



Projektering af etagebyggeri

Aalborg Universitet – Esbjerg

Diplombachelorprojekt

Benjamin Niclas Lauridsen

Titelblad

Tittel:	Projektering af etagebyggeri
Tema:	Afgangsprojekt
Uddannelsessted:	Aalborg universitet Esbjerg
Projektperiode:	26/11 2019 – 17/1 2020
Vejleder:	Rasmus Lorenzen
Studerende:	Benjamin Niclas Lauridsen
Sideantal:	170

Synopsis

Projektet omhandler et etagebyggeri i Hovedgaden i Billund. Bygningen er en etageejendom i 3 etager, som alle er til lejligheder. Ejendommen udføres med Silka-blokke som bærende bagvæg, og disse regnes efter Eurocode 6.

I projektet vil bygningens stabilitet, samt udvalgte bygningsdele blive undersøgt samt dimensioneret. Der vil blive udarbejdet de nødvendige tegninger til rapporten ellers vil de eksisterende tegninger fra Arkitekten blive benyttet.

A handwritten signature in blue ink, reading 'Benjamin N. Lauridsen'.

Benjamin Niclas Lauridsen

Summary

This report is made by Benjamin Lauridsen, as a bachelor project for the civil engineer education and is written from November 26 to January 17 at Aalborg University Esbjerg.

The guidance counselor for this project has been Rasmus Lorenzen from Olav Kristensen Rådgivende Ingeniører ApS, and the project is written due to the knowledge gained by the university in Esbjerg and from the internship at Olav Kristensen ApS.

The project deals with securing the stability of a 3-story high building, and all the aspects this involves.

The project describes the static mode and determines the loads, with help from the program BEF-PCSTATIK made by Betonelementforeningen. Then the loads get combined to find the worst possible load scenarios and is then ready to use in the rest of the report.

All this is done to make it possible to ensure the stability of the building, which is done by controlling the building for overturning, slippage and crushing. After the stability is insured the brick walls' capacity is checked for the given loads. This is done partly by hand calculations and by program calculations.

The concrete deck is then reinforced to obtain the horizontal loads, and the connections between the individual deck slaps are also reinforced.

The report also contains geotechnical calculations based on a bearing capacity formula, presented in the geotechnical textbook and checked for slippage. After the bearing capacity, the foundation is reinforced to obtain the loads.

The joints for the concrete slaps are then reinforced to obtain and distribute the horizontal loads.

The project also deals with robustness, to make sure that the building can pull off a possible accident.

The robustness is insured by reinforcing the construction against the loss of a bearing column. The construction should then be able to spread the extra loads on the bearing column to the sides and then down to the foundation.

In the end of this report there are also several plans of joint-details, facade plans and a construction plan. These are attached in the bottom of the report.

1 Forord

Denne rapport er et diplomingeniørprojekt, der er udført i perioden 26 november 2019 til den 17 januar 2020, ved Aalborg universitet Esbjerg. Vejlederen for dette projekt har været Rasmus Lorenzen fra Olav Kristensen Rådgivende ingeniørfirma ApS.

Emnet for projektet har været projektering af et etagebyggeri i Hovedgaden 35-39 i Billund. Projektet bygger på skitsetegninger fra Kloden arkitekter.

Formålet med projektet har været at sikre stabiliteten af byggeriet, på baggrund af den viden der er tilegnet fra studieforløbet på Aalborg universitet Esbjerg, samt i praktikperioden hos Olav Kristensen Rådgivende ingeniørfirma ApS.

1.1 Læsevejledning

Rapporten er udformet med et designgrundlag der indeholder forudsætningerne for projektet i form af de anvendte Eurocodes, danske annekser og programmer. Samt byggeriets opbygning, den statiske virkemåde og lasterne for projektet.

Del A2, statiske beregninger, indeholder lastnedføringer, fordeling af kræfter med alphanetoden og stabilitetsberegninger. Samt murværksberegninger, beregninger på fundamenter og dæk og samlingerne af disse.

Ud over disse 2 afsnit er der nogle appendiksafsnit til talberegninger som ikke er indsat i rapporten, samt en tegningsmappe til konstruktionsplaner, armeringsplan, udleverede arkitekttegninger og samlingsdetaljer.

2 Indholdsfortegnelse

Projektering af etagebyggeri	1
1 Forord	5
1.1 Læsevejledning	5
3 Indledning	10
4 A1. Designgrundlag	11
5 Afgrænsninger	11
6 Henvisninger	11
6.1 Eurocodes og nationale annekser	11
6.2 Litteratur	11
6.3 Software	12
7 Statisk projektering	12
7.1 Byggeriets materialer og opbygning	13
7.2 Statisk virkemåde	14
7.3 Brandtekniske forhold	14
7.4 Forudsætninger	14
7.4.1 Beton og armeringsstål	14
7.4.2 Murværk	16
7.4.3 Geotekniske forhold	17
8 Laster	17
8.1 Egenlast	17
8.2 Sne	18
8.3 Vind	19
8.3.1 Indvendig vindlast	22
9 A2. Statiske beregninger	23
10 Lodret lastnedføring	23
10.1 Reduktion af nyttelast	23
10.2 Lastnedføring	23
11 Hovedstabilitet	26
11.1 α -metoden	30
11.1.1 Reaktioner resultater	34
12 Stabilitet af murfelter	39
12.1 Væltning	39

12.2	Knusning	41
12.3	Glidning	42
12.3.1	Resultater	42
12.4	Tværbelastede murværk	52
12.5	Optagelse af vandrette reaktioner gennem pappet	53
12.6	Lodret belastet murværk	55
12.7	Understøtningsforhold	57
12.8	Murskiver	58
12.9	Eftervisning af dæk	58
12.10	Laster	59
12.11	Bæreevne af dækelementer	59
12.11.2	Revnebæreevnen	60
12.11.3	Balancebæreevnen	60
12.12	Eftervisning af dækskive	61
12.13	Forankringslængder	62
12.14	Fugearmering	62
12.14.1	Tværarmering	63
13	Fundamenter	65
13.1	Geoteknik	65
13.2	Dimensionering af fundament	65
13.2.1	Glidningskontrol	69
13.2.2	Armering af sribefundament	70
14	Samlinger	73
14.1	Samling mellem dæk og bagvæg	73
14.2	Vederlagstryk	74
14.3	Hammerhoved udsparring	75
14.4	Samling gevindstang i beton	76
14.5	Samling plade for gevindstang og Silkablokke.	78
14.6	Hulrand gennemlokning	79
14.7	Vederlagstryk	79
14.8	Kontrol af Lecablok	80
15	Robusthed	81
15.1	Bortfald af bærende facadevæg.	81

16	Armeringsplan	84
17	Konklusion	85
	Appendiks	86
19	Appendiks 1	90
20	Laster	90
20.1	Last fra lette skillevægge	90
21	Appendiks 2	91
22	Lastnedføring	91
23		92
24	Beregning af vindlaster	92
1.1.1	Seismisk last eller vandret masselast	94
1.1.2	Geometriske imperfektioner	99
24.1	Lastopgørelser	100
25	Appendiks 3	101
26	α -metoden	101
26.1	Hovedstabilitet	106
26.1.1	Del 1	107
26.1.2	Del 2	111
26.1.3	Hel bygning	117
27	Appendiks 4	128
27.1	Lodret belastet murværk	128
27.2	Lodret belastet væg beregnet i EC6design	129
27.3	Optagelse af vandrette reaktioner gennem pap	132
27.4	Tværbelastet murværk	133
27.5	Tværbelastet væg beregnet i EC6design	134
27.6	Murskiver	137
28	Appendiks 5	142
28.1	Tværsnit af dækelementer	142
29	Appendiks 6	144
30	Fundamenter	144
30.1	Geoteknisk rapport	144
30.2	Dimensionering af sribefundament	161
30.3	Glidning af fundament	163

30.4	Armering af sribefundament	163
30.5	Detalje af hammerhovedudsparing	166
30.6	Kontrol af Lecablok.....	167
30.7	Samling af gevindstang i beton	167
30.8	Samling mellem plade for gevindstang og Silkablokke.	169
30.8.1	Vederlagstryk	170

3 Indledning

Projektet omhandler et nybygget etageejendom beliggende på Hovedgaden 35-39 i Billund. Fokusområderne for rapporten vil primært være stabiliteten, samt beregninger for murværket.

Etageejendomme opføres normalt i betonelementer som den bærende del. Dette projekt skiller sig dog ud fra de normale byggemetoder da dette byggeri skal opbygges i Silkablokke fra Ytong, som den bærende bagmur. Silkablokke består af kalksandsten og har dermed en meget høj egenlast samt en stor trykstyrke. Silkablokke limes sammen med en tyndfugelim som også produceres af Ytong. Silkablokke dimensioneres ud fra murværksnormen, og dette er derfor også et emne som rapporten vil omhandle. Der vil også blive foretaget beregninger for fundamentet, både for om jordbunden kan klare lasterne samt dimensionering af udvalgte dele af fundamentet. Der vil på baggrund af beregningerne blive udarbejdet en konklusion, konstruktionsplan, armeringsplan, samt samlingsdetaljer.

4 A1. Designgrundlag

5 Afgrænsninger

Der er for rapporten afgrænset fra følgende:

- Brand
- Lyd
- Installationer
- Altaner
- Trappeopgang og elevator

6 Henvisninger

Til at udarbejde rapporten er der benyttet følgende Eurocodes, litteratur og software:

6.1 Eurocodes og nationale annekser

DS/EN 1990 DK NA:2013 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner

DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013 - Del 1-1: Last på bærende konstruktioner – Generelle laster – Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger

DS/EN 1991-1-3 DK NA: 2015 - Del 1-3: Generelle laster - Snelast

DS/EN 1991-1-4 DK NA: 2015 - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast

DS/EN 1992-1-1+NA Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

DS/EN 1993-1-1 Stålkonstruktioner Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

DS/EN 1996-1-1 DK NA: 2014 - Del 1-1: Generelle regler for armeret og uarmeret murværk

