet i korttidstilstand:

$$w_{k,k} := s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm.cm.k} = 0.01 \cdot mm$$

Revnevidden for profilet i langtidstilstand:

$$w_{k,l} := s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm.cm.l} = 0.12 \cdot mm < 0,4 \quad \text{Revne OK!}$$

### Deformation

$$\mu_{max} := \frac{l_{BC}}{250} = 13.2 \cdot mm$$

Nedbøjningsformlen:

$$x = \beta \cdot d$$

$$\mu = \frac{1}{3} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s} \cdot l^2$$

Nedbøjning for korttidslast

$$\mu_k := \frac{1}{3} \cdot \alpha_k \cdot \frac{\sigma_{c,k}}{E_s \cdot \beta_k d_u} \cdot (l_{BC})^2 = 0.74 \cdot mm < \mu_{max} = 13.2 \cdot mm$$

Nedbøjning for langtidslast

$$\mu_l := \frac{1}{3} \cdot \alpha_l \cdot \frac{\sigma_{c,l}}{E_s \cdot \beta_l d_u} \cdot (l_{BC})^2 = 9.92 \cdot mm < \mu_{max} = 13.2 \cdot mm$$

Bjælken er derfor OK!

Per Leth-sørensen  
14-12-2015

Erhvervsakademiet Lillebælt  
Lodret lastnedføring

Aalborg Universitet  
Esbjerg

# Bilag E

## Stabilitet

### E.1 Fordeling af kræfter til vægfelter

Hovedstabilitet (For kælderens vægge med vind på gavl)										
Væg nr.    x-akse	$\alpha_j$	$Y_j$	$Y_j \alpha_j$	$Y_j - Y_0$	$\alpha_j (Y_j - Y_0)^2$	$W_j \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_{w,j} (Y_j - Y_0) \alpha_j / I_w$	$X_j$	$Y_j X_j$	$Y_j X_j$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	59,81	-0,96	60,78	2215,68	2215,68
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,56	44,86	-0,56	45,42	1505,98	1505,98
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	52,34	0,61	51,73	567,98	567,98
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	59,81	0,92	58,90	446,43	446,43
$\Sigma$	0,54	-----	11,61	-----	91,12	216,83	0,00	216,83	4736,07	4736,07

$Y_0$	
	21,66

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$W_j \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_{w,j} (x_j - x_0) \alpha_j / I_w$	$Y_j$	$x_j Y_j$	$x_j Y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-14,25	31,55	0,00	0,98	0,98	7,48	7,48
2Y	0,11	10,97	1,22	-10,95	13,31	0,00	0,54	0,54	5,87	5,87
3Y	0,07	29,30	2,06	7,38	3,82	0,00	-0,23	-0,23	-6,69	-6,69
4Y	0,07	32,60	2,29	10,68	8,01	0,00	-0,33	-0,33	-10,78	-10,78
5Y	0,05	18,19	0,99	-3,73	0,76	0,00	0,09	0,09	1,63	1,63
6Y	0,09	47,01	4,43	25,09	59,29	0,00	-1,04	-1,04	-48,95	-48,95
$\Sigma$	0,56	-----	12,18	-----	116,74	0,00	0,00	0,00	-51,44	-51,44

$x_0$	
	21,92

Længde (m)	Bredde (m)
47,46	44,16

$I_w$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (kN)	$W_x$ (kN)	$M_w$ (kNm)*
207,86	0,00	216,83	-91,59

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

Hovedstabilitet (For kælderens vægge med vind på facade)										
Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$Y_i$	$Y_i \alpha_i$	$Y_i - Y_0$	$\alpha_i (Y_i - Y_0)^2$	$W_x \alpha_i / \Sigma \alpha_i$	$M_w (Y_i - Y_0) \alpha_i / I_w$	$X_i$	$Y_i X_i$	
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	0,00	4,44	-4,44	-161,73	
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	0,00	2,59	-2,59	-85,71	
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	0,00	-2,80	2,80	30,76	
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	0,00	-4,22	4,22	31,99	
$\Sigma$	0,54	-----	11,61	-----	91,12	0,00	0,00	0,00	-184,69	
			$Y_0$							
			<b>21,66</b>							

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$W_y \alpha_j / \Sigma \alpha_j$	$M_w (x_j - x_0) \alpha_j / I_w$	$Y_j$	$x_j Y_j$	
1Y	0,16	7,67	1,19	-14,25	31,55	65,16	-4,49	60,67	465,35	
2Y	0,11	10,97	1,22	-10,95	13,31	46,54	-2,46	44,08	483,54	
3Y	0,07	29,30	2,06	7,38	3,82	29,48	1,05	30,53	894,43	
4Y	0,07	32,60	2,29	10,68	8,01	29,48	1,52	31,00	1010,49	
5Y	0,05	18,19	0,99	-3,73	0,76	22,86	-0,41	22,45	408,31	
6Y	0,09	47,01	4,43	25,09	59,29	39,52	4,79	44,31	2082,95	
$\Sigma$	0,56	-----	12,18	-----	116,74	233,03	0,00	233,03	5345,08	
			$x_0$							
			<b>21,92</b>							

Længde (m)	47,46
Bredde (m)	44,16

$I_w$ (m <sup>4</sup> )	$W_y$ (kN)	$W_x$ (kN)	$M_w$ (kNm)*
<b>207,86</b>	<b>233,03</b>	<b>0,00</b>	<b>421,30</b>

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00



**Hovedstabilitet (For stuens vægge med vind på gavl)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$Y_i$	$Y_i \alpha_i$	$Y_i - Y_0$	$\alpha_i (Y_i - Y_0)^2$	$W_x \alpha_i / \Sigma \alpha_i$	$M_w (Y_i - Y_0) \alpha_i / I_w$	$X_i$	$Y_i X_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	123,53	-1,99	125,52	4575,76
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	92,64	-1,16	93,81	3110,12
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	108,09	1,26	106,83	1172,97
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	123,53	1,89	121,63	921,97
$\Sigma$	0,54	-----	11,61	-----	91,12	447,78	0,00	447,78	9780,81

$Y_0$	
<b>21,66</b>	

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$W_y \alpha_j / \Sigma \alpha_j$	$M_w (x_j - x_0) \alpha_j / I_w$	$Y_j$	$x_j Y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-14,25	31,55	0,00	2,01	2,01	15,45
2Y	0,11	10,97	1,22	-10,95	13,31	0,00	1,11	1,11	12,13
3Y	0,07	29,30	2,06	7,38	3,82	0,00	-0,47	-0,47	-13,82
4Y	0,07	32,60	2,29	10,68	8,01	0,00	-0,68	-0,68	-22,26
5Y	0,05	18,19	0,99	-3,73	0,76	0,00	0,19	0,19	3,37
6Y	0,09	47,01	4,43	25,09	59,29	0,00	-2,15	-2,15	-101,10
$\Sigma$	0,56	-----	12,18	-----	116,74	0,00	0,00	0,00	-106,23

$x_0$	
<b>21,92</b>	

Længde (m)	Bredde (m)
47,46	44,16

$I_w$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (kN)	$W_x$ (kN)	$M_w$ (kNm)*
<b>207,86</b>	<b>0,00</b>	<b>447,78</b>	<b>-189,15</b>

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

**Hovedstabilitet (For stuens vægge med vind på facade)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$Y_i$	$Y_i \alpha_i$	$Y_i - Y_0$	$\alpha_i (Y_i - Y_0)^2$	$W_x \alpha_i / \sum \alpha_i$	$M_w (Y_i - Y_0) \alpha_i / I_w$	$X_i$	$Y_i X_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	0,00	9,16	-9,16	-333,99
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	0,00	5,34	-5,34	-177,01
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	0,00	-5,78	5,78	63,52
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	0,00	-8,72	8,72	66,07
$\Sigma$	0,54	-----	11,61	-----	91,12	0,00	0,00	0,00	-381,42