DS/EN 1997 – 2 Jordbundsundersøgelse og -prøvning

6.2 Litteratur

Teknisk stålbi 24. udgave

Bygningsberegninger 2. udgave

Betonkonstruktioner 2. udgave

Lærebog i geoteknik 2. udgave

Lærebog del 1 og del 2 fra Mur-tag.dk

6.3 Software

Autocad LT 2019

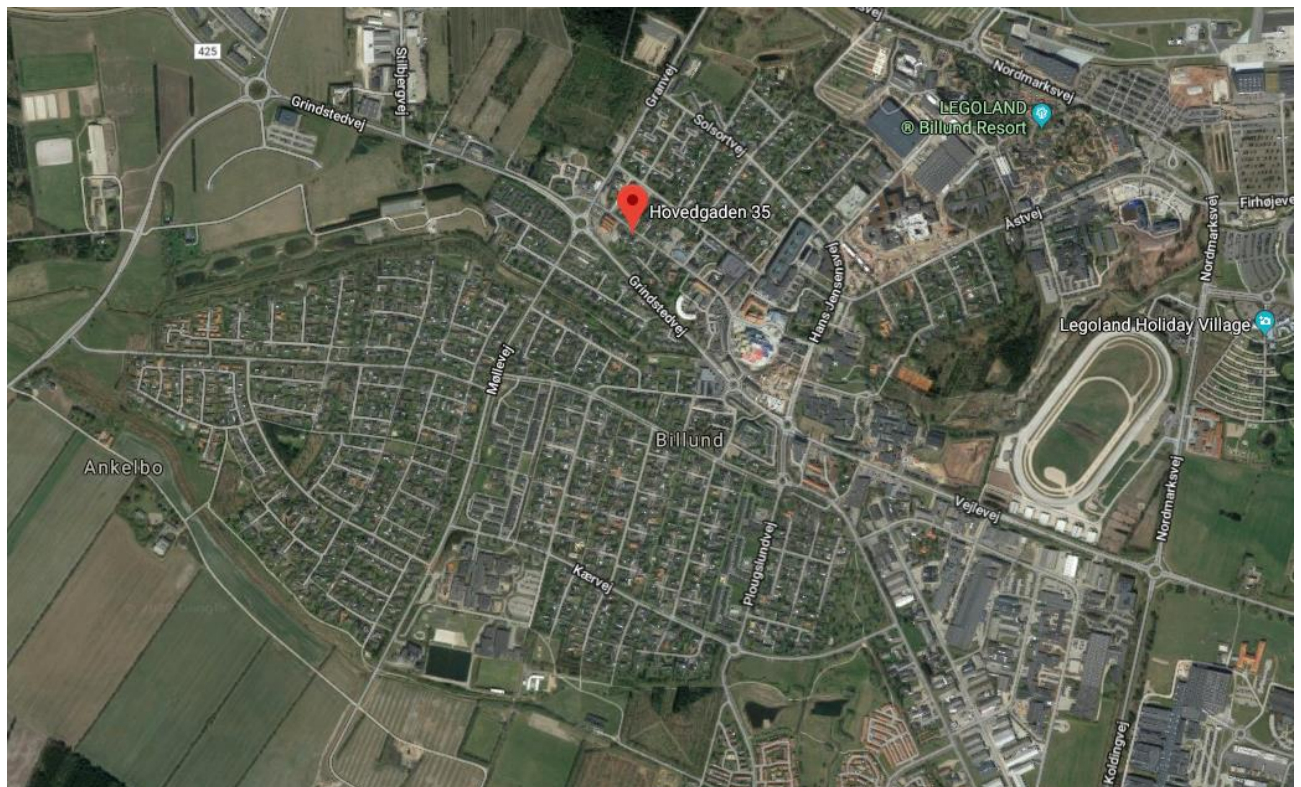
EC6 Design

Excel

BEF-PCSTATIK

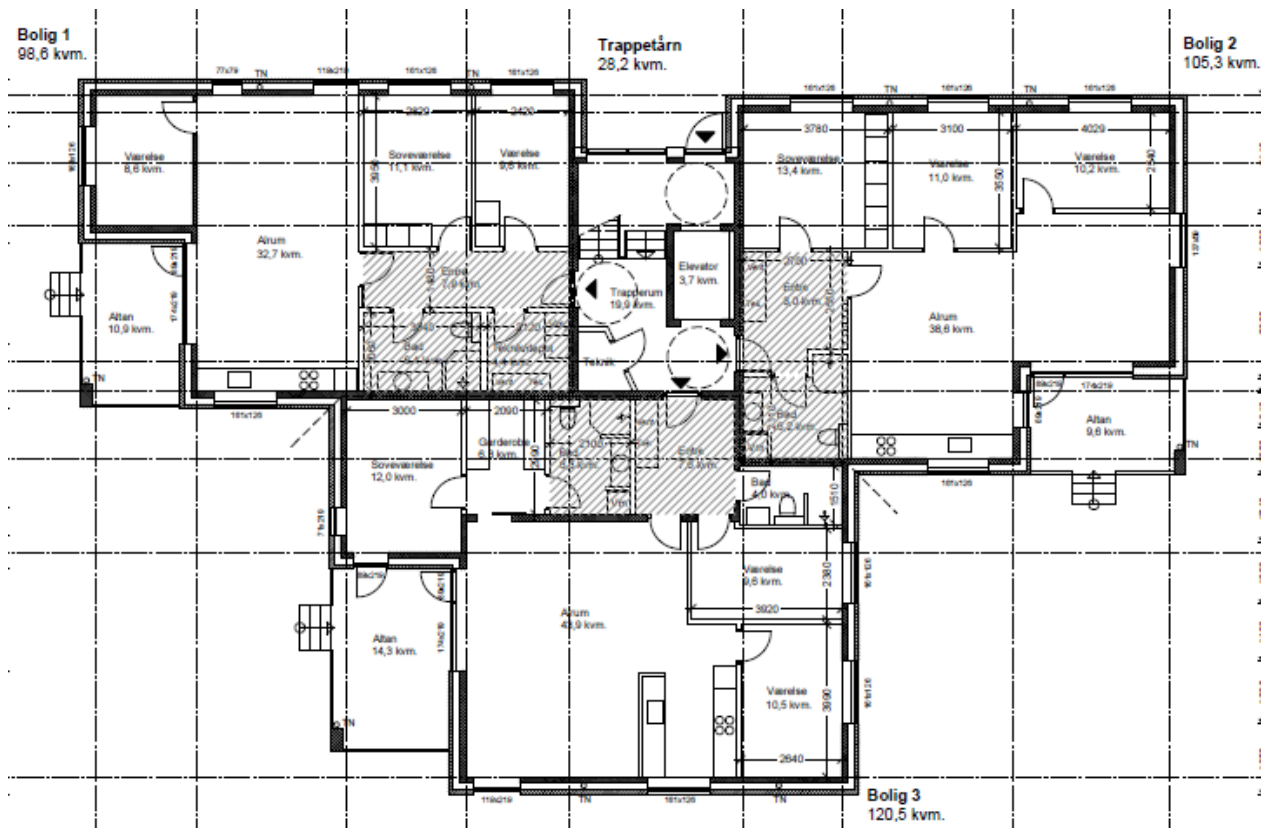
7 Statisk projektering

Projektet består af et 3-etagers lejlighedsbyggeri og er beliggende på Hovedgaden 35-39 i Billund, se Figur 1.



Figur 1 - Beliggenhed for byggeriet

Byggeriet består af 3 punkthuse, i hver tre etagers højde, som er bygget sammen omkring et fælles trappetårn med elevator. Lejlighederne er henholdsvis 98,6 m², 105,3 og 120,5 m², og er udført så de er ens på alle etager. Udformningen fremgår af Figur 2.



Figur 2 - Udformning af etagerne

7.1 Byggeriets materialer og opbygning

Alle bærende, og stabiliserende vægge er opbygget af 200 mm Silkeblokke fra Ytong, som består af kalksandsten. Grunden til, at der for dette projekt er valgt blokke fremfor betonelementer, er at projektet skal opstarte hurtigst muligt og blokkene kan leveres med kort leveringstid. Byggeriet er opbygget med 270 mm etagehuldæk, som ligger af direkte på de bærende vægge, hvorpå der er udlagt isolering, og derpå udføres et in-situ støbt betongulv. For tagopbygningen er denne udført af 220 mm betonhuldæk, isolering med kileopbygning, og derpå tagpap.

Alle vægge der adskiller lejlighederne er opbygget af 240 mm silkeblokke, for at overholde gældende lydkrav.

Facaderne består af en skalmur udført med indfarvet mørtel som passer til stenene og dermed vil give byggeriet en overflade der vil fremstå meget ensartet i udtrykket. For at bryde de store flader af tegl, udføres der områder med facadepuds som ligeledes er indfarvet. Facaderne kan ses på tegning nr. 250.1 i tegningsmappen.

7.2 Statisk virkemåde

Byggeriet placeres i konsekvensklasse CC2, da gulvet i øverste etage er under 12 m, men at byggeriet er til boliger.

Lasterne der virker på konstruktionen er egenlast, vindlast, snelast, seismisk last og nyttelast. Alle de lodrette laster afleverer deres last som fladelaster på enten taget eller etagedækkene, hvor de føres ud til de bærende vægge, via skivevirkning. Væggene fører derefter lasterne ned til fundamentet.

De vandrette laster, påvirker facademuren, som via murbindere fører lasten ind til den bærende bagmur. De vandrette kræfter fordeles herefter i etagedækkene som grundet armeringsforstærkede sammenstøbninger med de bærende vægge, fører disse i de bærende vægge og ned til fundamentet.

Da bygningen er placeret i CC2, skal der jf. DK NA for DS/EN 1990, kun foretages en vurdering af robustheden. Det er dog valgt at udføre kontrol af bortfald af bærende element med en længde over 3 m, samt at tage hensyn til robustheden i den generelle armering af dækskiverne.

7.3 Brandtekniske forhold

Det er for dette projekt valgt ikke at udarbejde en brandteknisk rapport.

7.4 Forudsætninger

Byggeriet er jf. DS/EN 1990+NA, henført til CC2 da højden til gulv i øverste etage er mindre end 12 m, men består af 3 etager.

Der benyttes normal kontrolklasse og dokumentationsklassen vælges til middel ud fra tabel 2 i SBI 223.

7.4.1 Beton og armeringsstål

Densiteten af beton regnes indeholdende armeringsstål og sættes til $24 \frac{kN}{m^3}$.

7.4.1.1 Sikkerhed

Da bygningen er i CC2 sættes partialkoefficienten $\gamma_0 = 1,0$. De benyttede partialkoefficienter er udregnet i de følgende tabeller.

In situ	Partialkoefficient
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,45 * \gamma_3$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_c = 1,60 * \gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_c = 1,70 * \gamma_3$
Armeringsstyrker	$\gamma_c = 1,20 * \gamma_3$

Tabel 1 - Partialkoefficienter for in situ støbt beton

Præfabrikerede betonelementer (dæk)	Partialkoefficient
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,40 * \gamma_3$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_c = 1,55 * \gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_c = 1,60 * \gamma_3$
Armeringsstyrker	$\gamma_c = 1,20 * \gamma_3$

Tabel 2 - Partialkoefficienter for præfabrikerede betonelementer

$\gamma_3 = 1,0$ for normal kontrolklasse.

7.4.1.2 Funktionskrav

Kravene for dæklag skal overholdes jf. DS/EN 1992-1-1+NA.

Betegnelse	Miljøklasse	Minimumsdæklag + tolerance [mm]
A+	Ekstra aggressiv	40+5 = 45
A	Aggressiv	30+5 = 35
M	Moderat	20+5 = 25
P	Passiv	10+5 = 15

Tabel 3 - Krav til dæklag

7.4.1.3 Materialeegenskaber

In situ støbt beton

Anvendelse	Miljøklasse	f_{ck} [MPa]
Fundamenter (jorddækkede)	P	20
Synlige fundamenter	A	35
Gulve (indvendigt)	P	20
Gulve (udvendigt)	A	35

Tabel 4 - Karakteristiske trykstyrker for in situ støbt beton

Præfabrikerede betonelementer

Anvendelse	Miljøklasse	f_{ck} [MPa]
Forspændte etagedæk	P	35
Trapper	A	35

Tabel 5 - Karakteristiske trykstyrker for præfabrikerede betonelementer

Armeringsstål

Udføres af tentorstål med en karakteristisk flydespænding på 550 MPa, samt af gevindstænger i minimum 8.8 kvalitet.

7.4.2 Murværk

Ifølge Ytong som producerer silkablokkene skal disse projekteres efter murværks Eurocoden DS/EN 1996-1-1 DK NA: 2014

Beregning af	Partialkoeff.
Murværks trykstyrke og E-modul kategori I byggesten	$\gamma_c = 1,60 \gamma_3$
Murværks trykstyrke og E-modul kategori II byggesten	$\gamma_c = 1,70 \gamma_3$
Armeret murværks trykstyrke og E-modul	$\gamma_c = 1,45 \gamma_3$
Murværks bøjningstrækstyrke	$\gamma_c = 1,70 \gamma_3$
Armeringstyrker og E-modul	$\gamma_c = 1,20 \gamma_3$
Armerings vedhæfningsstyrke	$\gamma_c = 1,70 \gamma_3$
Kohæsion	$\gamma_c = 1,70 \gamma_3$
Friktionskoefficienter	$\gamma_c = 1,30 \gamma_3$

Tabel 6 - Partialkoefficienter for murværk

$\gamma_3 = 1,0$ for normal kontrolklasse.

7.4.2.1 Materialeegenskaber

Egenskaberne for Ytongs Silkablokke er taget fra deres produktdatablad, og indsat direkte.

Kalksandsten iht. DS/EN 771-2:2011/A1:2015

Benævnelse	Byggesten kategori 1
Densitet [kg/m³]	1900 ± 100
Trykstyrke [MPa]	
Normaliseret middel f_b	≥ 20
Basis f_k	12,2
Bøjningstrækstyrke [MPa]	
Liggefuge f_{xk1}	0,35
Studsuge f_{xk2}	0,46
E-modul E_{ok} [MPa]	7564
Varmeledningsevne λ [W/mK]	1,10
Diffusionsmodstand μ	5/25
Brandmodstand	Ikke brændbar
Brandklasse	A1

Figur 3 - Materialeegenskaber, taget fra Silkas produktdatablad

7.4.3 Geotekniske forhold

Der er for dette projekt udført en geoteknisk rapport, som kan findes i appendiks 5, materialeparametrene er dog indsat direkte fra den geotekniske rapport nedenfor.

Materialeparametre:

Aflejring	Rumvægt		Friktionsvinkel	Konsoliderings modul
	Over GVS	Under GVS	Langtidstilstand	
	γ/γ' kN/m ³	γ/γ' kN/m ³	$\phi_{pl,k}$ (grader)	
Sandpude	18	20 / 10	≥ 36	≥ 30
Sand, Sm, Sg	18	20 / 10	≥ 35	≥ 30

Beregninger udføres iht. Eurocode 7, DS/EN 1997 og nationalt annekse DS/EN 1997-1 DK NA:2013.

Figur 4 - Materialeparametre taget fra den geotekniske rapport

8 Laster

Der vil, for at kunne sikre stabiliteten, og for at kunne dimensionere bærende dele, i dette afsnit blive redegjort for lasterne fra:

- Egenlast
- Snelast
- Vindlast
- Seismisk last (beregnet i appendiks 1)

8.1 Egenlast

Tagdæk	Laster $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$
Bunden egenlast	
Taghuldæk inkl. fugebeton (220 mm)	3,28
I alt	3,28
Frie permanente laster	
Tagpap	0,1
Isolering (500 mm)	0,45
Installationer	0,2
Nedstroppede lofter	0,13
I alt	0,88

Tabel 7 - Egenlaster tagdæk

Lasten pr. kvadratmeter for de lette skillevægge er udregnet i appendiks 1.

Etagedæk over stueetage og 1-sal	Laster $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$
Bunden egenlast	
Huldæk inkl. fugebeton (270 mm)	3,80
I alt	3,80
Frie permanente laster	
Lette skillevægge	0,2
100 mm beton	2,4
Isolering	0,1
Nedstroppede lofter	0,13
I alt	2,93

Tabel 8 - Egenlaster etagedæk

Bærende vægge	Laster $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$
Bunden egenlast	
Silkeborgblokke 200 mm	3,80
I alt	3,80
Frie permanente laster	
Skalmur	1,9
Isolering	0,1
I alt	2,0

Tabel 9 - Egenlast ydermur

8.2 Sne

Snelasten regnes som en variabel, bunden last. Snelasten er udregnet for et fladt tag med en brystning der er 0,49 m da dette ligger under det nationale anneks' grænse om lægiveres minimum højde på 0,5 m, vil der ikke blive regnet på ophobning af sne på taget. Der er dog for at være på den sikre side i forhold til sne valgt af antage at brystningen afskærmer taget og der derfor er taget de ugunstige valg, i udregningen af eksponeringsfaktoren.

Snelasten kan, jf. DS/EN 1991-1-1, beregnes ved:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

Hvor:

μ_i Er formfaktoren som sættes til 0,8 jf. Tabel 5,2 i DS/EN 1991-1-1

C_e Er eksponeringsfaktoren

C_t Er den termiske faktor

s_k Er den karakteristiske terrænværdi

Det er herefter nødvendigt at regne eksponeringsfaktoren C_e , denne udregnes ved:

$$C_e = C_{top} * C_s$$

Hvor:

C_{top} Er faktor for topografien, som for ugunst sættes til 1,25, grundet brystningen

C_s Er en faktor for størrelsen, som for afskærmet topografi sættes til 1,0

Det er herefter muligt at udregne snelasten:

$$S = 0,8 * (1,2 * 1,25) * 1,0 * 1,0 \frac{kN}{m^2} = 1,2 \frac{kN}{m^2}$$

8.3 Vind

Der vil i følgende afsnit blive udregnet vindlasterne for byggeriet. Vindlasten er en variabel bunden last som beregnes efter DS/EN 1991-1-1

Basisvindhastigheden beregnes ved:

$$v_b = c_{dir} * c_{sea} * v_{b,0}$$

Hvor:

c_{dir} Er retningsfaktoren, som ugunstigt kan sættes til 1,0.

c_{sea} Er årstidsfaktoren som sættes til 1,0, da konstruktionen er permanent.

$v_{b,0}$ Er vindens grundværdi som for dette byggeri sættes til 24 m/s.

Dermed bliver basisvindhastigheden:

$$v_b = 1,0 * 1,0 * 24 \frac{m}{s} = 24 \frac{m}{s}$$

Herefter skal middelvindhastigheden beregnes, dette gøres ved:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$$

Hvor:

$c_r(z)$ Er ruhedsfaktoren.

$c_o(z)$ Er orografifaktoren, som sættes til 1,0.

v_b Er basisvindhastigheden, beregnet til 24 m/s

Først skal ruhedsfaktoren bestemmes, dette gøres ved:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), da: z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

Hvor:

k_r Er en terrænfaktor som afhænger af ruhedslængden.

z Er højden af bygningen, som sættes til 9,691 m

z_0 Er ruhedslængden, som for terrænkategori 2 er 0,05.

Ruhedsfaktoren beregnes ved:

$$c_r(z) = \left(0,19 * \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07}\right) * \ln\left(\frac{9,691}{0,05}\right) = 1,00$$

Herefter beregnes middelvindhastigheden:

$$v_m(z) = 1,00 * 1,0 * 24 \frac{m}{s} = 24 \frac{m}{s}$$

Vindens turbulens regnes ved:

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

Hvor:

k_l Er turbulensfaktoren som sættes til 1,0

c_o Er orografifaktoren som sættes til 1,0

z Er højden af bygningen, som sættes til 9,691 m

z_0 Er ruhedslængden, som for terrænkategori 2 er 0,05.

Dermed bliver:

$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 * \ln\left(\frac{9,691 \text{ m}}{0,05}\right)} = 0,19$$

Herefter kan peakhastighedstrykket beregnes dette gøres ved:

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$$

Hvor:

$I_v(z)$ Er vindens turbulens som er regnet til 0,19.

ρ Er densiteten af luft som DK/NA anbefaler sat til $1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

$v_m(z)$ Er middelvindhastigheden som er beregnet til 24 m/s

Herefter bliver:

$$q_p(z) = (1 + 7 * 0,19) * \frac{1}{2} * 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 10^{-3} * \left(24 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 0,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Havde man benyttet tabellerne for peakhastghedstrykket fra teknisk ståbi havde man fået følgende:

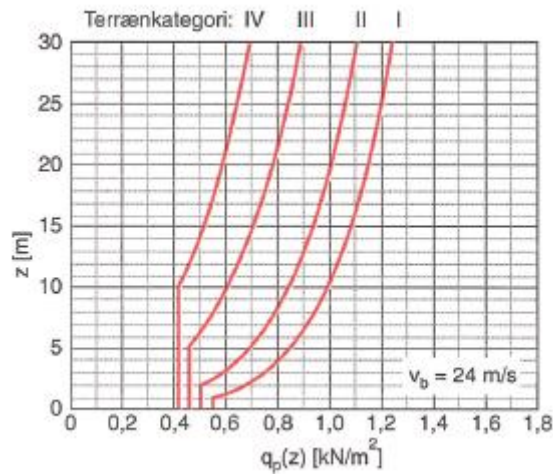
Vindlasten findes ud fra følgende forudsætninger:

Terrænkategori: II

Basisvindhastighed: 24 m/s

Bygningens højde $z(\text{m})$: 9,7 m

Peakhastighedstrykket kan herefter aflæses til 0,85 kN/m², jf. Figur 5.



Figur 5 - Kurver for aflæsning af peakhastighedstrykket

Det er derfor konservativt besluttet at benytte den opslåede værdi på $0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

8.3.1 Indvendig vindlast

Det anses ikke for nødvendigt at vurdere μ for en bestemt situation, da det vurderes at døre og vinduer er lukkede i brudgrænsetilstanden, derfor regnes C_{pi} for den mest ugunstige situation af 0,2 eller -0,3.

$$w_i = q_p(z_i) * C_{pi}$$

Hvor:

$q_p(z_i)$ Er peakhastigheden for den indvendige referencehøjde, sættes ugunstigt til 0,85 kN.

C_{pi} Er formfaktoren for det indvendige vindtryk, sættes til det mest ugunstige af 0,2 eller -0,3.

Dermed bliver:

$$q_p(z_i) = 0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \begin{pmatrix} 0,2 \\ -0,3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,17 \\ -0,26 \end{pmatrix}$$

Det vælges dog konservativt at afrunde, og dermed benytte de oprindelige værdier på 0,2 og -0,3.

9 A2. Statiske beregninger

10 Lodret lastnedføring

For dette byggeri er dækket over stueetagen samt over 1-sal ens. Dækket over 2-sal er tyndere, grundet tagkonstruktionens lettere opbygning. Alle ydermure er opbygget på samme måde og med samme højde.

10.1 Reduktion af nyttelast

Lastkombinationer er foretaget ud fra DS/EN 1990 FU og DS/EN 1991 FU

Der kan jf. DS/EN 1991, for nyttelaster der virker på mere end én etage foretages en reduktion. Kategori A dækker over boliger, og følgende formel kan anvendes til at reducere nyttelasten:

$$\alpha_n = \frac{1 + (n - 1) * \psi_0}{n}$$

Hvor:

- n er antal etager over den belastede bygningsdel i samme kategori.
- ψ_0 er en lastreduktionsfaktor, som jf. DS/EN 1990 sættes til 0,5

I dette tilfælde ville denne reduktion medføre en reduktionsfaktor på 0,75. Det er dog valgt ikke at benytte denne reduktion, da der kun er 2 etager hvor reduktionen kan benyttes, og dette ikke vil medføre den store besparelse i laster.

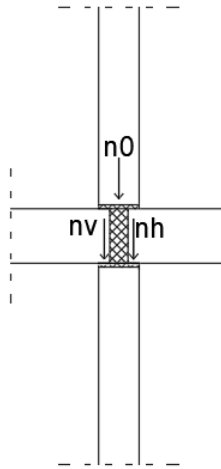
10.2 Lastnedføring

Alle lodrette laster føres via etagedækkene ud til de bærende vægge som fører disse til fundamentet.

I dette byggeri er der 3 lastplaceringer for de bærende boligskillevægge, som har dæk liggende af fra begge sider, samt last fra ovenstående etager. For ydermurene er der kun et dæk liggende af fra én side og der vil derfor kun være 2 lastplaceringer. Lasternes placeringer kommer fra tyngdepunktet og det er derfor placeringerne varierer. de lodrette laster navngives:

- n_0 for den midterste last som er laster fra ovenliggende etager samt for væggene.
- n_v for laster fra dæk, virkende på den venstre del af væggen.
- n_h for laster fra dæk, virkende på den højre del af væggen.

Placeringen af lasterne fremgår af Figur 6.



Figur 6 - Illustration af lasternes placering

For lasterne gælder:

- For den maksimale last er medtaget alle laster fra egenlast, nyttelast og naturlaster
- For reducerende last er nyttelasten reduceret
- For de minimale laster er der kun medtaget de bundne laster

Til udregningen er følgende formler benyttet. Formlerne kommer fra betonelementbyggeriers statik:

For maksimalværdier:

$$n = K_{fi} * (\xi * (g_k + g_{k,fri}) * \gamma_{g,sup} + q_k * \gamma_q) * 0,5 * L + K_{fi}(\xi * (G_k + G_{k,fri}) * \gamma_{g,sup} + Q_k * \gamma_Q * \frac{L-s}{L})$$

For reducerede værdier:

$$n = K_{fi} * (\xi * (g_k + g_{k,fri}) * \gamma_{g,sup} + q_k * \gamma_q * \psi_0) * 0,5 * L + K_{fi}(\xi * (G_k + G_{k,fri}) * \gamma_{g,sup} + Q_k * \gamma_Q * \psi_0 * \frac{L-s}{L})$$

For minimale værdier:

$$n = g_k * \gamma_{g,inf} * 0,5 * L + G_k * \gamma_{G,inf} * \frac{L-s}{L}$$

Hvor:

- L er spændvidden af dækket
- s er "armen" fra linjelast til bærelinjen
- g og q henviser til fladelaster

- G og Q henviser til linjelaster

Der skal dog også for den maksimale last kontrolleres for om det er nyttelast eller snelast der er dimensionsgivende. Dette gøres med følgende formler:

For dominerende snelast

$$n_{0,max} = \xi * K_{fi} * \gamma_{Gj,sup} * G_{kj,sup} + K_{FI} * \gamma_{sne} * Q_{k,sne} + K_{FI} * \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,nytte,i}$$

For dominerende nyttelast:

$$n_{0,max} = \xi * K_{FI} * \gamma_{Gj,sup} * G_{kj,sup} + K_{FI} * \gamma_{sne} * \psi_{0,sne} * Q_{k,sne} + K_{FI} * \gamma_{Q,1} * Q_{k,nytte,1} + K_{FI} * \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,nytte,i}$$

Udregningerne for de lodrette laster er foretaget i programmet BEF-PCSTATIK, der er udgivet af betonelementforeningen, og er indsat i Appendiks 2, resultaterne er indsat i Tabel 10.