$Y_0$	
<b>21,66</b>	

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$W_y \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_w (x_j - x_0) \alpha_j / I_w$	$Y_j$	$x_j Y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-14,25	31,55	134,56	-9,27	125,30	961,02
2Y	0,11	10,97	1,22	-10,95	13,31	96,12	-5,09	91,03	998,60
3Y	0,07	29,30	2,06	7,38	3,82	60,87	2,17	63,04	1847,16
4Y	0,07	32,60	2,29	10,68	8,01	60,87	3,14	64,01	2086,84
5Y	0,05	18,19	0,99	-3,73	0,76	47,21	-0,85	46,36	843,23
6Y	0,09	47,01	4,43	25,09	59,29	81,61	9,89	91,51	4301,66
$\Sigma$	0,56	-----	12,18	-----	116,74	481,24	0,00	481,24	11038,51

$x_0$	
<b>21,92</b>	

Længde (m)	47,46	Bredde (m)	44,16
------------	-------	------------	-------

$I_w$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (kN)	$W_x$ (kN)	$M_w$ (kNm)*
<b>207,86</b>	<b>481,24</b>	<b>0,00</b>	<b>870,06</b>

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

**Hovedstabilitet (For 1.sals vægge med vind på gavl)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$Y_i$	$Y_i \alpha_i$	$Y_i - Y_0$	$\alpha_i (Y_i - Y_0)^2$	$W_x \alpha_i / \sum \alpha_i$	$M_w (Y_i - Y_0) \alpha_i / I_w$	$X_i$	$Y_i X_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	118,78	-1,92	120,69	4399,77
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	89,08	-1,12	90,20	2990,50
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	103,93	1,21	102,72	1127,86
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	118,78	1,82	116,95	886,51
$\Sigma$	0,54	-----	11,61	-----	91,12	430,56	0,00	430,56	9404,62

$Y_0$	
<b>21,66</b>	

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$W_y \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_w (x_j - x_0) \alpha_j / I_w$	$Y_j$	$x_j Y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-14,25	31,55	0,00	1,94	1,94	14,86
2Y	0,11	10,97	1,22	-10,95	13,31	0,00	1,06	1,06	11,66
3Y	0,07	29,30	2,06	7,38	3,82	0,00	-0,45	-0,45	-13,29
4Y	0,07	32,60	2,29	10,68	8,01	0,00	-0,66	-0,66	-21,40
5Y	0,05	18,19	0,99	-3,73	0,76	0,00	0,18	0,18	3,24
6Y	0,09	47,01	4,43	25,09	59,29	0,00	-2,07	-2,07	-97,21
$\Sigma$	0,56	-----	12,18	-----	116,74	0,00	0,00	0,00	-102,14

$x_0$	
<b>21,92</b>	

Længde (m)	47,46	Bredde (m)	44,16
------------	-------	------------	-------

$I_w$ (m <sup>4</sup> )	$W_y$ (kN)	$W_x$ (kN)	$M_w$ (kNm)*
<b>207,86</b>	<b>0,00</b>	<b>430,56</b>	<b>-181,87</b>

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

**Hovedstabilitet (For 1.sals vægge med vind på facade)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$Y_i$	$Y_i \alpha_i$	$Y_i - Y_0$	$\alpha_i (Y_i - Y_0)^2$	$W_i \alpha_i / \Sigma \alpha_i$	$M_{w_i} (Y_i - Y_0) \alpha_i / I_{w_i}$	$X_i$	$Y_i X_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	0,00	8,81	-8,81	-321,15
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	0,00	5,13	-5,13	-170,20
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	0,00	-5,56	5,56	61,07
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	0,00	-8,38	8,38	63,53
$\Sigma$	0,54	-----	11,61	-----	91,12	0,00	0,00	0,00	-366,75