Etage	Maksimalværdier		Reducerede værdier		Minimalværdier	
	n _h (kN/m)	n ₀ (kN/m)	n _h (kN/m)	n ₀ (kN/m)	n _h (kN/m)	n ₀ (kN/m)
Tag	30,3	34,2	28,1	34,2	14,4	22,3
2-sal	47,3	109,8	42,2	107,6	27,1	64,0
1-sal	47,3	200,2	42,2	195,0	27,1	115,4
Stueetage	47,3	242,4	42,2	237,2	27,1	142,5
Til fundament		284,5		279,4		169,5

Tabel 10 - resultater for lodret lastnedføring.

11 Hovedstabilitet

Der vil i følgende afsnit blive undersøgt for om bygningen er stabil, og om nødvendigt, hvilke stabiliserende tiltag der skal foretages for at dette bliver tilfældet. Bygningens stabilitet skal eftervises for vandrette laster både på langs og på tværs. De vandrette kræfter fordeles via skivevirkning i etagedækkene og optages i de stabiliserende vægge der er parallelle med kraftretningen. Den rotation der fremkommer, optages af de stabiliserende vægge der står vinkelret på kraftretningen.

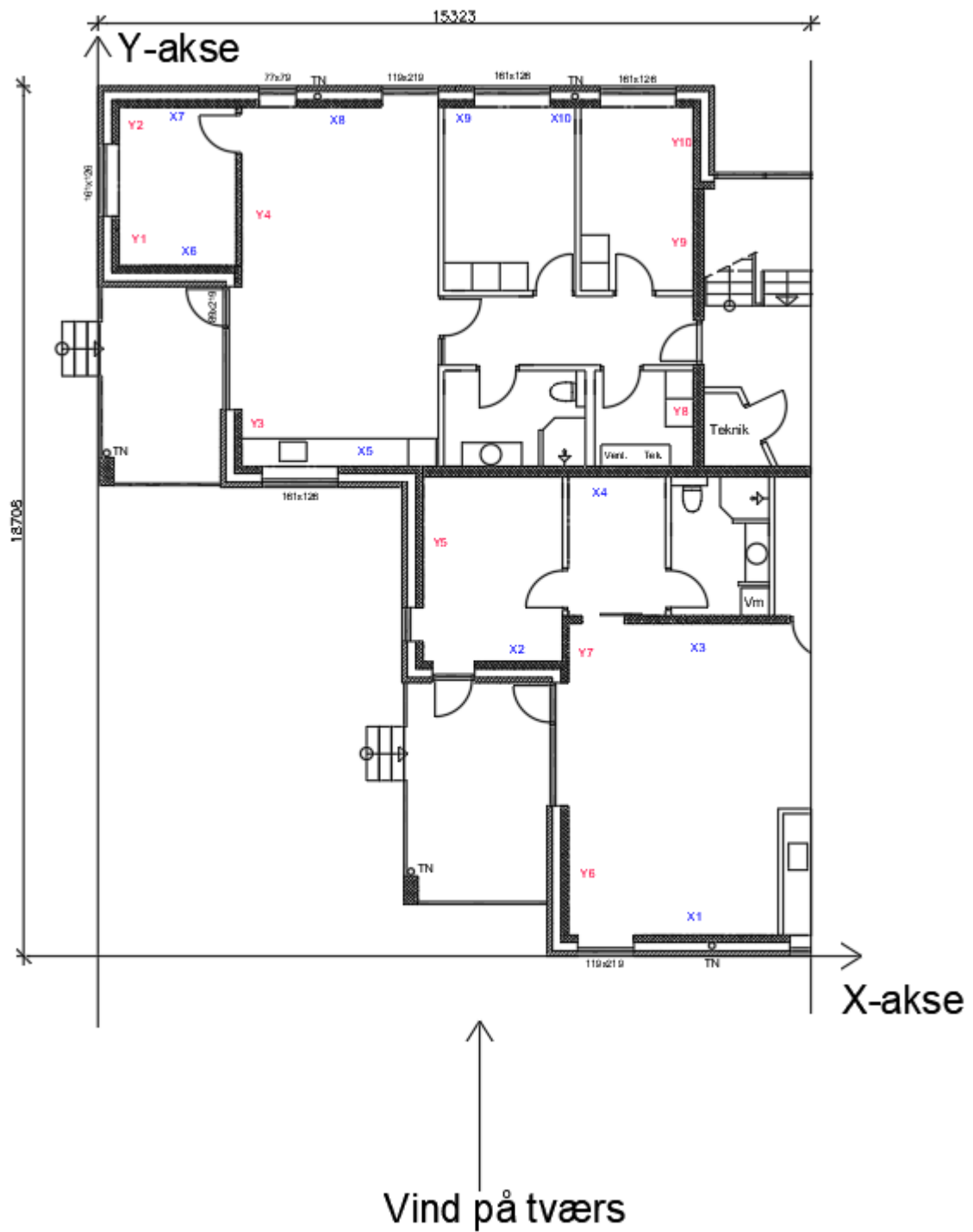
De vandrette kræfter fordeles i de stabiliserende vægge vha. α -metoden, som er angivet i betonelementbyggeriers statik, og det forudsættes derfor at:

- Dækskiverne er uendeligt stive

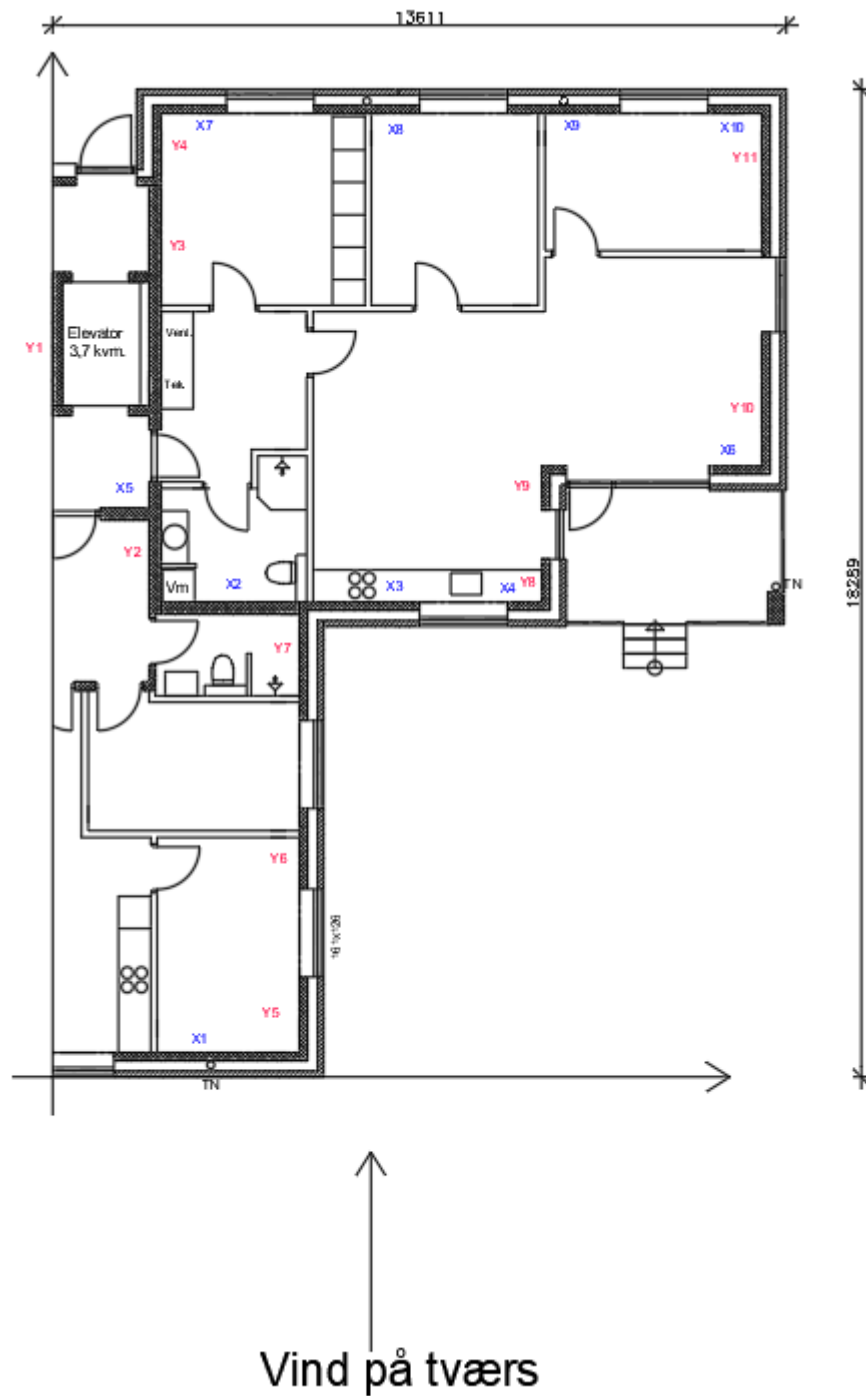
Første skridt i at sikre stabiliteten er, at vælge de stabiliserende vægge. Der er taget hensyn til at dør- og vinduesåbninger svækker stivheden af væggene, og det er derfor valgt ikke at medtage de vægstykker der er over og under åbninger. Da etagerne for dette byggeri er ens, står alle bærende vægge over hinanden og kan derfor benyttes i stabiliteten.

Byggeriet er, når der arbejdes med vandrette kræfter på tværs, blevet opdelt i to, mens det er valgt at se på hele bygningen, for vandrette kræfter på langs. Væggene er nummereret ud fra om de løber parallelt med X- eller Y-retningen, og væggene har desuden fået tildelt et nummer, f.eks. Y1 eller X1.

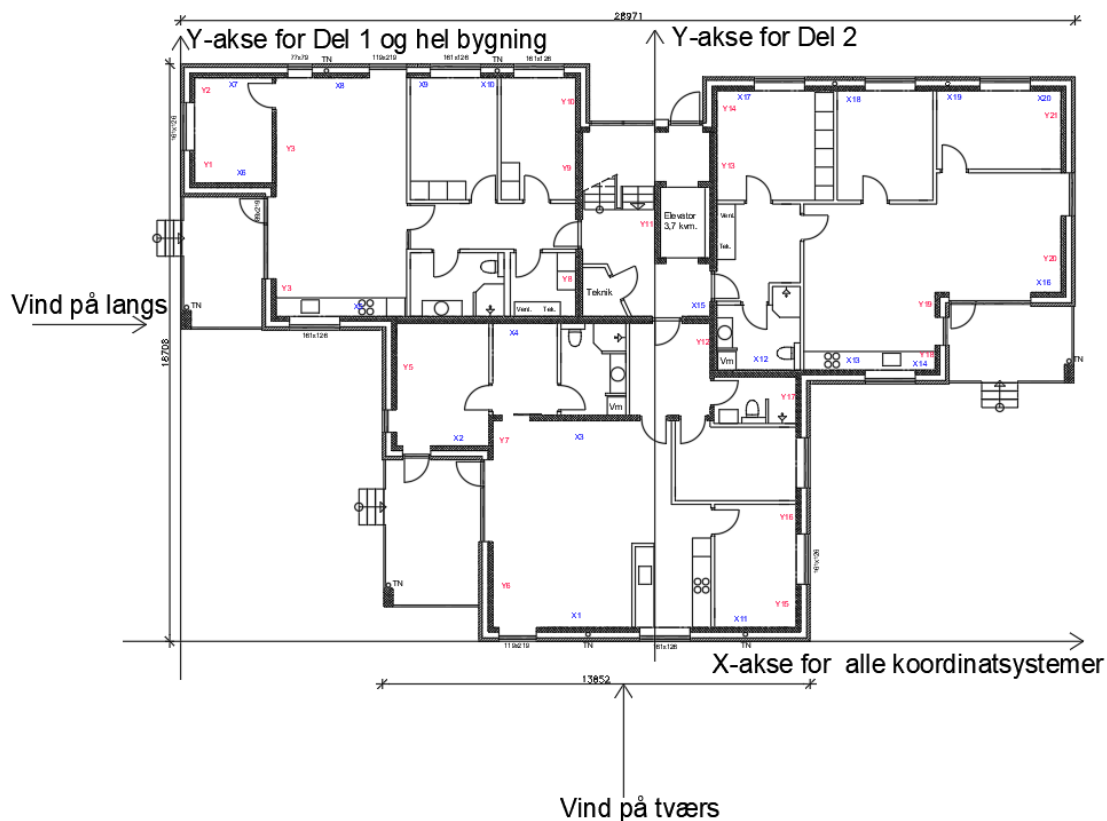
Opdelingen af bygningen, og nummereringen af væggene fremgår af Figur 7, Figur 8 og Figur 9.



Figur 7 - Del 1 for vind på tværs samt nummerering af vægge



Figur 8 - Del 2 for vind på tværs, samt nummerering af vægge



Figur 9 - nummerering af vægge ved vind på langs

Det er herefter nødvendigt at bestemme de vandrette laster. De vandrette laster fremkommer fra enten vind eller vandret masselast, samt et tillæg fra geometriske imperfektioner. Udregningerne af vindlasten og vandret masselast er udregnet i appendiks 2. For vandrette laster på langs og på tværs, er det vindlasterne der er dimensionsgivende. Resultaterne fremgår af nedenstående tabeller.

Del 1, vind på tværs	Vindlast (kN)	Imperfektionslast (kN)	Samlet vandret regningsmæssig last ($1,5 \cdot V_k + I_m$) (kN)
Dæk over 2-sal	42,20	7,39	70,69
Dæk over 1-sal	78,60	12,71	130,61
Dæk over stueetage	72,80	12,63	121,83
Sum			323,13

Tabel 11 - Den samlede regningsmæssige last, del 1

Del 2, vind på tværs	Vindlast (kN)	Imperfektionslast (kN)	Samlet vandret regningsmæssig last ($1,5 \cdot V_k + I_m$) (kN)
Dæk over 2-sal	37,60	6,52	62,92
Dæk over 1-sal	70,00	11,49	116,49
Dæk over stueetage	64,80	11,08	108,28
Sum			287,69

Tabel 12 - Den samlede regningsmæssige last, del 2

Hel bygning, vind på langs	Vindlast (kN)	Imperfektionslast (kN)	Samlet vandret regningsmæssig last ($1,5 \cdot V_k + I_m$) (kN)
Dæk over 2-sal	51,70	13,91	91,46
Dæk over 1-sal	96,20	23,93	168,23
Dæk over stueetage	64,80	23,08	120,28
Sum			379,97

Tabel 13 - Den samlede regningsmæssige last, hel bygning

11.1 α -metoden

Der vil i følgende afsnit blive gennemgået de anvendte formler for beregningen af reaktionerne for væggene, hvorefter de udregnede reaktioner til væggene vil blive indsat i tabeller. Alle tal benyttede i beregningerne er indsat i appendiks 3

Den benyttede metode kommer fra Betonelementbyggeriers statik.

For at kunne benytte α -metoden forudsættes det at dækskiven er uendeligt stiv.

α -metoden tildeler hver enkelt væg en stivhed, og ud fra denne stivhed, en reaktion som væggen skal optage. Det er derefter denne reaktion der skal kontrolleres for, ved væltning, glidning og knusning, og der kan, hvis dette er nødvendigt, justeres på alpha-værdien for at øge eller reducere væggens reaktion.

Første skridt er at udregne en alpha-værdi, som er en skønnet stivhed for den pågældende væg. I betonelementbyggeriers statik er der givet følgende formel for alpha-værdier.

$$\alpha_i = \alpha_0 * \frac{l^2}{h^2}$$

Hvor:

α_i Er stivheden af væggen

α_0 Er en faktor der tager hensyn til om det er en bærende væg

l Er væggens længde

h Er væggens højde

Herefter tages X-væggenes alpha-værdi og multipliceres med væggenes y-koordinat.

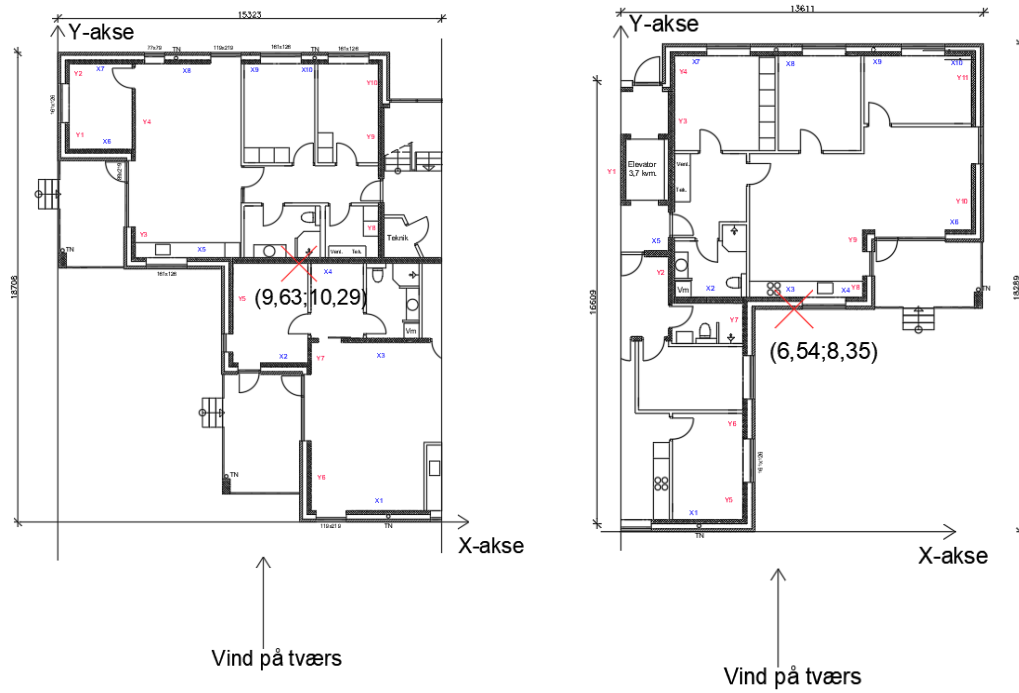
Og for Y-væggene, alpha-værdien multipliceret med X-koordinatet.

$$\alpha_i * y, x \text{ koordinat}$$

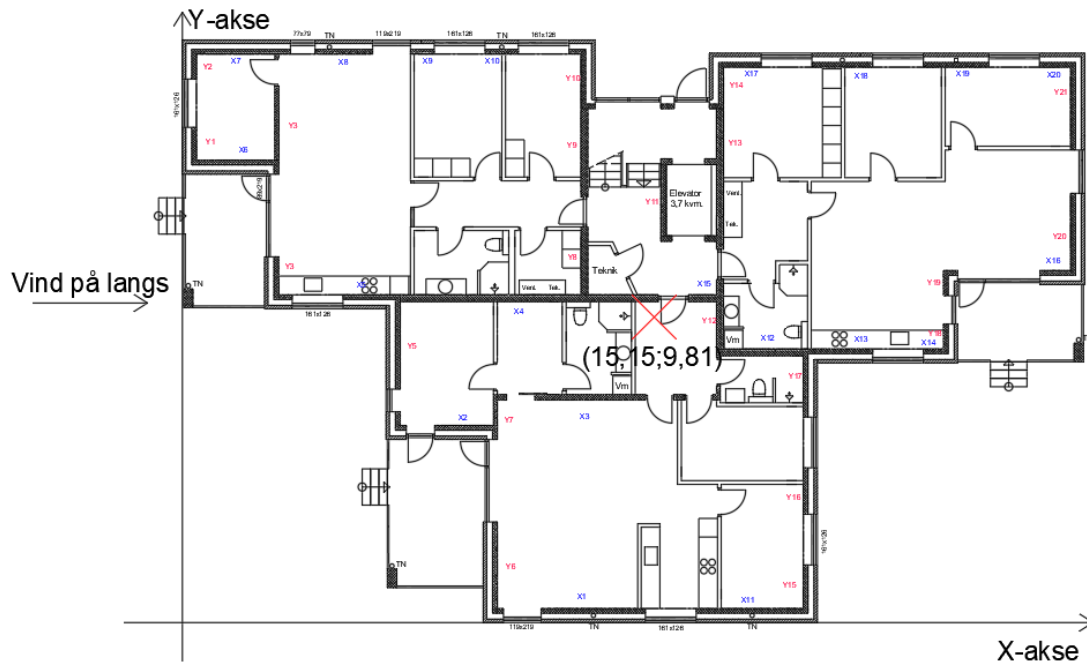
Herefter bestemmes koordinaterne for etageres vridningscentrum, eller rotationscentrum. Dette gøres ved at tage summen af $\alpha_i * y, x \text{ koordinat}$ og dividere med alpha-værdierne for x- og y-retningen.

$$(X_0; Y_0) = \left(\frac{\sum \alpha_{i,j} * y, x \text{ koordinat}}{\sum \alpha \text{ værdi}} \right)$$

Dette giver vridnings centrummer der er markeret med et rødt x, og som er placeret som vist på Figur 10 og Figur 11.



Figur 10 - Del 1, til venstre og Del 2 til højre, med indsat vridningscentrum



Figur 11 - Hel bygning med indsat vridningscentrum

Herefter skal vridningsstivheden bestemmes, dette gøres ved:

$$I_w = \sum \alpha_i * (Y - Y_0)^2 + \sum \alpha_j * (X - X_0)^2$$

Herefter skal det vridende moment udregnes. Dette moment fremkommer ved at der er en afstand fra vridningscentrum til den placering som vindlasten har på bygningen, jf. Figur 10 og Figur 11.

$$M_w = \theta * (Y - Y_0) + \theta * (X - X_0)$$

Det er herefter muligt at bestemme reaktionerne for de enkelte vægge, dette gøres ved:

For x-retningen:

$$R_x = \frac{\alpha_i}{\sum \alpha_i} * W_x - \frac{M_w}{I_w} * (Y - Y_0) * \alpha_i$$

Og for reaktioner i y-retningen:

$$R_y = \frac{\alpha_j}{\sum \alpha_j} * W_y + \frac{M_w}{I_w} * (X - X_0) * \alpha_j$$

11.1.1 Reaktionen resultater

11.1.1.1 Reaktionen for del 1:

Del 1: 2-sal			
X-vægge	x-reaktion (kN)	Y-vægge	y-reaktion (kN)
X1	-2,43	Y1	0,87
X2	-0,36	Y2	0,42
X3	-0,84	Y3	0,74
X4	0,19	Y4	22,78
X5	0,01	Y5	4,49
X6	0,76	Y6	21,17
X7	1,77	Y7	0,29
X8	0,60	Y8	3,53
X9	0,10	Y9	19,39
X10	0,20	Y10	0,71

Del 1: 1-sal			
X-vægge	x-reaktion (kN)	Y-vægge	y-reaktion (kN)
X1	-4,56	Y1	1,62
X2	-0,67	Y2	0,78
X3	-1,57	Y3	1,38
X4	0,36	Y4	42,63
X5	0,01	Y5	8,41
X6	1,43	Y6	39,62
X7	3,31	Y7	0,55
X8	1,13	Y8	6,60
X9	0,19	Y9	36,30
X10	0,38	Y10	1,32