$Y_0$	
<b>21,66</b>	

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$W_j \alpha_j / \Sigma \alpha_j$	$M_{w_j} (x_j - x_0) \alpha_j / I_{w_j}$	$Y_j$	$x_j Y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-14,25	31,55	129,39	-8,91	120,48	924,06
2Y	0,11	10,97	1,22	-10,95	13,31	92,42	-4,89	87,53	960,19
3Y	0,07	29,30	2,06	7,38	3,82	58,53	2,09	60,62	1776,11
4Y	0,07	32,60	2,29	10,68	8,01	58,53	3,02	61,55	2006,58
5Y	0,05	18,19	0,99	-3,73	0,76	45,39	-0,82	44,57	810,79
6Y	0,09	47,01	4,43	25,09	59,29	78,47	9,51	87,99	4136,21
$\Sigma$	0,56	-----	12,18	-----	116,74	462,74	0,00	462,74	10613,95

$x_0$	
<b>21,92</b>	

Længde (m)	Bredde (m)
47,46	44,16

$I_w (m^2)$	$W_y (kN)$	$W_x (kN)$	$M_w (kNm)^*$
<b>207,86</b>	<b>462,74</b>	<b>0,00</b>	<b>836,60</b>

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

**Hovedstabilitet (For 2.sals vægge med vind på gavl)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$y_i$	$y_i \alpha_i$	$y_i - y_0$	$\alpha_i (y_i - y_0)^2$	$w_i \alpha_i / \sum \alpha_i$	$M_{w_i} (y_i - y_0) \alpha_i / I_{w_i}$	$x_i$	$y_i x_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	118,78	-2,92	121,69	4436,29
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	89,08	-1,70	90,78	3009,85
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	103,93	1,84	102,09	1120,91
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	118,78	2,78	116,00	879,28
$\Sigma$	0,54		11,61		91,12	430,56	0,00	430,56	9446,34
		$y_0$							
		21,66							

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$w_j \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_{w_j} (x_j - x_0) \alpha_j / I_{w_j}$	$y_j$	$x_j y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-9,13	12,94	0,00	1,89	1,89	14,49
2Y	0,11	10,97	1,22	-5,83	3,77	0,00	0,86	0,86	9,45
3Y	0,07	29,30	2,06	12,50	10,98	0,00	-1,17	-1,17	-34,30
4Y	0,07	32,60	2,29	15,80	17,54	0,00	-1,48	-1,48	-48,24
5Y	0,05	18,19	0,99	1,39	0,11	0,00	-0,10	-0,10	-1,84
$\Sigma$	0,46		7,75		45,34	0,00	0,00	0,00	-60,43
		$x_0$							
		16,80							

Længder	Længde (m)	Bredde (m)
	48,98	44,16

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

$I_{w_i} (m^2)$	$w_i (kN)$	$w_x (kN)$	$M_{w_i} (kNm)^*$
136,46	0,00	430,56	-181,87

**Hovedstabilitet (For 2.sals vægge med vind på facade)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$y_i$	$y_i \alpha_i$	$y_i - y_0$	$\alpha_i (y_i - y_0)^2$	$w_i \alpha_i / \sum \alpha_i$	$M_{w_i} (y_i - y_0) \alpha_i / I_{w_i}$	$x_i$	$y_i x_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	0,00	58,91	-58,91	-2147,70
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	0,00	34,33	-34,33	-1138,26
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	0,00	-37,20	37,20	408,43
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	0,00	-56,05	56,05	424,84
$\Sigma$	0,54		11,61		91,12	0,00	0,00	0,00	-2452,69

$y_0$	
$\Sigma$	21,66

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$w_j \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_{w_j} (x_j - x_0) \alpha_j / I_{w_j}$	$y_j$	$x_j y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-9,13	12,94	160,80	-38,16	122,64	940,64
2Y	0,11	10,97	1,22	-5,83	3,77	114,86	-17,40	97,45	1069,06
3Y	0,07	29,30	2,06	12,50	10,98	72,74	23,64	96,38	2824,07
4Y	0,07	32,60	2,29	15,80	17,54	72,74	29,88	102,63	3345,59
5Y	0,05	18,19	0,99	1,39	0,11	56,41	2,04	58,45	1063,27
$\Sigma$	0,46		7,75		45,34	477,56	0,00	477,56	9242,63