Del 1: Stueetage			
X-vægge	y-reaktion (kN)	Y-vægge	x-reaktion (kN)
X1	-4,25	Y1	1,51
X2	-0,62	Y2	0,73
X3	-1,46	Y3	1,29
X4	0,33	Y4	39,76
X5	0,01	Y5	7,84
X6	1,33	Y6	36,96

X7	3,08	Y7	0,51
X8	1,05	Y8	6,15
X9	0,18	Y9	33,85
X10	0,35	Y10	1,23

11.1.1.2 Reaktioner for del 2:

Del 2: 2-sal			
X-vægge	x-reaktion (kN)	Y-vægge	y-reaktion (kN)
X1	0,11	Y1	1,00
X2	0,02	Y2	2,94
X3	0,01	Y3	16,87
X4	0,00	Y4	0,96
X5	0,00	Y5	1,00
X6	-0,01	Y6	0,77
X7	-0,02	Y7	1,60
X8	-0,04	Y8	0,39
X9	-0,05	Y9	0,26
X10	-0,01	Y10	9,79
		Y11	2,01

Del 2: 1-sal			
X-vægge	x-reaktion (kN)	Y-vægge	y-reaktion (kN)
X1	0,31	Y1	2,78
X2	0,05	Y2	8,18
X3	0,02	Y3	46,86
X4	0,00	Y4	2,68
X5	-0,01	Y5	2,77
X6	-0,02	Y6	2,13
X7	-0,06	Y7	4,43
X8	-0,12	Y8	1,09
X9	-0,13	Y9	0,73
X10	-0,04	Y10	27,20
		Y11	5,60

Del 2: Stueetage			
-------------------------	--	--	--

X-vægge	x-reaktion (kN)	Y-vægge	y-reaktion (kN)
X1	0,63	Y1	5,63
X2	0,10	Y2	16,57
X3	0,03	Y3	94,92
X4	-0,01	Y4	5,42
X5	-0,01	Y5	5,60
X6	-0,05	Y6	4,31
X7	-0,11	Y7	8,98
X8	-0,23	Y8	2,20
X9	-0,27	Y9	1,47
X10	-0,08	Y10	55,10
		Y11	11,34

11.1.1.3 Reaktioner for hel bygning

Hel bygning: 2-sal			
X-vægge	x-reaktion (kN)	Y-vægge	y-reaktion (kN)
X1	7,98	Y1	0,09
X2	1,73	Y2	0,06
X3	9,33	Y3	0,09
X4	30,10	Y4	0,42
X5	2,13	Y5	0,32
X6	6,02	Y6	0,19
X7	7,40	Y7	0,05
X8	2,70	Y8	0,06
X9	0,46	Y9	0,08
X10	0,90	Y10	0,03
X11	9,17	Y11	-0,01
X12	5,81	Y12	-0,05
X13	3,71	Y13	-0,18
X14	0,47	Y14	-0,02
X15	0,61	Y15	-0,05
X16	0,95	Y16	-0,05
X17	1,45	Y17	-0,10
X18	3,02	Y18	-0,04
X19	3,43	Y19	-0,03
X20	1,04	Y20	-0,40
		Y21	-0,45

Hel bygning: 1-sal			
X-vægge	x-reaktion (kN)	Y-vægge	y-reaktion (kN)
X1	14,95	Y1	0,17
X2	3,24	Y2	0,11
X3	17,49	Y3	0,18
X4	56,39	Y4	0,78
X5	3,99	Y5	0,61
X6	11,27	Y6	0,35
X7	13,87	Y7	0,09
X8	5,05	Y8	0,10
X9	0,85	Y9	0,14
X10	1,69	Y10	0,06
X11	17,17	Y11	-0,02
X12	10,89	Y12	-0,10
X13	6,96	Y13	-0,35
X14	0,87	Y14	-0,04
X15	1,14	Y15	-0,09
X16	1,78	Y16	-0,09
X17	2,72	Y17	-0,19
X18	5,66	Y18	-0,08
X19	6,44	Y19	-0,05
X20	1,95	Y20	-0,75
		Y21	-0,85

Hel bygning: Stueetage			
X-vægge	x-reaktion (kN)	Y-vægge	y-reaktion (kN)
X1	11,03	Y1	0,13
X2	2,39	Y2	0,08
X3	12,90	Y3	0,13
X4	41,60	Y4	0,58
X5	2,94	Y5	0,45
X6	8,32	Y6	0,26
X7	10,23	Y7	0,06
X8	3,73	Y8	0,08
X9	0,63	Y9	0,11
X10	1,25	Y10	0,05

X11	12,67	Y11	-0,01
X12	8,04	Y12	-0,07
X13	5,13	Y13	-0,26
X14	0,64	Y14	-0,03
X15	0,84	Y15	-0,07
X16	1,31	Y16	-0,06
X17	2,01	Y17	-0,14
X18	4,18	Y18	-0,06
X19	4,75	Y19	-0,04
X20	1,44	Y20	-0,55
		Y21	-0,63

12 Stabilitet af murfelter

Der skal herefter undersøges for om de enkelte vægfelter kan modstå de beregnede kræfter. Dette gøres ved at undersøge for væltning, knusning og glidning.

Der er i følgende afsnit gennemgået beregningsfremgangsmåderne for væltning, knusning og glidning. De udregnede værdier er udregnet i Excel-skemaer og indsat i appendiks 4.

Væggene er undersøgt for om de kan optage den rotation der kommer i væggene vinkelret på kraftretningen. Disse er ikke indsat i appendiks da dette ikke er det dimensionsgivende lasttilfælde.

12.1 Væltning

For at sikre væggene kan modstå den maksimale vandrette kraft fundet vha. α -metoden skal der undersøges for væltning. Den efterfølgende formel, gælder for vægge i stueetagen.

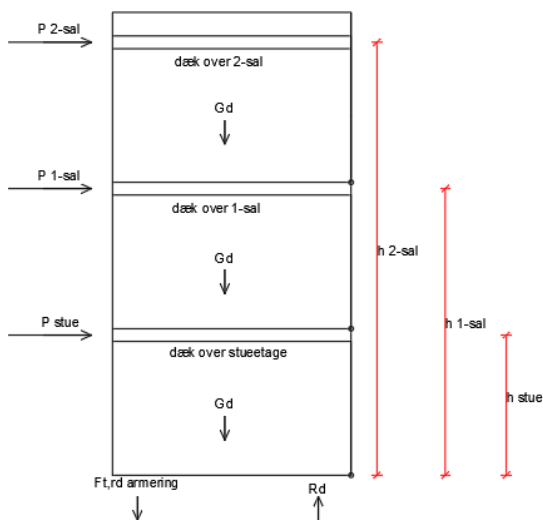
Det væltende moment:

$$M_{vælt} = P_{2-sal} * h_{2-sal} + P_{1-sal} * h_{1-sal} + P_{stue} * h_{stue}$$

Hvor:

P_{2-sal}	Er den vandrette last på dækket over 2-sal
h_{2-sal}	Er højden fra omdrejningspunktet til kraften P
P_{1-sal}	Er den vandrette last på dækket over 1-sal
h_{1-sal}	Er højden fra omdrejningspunktet til kraften P
P_{stue}	Er den vandrette last på dækket over stueetagen
h_{stue}	Er højden fra omdrejningspunktet til kraften P

Udregningen er illustreret på Figur 12.



Figur 12 - Illustration til stabilitetsforståelse

Det stabiliserende moment:

$$M_{stab} = \frac{1}{2} * G_k * 0,9 \cdot l + (F_{t,rd \text{ Armering}} * L_{arm})$$

Hvor:

G_k Er egenlasten, og da denne virker til gunst multipliseres denne med 0,9 jf. Tabel 4.1 teknisk ståbi.

$F_{t,rd \text{ Armering}}$ Er trækkapaciteten af lodret armering.

L_{arm} Er længden fra armeringen til punktet der tages moment om.

Det er i nogle tilfælde nødvendigt at tillægge trækkapaciteten af en armeringsstang for at kunne sikre væggene mod væltning, dette tillæg er indsat i parentes.

Herefter:

$$M_{stab} > M_{vælt}$$

Hvis dette er overholdt, er det eftervist at væggen ikke vælter.

12.2 Knusning

Det skal sikres at vægfelternes trykzone kan optage de beregnede laster, uden at væggen knuses.

Den halve længde af trykzonen kan beregnes ved:

$$y = \frac{M_{stab} - M_{vælt}}{F_{trd} + R_d}$$

Længden af trykzonen:

$$l_{eff} = 2 \cdot y$$

Trykstyrken:

$$\sigma = \frac{R_d}{b \cdot l_{eff}}$$

Trykkapaciteten af Silkeblokkene er jf. Figur 3 på 12,2 Mpa karakteristisk, denne værdi skal gøres regningsmæssig, dette gøres ved:

$$F_{cd-væg} = \frac{12,2 \text{ MPa}}{\gamma_c (1,6)} = 7,625 \text{ MPa}$$

Herefter:

$$F_{cd-væg} > \sigma$$

Hvis dette er overholdt er det eftervist at der ikke sker knusning. Dette er kontrolleret i Excel og alle beregninger kan findes i appendiks 3.

12.3 Glidning

Det skal sikres at væggen kan modstå de vandrette kræfter uden at glide, dette gøres ved:

$$V_{Rd} = \frac{\mu}{\gamma_c * \gamma_0 * \gamma_3} * G_k * 0,9$$

Hvor:

μ	Er friktionskoefficienten mellem pap og mørtel
γ_c	Er partialkoefficienten for byggesten i kategori 1, og sættes jf. tabel 2.4.3a DK NA til 1,60.
γ_0	Er partialkoefficienten for konsekvensklasse, som for dette byggeri er Normal og dermed 1,0
γ_3	Er partialkoefficienten for kontrolklasse, i dette byggeri sættes den til Normal, og dermed 1,0
G_k	Er egenlasten, og da denne virker til gunst multipliseres denne med 0,9 jf. Tabel 4.1 teknisk ståbi.

Det er i nogle tilfælde nødvendigt at regne med et tillæg til glidningskapaciteten, som kommer fra en lim-pap-lim-løsning som mur-tag.dk har beskrevet. Dette udføres ved at man smører et lag lim ud på dækskiven, lægger pappet oven på dette, og smører med lim igen inden blokkene sættes. Dette giver en øget friktion i forhold til hvis pappet udlægges direkte på dækskiven og der mures oven på denne.

Glidningskapaciteten for lim-pap-lim-løsningen kan regnes ved:

$$\frac{0,20 \text{ MPa}}{\gamma_{c,kohæsion} * \gamma_0 * \gamma_3} * b * L$$

Herefter:

$$V_{Rd} > P_{vandret}$$

Hvis dette er overholdt er det eftervist at der ikke sker glidning.

12.3.1 Resultater

Resultaterne for de ovenstående udregninger er herefter indsat i tabeller nedenfor.