$x_0$	
$\Sigma$	16,80

Længder	Længde (m)	Bredde (m)
	48,98	44,16

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

$I_{w_i} (m^2)$	$w_i (kN)$	$w_x (kN)$	$M_{w_i} (kNm)^*$
136,46	477,56	0,00	3673,08

**Hovedstabilitet (For 3.sals vægge med vind på gavl)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$y_i$	$y_i \alpha_i$	$y_i - y_0$	$\alpha_i (y_i - y_0)^2$	$w_i \alpha_i / \sum \alpha_i$	$M_{w_i} (y_i - y_0) \alpha_i / l_{w_i}$	$x_i$	$y_i x_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	131,57	-3,23	134,80	4914,05
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	98,67	-1,88	100,56	3333,99
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	115,12	2,04	113,08	1241,62
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	131,57	3,07	128,49	973,97
$\Sigma$	0,54		11,61		91,12	476,93	0,00	476,93	10463,63
		$y_0$							
		21,66							

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$w_j \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_{w_j} (x_j - x_0) \alpha_j / l_{w_j}$	$y_j$	$x_j y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-9,13	12,94	0,00	2,09	2,09	16,05
2Y	0,11	10,97	1,22	-5,83	3,77	0,00	0,95	0,95	10,47
3Y	0,07	29,30	2,06	12,50	10,98	0,00	-1,30	-1,30	-37,99
4Y	0,07	32,60	2,29	15,80	17,54	0,00	-1,64	-1,64	-53,43
5Y	0,05	18,19	0,99	1,39	0,11	0,00	-0,11	-0,11	-2,04
$\Sigma$	0,46		7,75		45,34	0,00	0,00	0,00	-66,94
		$x_0$							
		16,80							

Længder	Længde (m)	Bredde (m)
	48,98	44,16

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

$I_w (m^2)$	$W_y (kN)$	$W_x (kN)$	$M_w (kNm)^*$
136,46	0,00	476,93	-201,46

**Hovedstabilitet (For 3.sals vægge med vind på facade)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$y_i$	$y_i \alpha_i$	$y_i - y_0$	$\alpha_i (y_i - y_0)^2$	$W_x \alpha_i / \sum \alpha_i$	$M_w (y_i - y_0) \alpha_i / I_w$	$X_i$	$y_i X_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	0,00	65,26	-65,26	-2378,99
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	0,00	38,03	-38,03	-1260,84
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	0,00	-41,20	41,20	452,41
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	0,00	-62,08	62,08	470,60
$\Sigma$	0,54		11,61		91,12	0,00	0,00	0,00	-2716,83

$y_0$	
$\Sigma$	21,66

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$W_y \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_w (x_j - x_0) \alpha_j / I_w$	$Y_j$	$x_j Y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-9,13	12,94	178,12	-42,27	135,85	1041,94
2Y	0,11	10,97	1,22	-5,83	3,77	127,23	-19,28	107,95	1184,19
3Y	0,07	29,30	2,06	12,50	10,98	80,58	26,19	106,76	3128,21
4Y	0,07	32,60	2,29	15,80	17,54	80,58	33,10	113,68	3705,89
5Y	0,05	18,19	0,99	1,39	0,11	62,49	2,26	64,75	1177,77
$\Sigma$	0,46		7,75		45,34	528,98	0,00	528,98	10237,99