12.3.1.1 Del 1

Y1	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	7,35	3,09	7,625	0,09	2,85	0,87
1-sal	14,70	10,72	7,625	0,37	5,71	2,49
stueetage	22,04	15,37	7,625	0,50	8,56	4,01

Y2	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	4,53	1,48	7,625	0,07	2,24	0,42
1-sal	9,06	5,15	7,625	0,23	4,48	1,20
stueetage	13,59	7,38	7,625	0,33	6,72	1,92

Y3	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	9,15	2,62	7,625	0,07	3,18	0,74
1-sal	18,29	9,11	7,625	0,20	6,37	2,12
stueetage	27,44	13,05	7,625	0,29	9,55	3,40

Y4	Væltning (M. tillæg fra M20 gevindstag)		Knusning		Glidning (M. tillæg fra lim-pap-lim løsning)	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	370,87	81,05	7,625	0,22	370,39	22,78
1-sal	411,06	281,58	7,625	0,68	111,99	65,40
stueetage	451,26	403,48	7,625	2,44	118,66	105,17

Y5	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	46,08	15,99	7,625	0,08	7,15	4,49
1-sal	92,16	55,54	7,625	0,25	14,29	12,90
stueetage	138,23	79,59	7,625	0,35	21,44	20,74

Y6	Væltning (M. tillæg fra M20 gevindstang)		Knusning		Glidning (M. tillæg fra lim-pap-lim løsning)	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	386,83	75,33	7,625	0,21	37,63	21,17
1-sal	429,91	261,73	7,625	0,53	112,46	60,79
stueetage	473,00	375,04	7,625	1,22	119,37	97,75

Y7	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	10,41	1,05	7,625	0,06	3,40	0,29
1-sal	20,81	3,64	7,625	0,12	6,79	0,84
stueetage	31,22	5,21	7,625	0,18	10,19	1,36

Y8	Væltning		Knusning (For 240 mm væg)		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	28,91	12,55	7,625	0,07	5,66	3,53
1-sal	57,82	43,59	7,625	0,34	11,32	10,12
stueetage	86,73	62,46	7,625	0,45	16,98	16,28

Y9	Væltning (M. tillæg fra M20 gevindstang)		Knusning (For 240 mm væg)		Glidning (M. tillæg fra lim-pap-lim løsning)	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	370,87	69,00	7,625	0,17	37,39	19,39
1-sal	411,06	239,74	7,625	0,43	11,99	55,69
stueetage	451,26	343,53	7,625	0,9	118,66	89,54

Y10	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	18,12	2,51	7,625	0,06	4,48	0,71
1-sal	36,24	8,72	7,625	0,13	8,96	2,02
stueetage	54,35	12,49	7,625	0,20	13,45	3,26

12.3.1.2 Del 2

Y1	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	16,09	6,27	7,625	0,04	2,85	1,76
1-sal	32,19	21,82	7,625	0,14	5,71	5,07
stueetage	48,28	31,27	7,625	0,20	8,56	8,15

Y2	Væltning		Knusning (for 240 mm væg)		Glidning (M. tillæg fra lim-pap-lim løsning)	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	36,15	18,44	7,625	0,10	6,94	5,18
1-sal	72,30	64,17	7,625	0,89	84,43	14,91
stueetage	108,45	91,98	7,625	0,99	91,67	23,98

Y3	Væltning		Knusning (For 240 mm væg)		Glidning (M. tillæg fra lim-pap-lim løsning)	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	674,60	105,63	7,625	0,13	43,51	29,69
1-sal	797,64	367,53	7,625	0,28	164,78	85,42
stueetage	920,69	526,81	7,625	0,46	199,27	137,37

Y4	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	10,99	6,04	7,625	0,11	3,49	1,70
1-sal	21,99	21,00	7,625	2,24	6,98	4,88
stueetage	32,98	30,10	7,625	1,73	10,48	7,85

Y5	Væltning		Knusning		Glidning	
	$M_{stab}(\text{kNm})$	$M_{vælt}(\text{kNm})$	$F_{cd}(\text{MPa})$	$\sigma (\text{MPa})$	$V_{rd}(\text{kN})$	$P_{vandret}(\text{kN})$
2-sal	12,06	6,24	7,625	0,10	3,66	1,75
1-sal	24,12	21,69	7,625	1,0	7,31	5,04
stueetage	36,17	31,09	7,625	1,07	10,97	8,11

Y6	Væltning		Knusning		Glidning	
	$M_{stab}(\text{kNm})$	$M_{vælt}(\text{kNm})$	$F_{cd}(\text{MPa})$	$\sigma (\text{MPa})$	$V_{rd}(\text{kN})$	$P_{vandret}(\text{kN})$
2-sal	11,14	4,80	7,625	0,09	3,51	1,35
1-sal	22,28	16,69	7,625	0,40	7,03	3,88
stueetage	33,43	23,92	7,625	0,53	10,54	6,24
Y7	Væltning		Knusning		Glidning	
	$M_{stab}(\text{kNm})$	$M_{vælt}(\text{kNm})$	$F_{cd}(\text{MPa})$	$\sigma (\text{MPa})$	$V_{rd}(\text{kN})$	$P_{vandret}(\text{kN})$
2-sal	24,07	9,99	7,625	0,09	5,17	2,81
1-sal	48,14	34,76	7,625	0,36	10,33	8,08
stueetage	72,21	49,83	7,625	0,49	15,50	12,99

Y8	Væltning		Knusning		Glidning	
	$M_{stab}(\text{kNm})$	$M_{vælt}(\text{kNm})$	$F_{cd}(\text{MPa})$	$\sigma (\text{MPa})$	$V_{rd}(\text{kN})$	$P_{vandret}(\text{kN})$
2-sal	4,53	2,45	7,625	0,11	2,24	0,69
1-sal	9,06	8,53	7,625	1,73	4,48	1,98
stueetage	13,59	12,23	7,625	1,51	6,72	3,19

Y9	Væltning		Knusning		Glidning	
	$M_{stab}(\text{kNm})$	$M_{vælt}(\text{kNm})$	$F_{cd}(\text{MPa})$	$\sigma (\text{MPa})$	$V_{rd}(\text{kN})$	$P_{vandret}(\text{kN})$
2-sal	3,29	1,64	7,625	0,08	1,91	0,46
1-sal	6,59	5,69	7,625	0,61	3,82	1,32
stueetage	9,88	9,16	7,625	0,72	5,73	2,13

Y10	Væltning (M. tillæg fra M20 gevindstang)		Knusning		Glidning (M. tillæg fra lim-pap-lim løsning)	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	339,25	61,32	7,625	0,22	36,92	17,23
1-sal	373,96	213,36	7,625	0,52	106,24	49,59
stueetage	408,68	305,82	7,625	1,07	112,45	79,74

Y11	Væltning		Knusning		Glidning (M. tillæg fra lim-pap-lim løsning)	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	39,63	12,62	7,625	0,07	6,63	3,55
1-sal	79,26	43,89	7,625	0,22	80,70	10,20
stueetage	118,89	62,91	7,625	0,32	87,33	16,40

12.3.1.3 Hel bygning

X1	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	67,33	28,40	7,625	0,10	9,45	7,98
1-sal	186,61	98,72	7,625	0,35	26,18	22,94
stueetage	305,89	132,55	7,625	0,48	42,92	33,97

X2	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	28,37	6,15	7,625	0,09	6,63	1,76
1-sal	71,36	21,38	7,625	0,25	16,69	16,68
stueetage	114,36	28,71	7,625	0,38	26,74	19,07

X3	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	112,01	33,21	7,625	0,13	14,83	9,33
1-sal	331,50	115,45	7,625	0,40	43,89	26,82
stueetage	551,00	155,01	7,625	0,61	72,95	39,72

X4	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	592,70	107,09	7,625	0,09	33,64	30,10
1-sal	1572,41	372,27	7,625	0,25	89,26	86,49
stueetage	2552,12	499,83	7,625	0,39	144,87	128,09

X5	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	35,28	7,57	7,625	0,16	9,87	2,13
1-sal	94,20	26,33	7,625	0,46	26,35	6,12
stueetage	153,12	35,35	7,625	0,71	42,84	9,06

X6	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	51,76	21,40	7,625	0,11	8,72	6,02
1-sal	113,83	74,41	7,625	0,42	19,18	17,29
stueetage	175,90	99,91	7,625	0,52	29,63	25,60

X7	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	67,83	26,33	7,625	0,11	10,06	7,40
1-sal	150,21	91,53	7,625	0,38	22,27	21,26
stueetage	232,59	122,89	7,625	0,49	34,48	31,49

X8	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	36,41	9,60	7,625	0,14	9,25	2,70
1-sal	84,91	33,36	7,625	0,41	21,57	7,75
stueetage	133,40	44,79	7,625	0,59	33,89	11,48

X9	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	9,83	1,62	7,625	0,20	6,08	0,46
1-sal	23,60	5,63	7,625	0,54	14,60	1,31
stueetage	37,37	7,56	7,625	0,81	23,11	1,94

X10	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	22,94	3,21	7,625	0,23	10,08	0,9
1-sal	56,56	11,16	7,625	0,62	24,84	2,59
stueetage	90,18	14,98	7,625	0,94	39,61	3,84

X11	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	142,48	32,61	7,625	0,14	18,65	9,17
1-sal	323,50	113,37	7,625	0,39	42,35	26,34
stueetage	504,52	152,22	7,625	0,56	66,05	39,01

X12	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	113,34	20,68	7,625	0,15	19,09	5,81
1-sal	269,91	71,90	7,625	0,39	45,47	16,70
stueetage	426,47	96,53	7,625	0,59	71,84	18,87

X13	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	57,09	13,21	7,625	0,15	12,03	3,71
1-sal	134,11	45,93	7,625	0,41	28,27	10,67
stueetage	211,13	61,67	7,625	0,60	44,50	11,91

X14	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	8,78	1,66	7,625	0,17	5,22	0,47
1-sal	21,62	5,76	7,625	0,47	12,86	1,34
stueetage	34,46	7,74	7,625	0,71	20,50	1,50

X15	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	21,63	2,17	7,625	0,25	11,30	0,61
1-sal	48,40	7,56	7,625	0,59	25,27	1,76
stueetage	75,16	10,15	7,625	0,89	39,25	1,94
X16	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	17,29	3,38	7,625	0,17	7,26	0,95
1-sal	38,89	11,76	7,625	0,44	16,32	2,73
stueetage	60,48	15,78	7,625	0,65	25,38	4,05

X17	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	22,94	5,17	7,625	0,16	7,93	1,45
1-sal	55,31	17,99	7,625	0,44	19,11	4,18
stueetage	87,67	24,15	7,625	0,65	30,30	9,19

X18	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	53,14	10,75	7,625	0,17	12,74	3,02
1-sal	126,61	37,36	7,625	0,47	30,36	8,68
stueetage	200,08	50,16	7,625	0,70	47,98	12,86

X19	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	58,86	12,22	7,625	0,17	13,24	3,43
1-sal	140,49	42,48	7,625	0,46	31,59	9,87
stueetage	222,13	57,04	7,625	0,68	49,95	14,62

X20	Væltning		Knusning		Glidning	
	M_{stab} (kNm)	$M_{vælt}$ (kNm)	F_{cd} (MPa)	σ (MPa)	V_{rd} (kN)	$P_{vandret}$ (kN)
2-sal	17,50	3,70	7,625	0,17	7,15	1,04
1-sal	42,33	12,86	7,625	0,46	17,30	2,99
stueetage	67,16	17,27	7,625	0,68	27,45	4,43

Det fremgår af armeringsplanen i tegningsmappen hvilke tiltag der er foretaget for at det er muligt at sikre stabiliteten, og denne vil derfor ikke blive vist her.

12.4 Tværbelastede murværk

Det skal eftervises at murværket kan modstå de tværbelastninger der påvirker konstruktionen. Fremgangsmåden til beregningerne kommer fra, afsnit 6.3 fra DS/EN 1996-1-1, og der er udført et tal-eksempel på væg X1 for del 1 som kan findes i Appendiks 4. Udregningen af de resterende vægge er udført i beregningsprogrammet EC6design, og der er ligeledes blevet indsat et beregnet eksempel i appendiks 4.

Formlerne for beregningerne vil blive gennemgået i følgende afsnit.

Det skal eftervises at:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Hvor:

M_{Ed} Er det regningsmæssige momentet murværket udsættes for.

M_{Rd} Er det regningsmæssige modstandsmoment af murværket.

Først skal det elastiske modstandsmoment bestemmes dette gøres ved:

$$Z = \frac{I}{h}$$

Hvor:

h Er højden af væggen.

Det regningsmæssige modstandsmoment bestemmes herefter ved:

$$M_{Rd} = f_{xd} + Z$$

Hvor:

f_{xd} Er den regningsmæssige bøjningsstyrke af liggefugen, som fremgår af Figur 3 på 0,35 MPa som gøres regningsmæssig ved: $\frac{0,35 \text{ MPa}}{1,7} = 0,21$ da der benyttes byggesten i kat. 1.

Z Er det elastiske modstandsmoment

Der benyttes konservativt kun styrkeparametrene for liggefugen da studsflugernes bøjningsstyrke er højere.