$x_0$	
$\Sigma$	16,80

Længder	Længde (m)	Bredde (m)
	48,98	44,16

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

$I_w (m^2)$	$W_y (kN)$	$W_x (kN)$	$M_w (kNm)^*$
136,46	528,98	0,00	4068,65



**Hovedstabilitet (For 4.sals vægge med vind på gavl)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$y_i$	$y_i \alpha_i$	$y_i - y_0$	$\alpha_i (y_i - y_0)^2$	$W_x \alpha_i / \sum \alpha_i$	$M_w (y_i - y_0) \alpha_i / I_w$	$X_i$	$y_i X_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	115,85	-2,85	118,70	4327,09
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	86,89	-1,66	88,55	2935,77
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	101,37	1,80	99,57	1093,32
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	115,85	2,71	113,14	857,64
$\Sigma$	0,54	.....	11,61	.....	91,12	419,96	0,00	419,96	9213,81
			$y_0$						
			<b>21,66</b>						

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$W_y \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_w (x_j - x_0) \alpha_j / I_w$	$Y_j$	$x_j Y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-9,13	12,94	0,00	1,84	1,84	14,14
2Y	0,11	10,97	1,22	-5,83	3,77	0,00	0,84	0,84	9,22
3Y	0,07	29,30	2,06	12,50	10,98	0,00	-1,14	-1,14	-33,46
4Y	0,07	32,60	2,29	15,80	17,54	0,00	-1,44	-1,44	-47,05
5Y	0,05	18,19	0,99	1,39	0,11	0,00	-0,10	-0,10	-1,79
$\Sigma$	0,46	.....	7,75	.....	45,34	0,00	0,00	0,00	-58,94
			$x_0$						
			<b>16,80</b>						

Længder	Længde (m)	Bredde (m)
	48,98	44,16

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

$I_w (m^2)$	$W_x (kN)$	$W_y (kN)$	$M_w (kNm)^*$
136,46	0,00	419,96	-177,40

**Hovedstabilitet (For 4.sals vægge med vind på facade)**

Væg nr.    x-akse	$\alpha_i$	$y_i$	$y_i \alpha_i$	$y_i - y_0$	$\alpha_i (y_i - y_0)^2$	$w_i \alpha_i / \sum \alpha_i$	$M_{w_i} (y_i - y_0) \alpha_i / I_{w_i}$	$x_i$	$y_i x_i$
1X	0,15	36,46	5,39	14,80	32,39	0,00	57,46	-57,46	-2094,84
2X	0,11	33,16	3,68	11,50	14,66	0,00	33,49	-33,49	-1110,24
3X	0,13	10,98	1,42	-10,68	14,76	0,00	-36,28	36,28	398,37
4X	0,15	7,58	1,12	-14,08	29,31	0,00	-54,67	54,67	414,39
$\Sigma$	0,54	.....	11,61	.....	91,12	0,00	0,00	0,00	-2392,32

$y_0$	
$\Sigma$	21,66

Væg nr.    y-akse	$\alpha_j$	$x_j$	$x_j \alpha_j$	$x_j - x_0$	$\alpha_j (x_j - x_0)^2$	$w_j \alpha_j / \sum \alpha_j$	$M_{w_j} (x_j - x_0) \alpha_j / I_{w_j}$	$y_j$	$x_j y_j$
1Y	0,16	7,67	1,19	-9,13	12,94	156,84	-37,22	119,62	917,48
2Y	0,11	10,97	1,22	-5,83	3,77	112,03	-16,98	95,05	1042,74
3Y	0,07	29,30	2,06	12,50	10,98	70,95	23,06	94,01	2754,56
4Y	0,07	32,60	2,29	15,80	17,54	70,95	29,15	100,10	3263,24
5Y	0,05	18,19	0,99	1,39	0,11	55,02	1,99	57,01	1037,10
$\Sigma$	0,46	.....	7,75	.....	45,34	465,80	0,00	465,80	9015,12

$x_0$	
$\Sigma$	16,80

Længder	Længde (m)	Bredde (m)
	48,98	44,16

$\Sigma F_x$	$\Sigma F_y$	$\Sigma M_A$
0,00	0,00	0,00

$I_{w_i} (m^2)$	$w_i (kN)$	$w_x (kN)$	$M_{w_i} (kNm)^*$
136,46	465,80	0,00	3582,67