Det maksimale moment bestemt ved, maksimalt sug i zone A med tillæg fra det indvendige tryk, multipliceret med armen fra midt vægelement til toppen af væggen.

Det skal herefter eftervises at:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Hvis dette er overholdt er det eftervist at murværket kan modstå tværbelastningen.

For udregningen af væg X1 blev resultatet:

$$5,48 \text{ kNm} \geq (-) 4,28 \text{ kNm}$$

Og kapaciteten er dermed tilstrækkelig.

12.5 Optagelse af vandrette reaktioner gennem pappet

Det er valgt at antage at murværksnormens krav til antallet af bindere mellem for og bagmur, er tilstrækkeligt til at føre de fladelaster der kommer på facademuren ind til bagmuren. Der vil derfor ikke blive set på hverken stabiliteten af facademuren, eller dimensionering af binderantallet pr m². For fordelingen af vandrette kræfter antages det at halvdelen af lasten skal optages i toppen og den anden halvdel skal optages i bunden. Der undersøges konservativt kun for om kræfterne kan overføres ved en samling med pap. Der er i appendiks 4 udført tal beregning på væg X1 for del 1.

Uligheden skal opfyldes:

$$Q_{Vandret} < R_{Vandret}$$

Hvor:

$Q_{Vandret}$ Er den vandrette påvirkning på understøtningen.

$R_{Vandret}$ Er den vandrette modstandsevne for understøtningen.

Den vandrette påvirkning på understøtningen, beregnes ved:

$$Q_{Vandret} = \frac{1}{2} * q_d * h$$

Og hvor:

q_d Er den vandrette regningsmæssige fladelast, i dette tilfælde vinden.

h Er højden af væggen.

Og den vandrette modstandsevne for understøtningen, beregnes ved:

$$R_{Vandret} = \rho * h * \mu_{d,p}$$

Hvor:

ρ Er rumvægten af de materialer anvendt til murværket.

h Er højden af muren.

$\mu_{d,p}$ Er den regningsmæssige friktionskoefficient mellem murværk og pap i bunden, og mellem betonelement og væg i toppen.

Resultatet er præsenteret nedenfor:

$$2,68 \text{ kN} < 3,61 \text{ kN OK}$$

Det er hermed eftervist at vægfelt X1 del 1, kan overføre den vandrette last fra vinden gennem sokkelpappet til dækelementerne.

12.6 Lodret belastet murværk

Det skal sikres at murværket kan modstå de maksimale lodrette laster fra lastopgørelsen.

Fremgangsmåden til beregningerne kommer fra, afsnit 6.1.2 fra DS/EN 1996-1-1, og der er udført et eksempel på væg X1 for del 1, se Figur 7, som kan findes i Appendiks 4.

Udregningen af de resterende vægge er udført i beregningsprogrammet EC6design, og der er ligeledes blevet indsat et beregnet eksempel i appendiks 4.

Det skal eftervises at:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Hvor:

N_{Ed} Er den lodrette last murværket påvirkes af

N_{Rd} Er kapaciteten af murværket

Først skal det regningsmæssige bøjningsmoment som kommer fra etageadskillelsens lastexcentricitet, beregnes.

Denne beregnes ved:

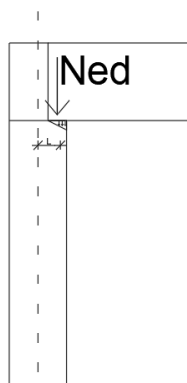
$$M_{id} = N_{Ed-dæk} * l$$

Hvor:

$N_{Ed-dæk}$ Er den lodrette last der kommer fra etagedækket, (se Figur 13)

l Er den afstand der er fra lastens placering til center af den bærende væg, (se Figur 13)

Centerlinje
af væg



Figur 13 - Illustration af parametre

Excentriciteten i toppen eller bunden beregnes, dette gøres ved:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 * t$$

Hvor:

M_{id}	Er det regningsmæssige bøjningsmoment i toppen eller bunden som skyldes lastexcentriciteten.
N_{id}	Er den regningsmæssige værdi af lasten i enten toppen eller bunden af muren.
e_{he}	Er excentriciteten forårsaget af vandret last, i væggens top eller bund.
e_{init}	Er væggens begyndelsesexcentricitet, som kommer fra skævheder i opmuringen.
t	Er murens tykkelse

For at kunne udregne kapaciteten er det først nødvendigt at udregne reduktionsfaktoren ϕ , dette gøres ved:

$$\phi = 1 - 2 * \frac{e_i}{t}$$

Hvor:

t	Er tykkelsen af muren
e_i	Er excentriciteten i toppen eller bunden af muren:

Det er herefter muligt at udregne kapaciteten af murværket.

$$N_{Rd} = \phi * t * f_d$$

Hvor:

ϕ	Er en reduktionsfaktor for bæreevnen
t	Er murens tykkelse
f_d	Er den regningsmæssige trykkapacitet af murværket

Herefter skal det eftervises at:

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}$$

Hvis dette er overholdt vil murværket kunne modstå den lodrette last.

For udregningen af væg X1 blev resultatet:

$$0,35 \text{ MPa} \geq 0,29 \text{ MPa}$$

Og kapaciteten er derfor tilstrækkelig.

12.7 Understøtningsforhold

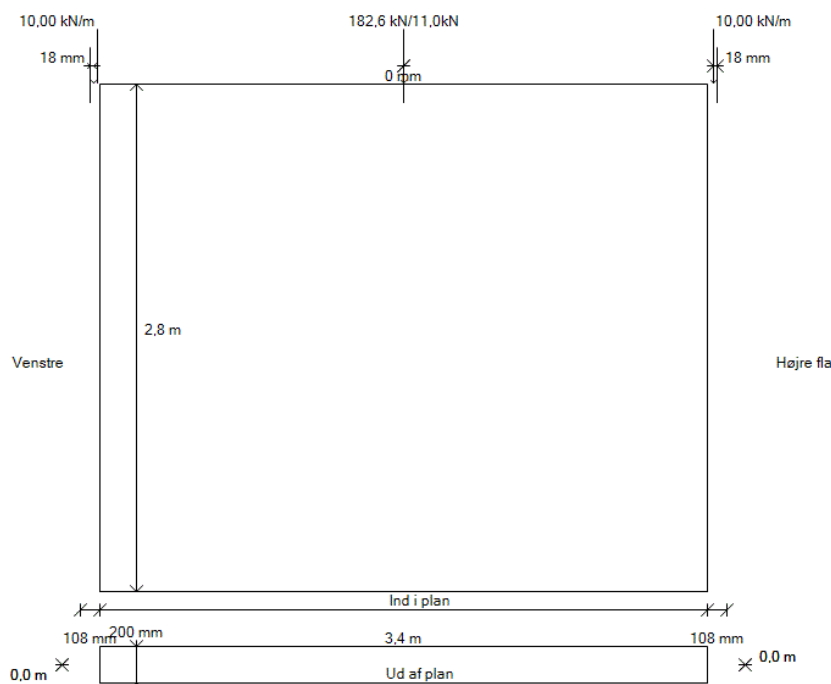
Det skal vurderes hvilke understøtningsforhold der er for det betragtede murværk. For understøtningen ved soklen kan der konservativt regnes med en simpel understøtning, da der ikke kan overføres moment grundet sokkelpappet. Der er dog grundet lasten en delvis indspænding, denne er der dog set bort fra. En side der ender i en vinduesåbning, anses for en fri side. Toppen anses for simpel understøttet da dækket ligger af på bagmuren. Et udvendigt muret hjørne, anses for simpel understøttet, da disse som regel udsættes for sug på den ene side og et tryk på den anden, og hjørnet er derfor ikke stift i forhold til rotationen, og kan derfor ikke ses som indspændt. De indvendige hjørner samt skillevægge, kunne anses for en indspændning, det er dog konservativt valgt at se disse som simple understøtninger. Varierende vægtykkelser gør at disse samlinger formegentlig ikke vil have samme styrke på begge sider af samlingen og dette er derfor ikke taget i regning.

12.8 Murskiver

Beregninger af væg x1 del 1 er foretaget i EC6 Design er indsat i appendiks 4, resultatet er indsat direkte fra EC6 Design, nedenfor. For beregningerne skal det nævnes at disse kun er tilnærmelser, da det ikke er muligt at indlægge styrken af forankringerne i programmet.

Resultat

Bæreevnen af den stabiliserende væg er tilstrækkelig!



12.9 Eftervisning af dæk

Der vil i kommende afsnit blive valgt et huldæk og der vil blive undersøgt for om dennes bæreevne er tilstrækkelig. Der er for dette projekt benyttet 2 forskellige dæktyper, et dæk på 270 mm, til boligerne og et dæk på 220 mm til tagdækket. Det er dog valgt kun at gennemgå dækelementerne på 270 mm i rapporten, da fremgangsmåden er den samme. Der vil i følgende afsnit blive set på dækelementet med den største spændvidde, som er i bolig 2 jf tegning nr 170. Det statiske system fremgår af Figur 14.



Figur 14 - Illustration af statisk system, mål i mm

Dækket ses som en simpelt understøttet bjælke med en maksimal spændvidde på 9,05 m.

Det er valgt at benytte Xtrumax huldækelementer fra Spæncom, med en tykkelse på 270 mm, tværsnit af dækelementet findes i appendiks 5.

12.10 Laster

Gulvopbygningen for boligerne indeholder et 100 mm betongulv, som ikke findes på tagetagen, og dette kombineret med nyttelasten gør at dette er det dimensionsgivende lastilfælde for dækelementerne.

Der er fra producentens side udført tabeller for dækelementernes bæreevne, denne bæreevne er udover dækelementets egenlast og denne skal derfor ikke medtages fra egenlastafsnittet.

Egenlasterne fra etageadskillelserne foruden dækelementerne er jf. Tabel 8, fundet til 2,93 kN/m². Nyttelasten for boliger er jf. tabel 6.2 DS/EN 1991 FU 2015. på 1,5 kN/m².

Den karakteristiske last er derfor:

$$1,5 \frac{kN}{m^2} + 2,93 \frac{kN}{m^2} = 4,43 \frac{kN}{m^2}$$

Der er taget et ugunstigt valg om at se bort fra muligheden for at reducere i nyttelasten ved flere etager. Dette vælges da der kun er tale om to etager med nyttelast på dækelementer.

Den regningsmæssige last kan derfor regnes til:

$$1,5 * 1,0 * 1,5 \frac{kN}{m^2} + 1,0 * 2,93 \frac{kN}{m^2} = 5,18 \frac{kN}{m^2}$$

12.11 Bæreevne af dækelementer

Det skal for dækelementerne undersøges at følgende bæreevner er overholdt:

- Den regningsmæssige momentbæreevne
- Revnebæreevnen
- Balancebæreevnen

Der er på Spæncom's hjemmeside fundet en tabel for bæreevnen af det valgte dækelement som af Spæncom kaldes, EX27. Der undersøges for et dækelement på 9,6 m

2 L9,3+8 L12,5	Spændvidde		5.4	6.0	6.6	7.2	7.8	8.4	9.0	9.6	10.2	10.8	11.4	12.0	12.6	13.2
	M _{Ed}	286.20 kNm	-	-	-	33.1	27.7	23.3	19.8	17.0	14.6	12.6	11.0	9.5	8.3	7.2
	V _{Ed}	117.03 kN	-	-	-	23.4	21.3	19.5	18.0	16.6	15.4	14.4	13.4	12.5	11.8	11.1
	MmREI60	254.18 kNm	-	-	-	29.0	24.1	20.3	17.2	14.7	12.6	10.8	9.3	8.1	7.0	6.0
	MmAbnFak0,02	180.65 kNm	-	-	-	19.5	16.1	13.4	11.2	9.4	7.9	6.6	5.6	4.7	3.9	3.2
	MmAbnFak0,04	217.66 kNm	-	-	-	24.3	20.1	16.9	14.2	12.0	10.2	8.7	7.5	6.4	5.4	4.6
	MmAbnFak0,06	247.09 kNm	-	-	-	28.1	23.4	19.6	16.6	14.2	12.1	10.4	9.0	7.7	6.7	5.7
	VvBrand	78.61 kN	-	-	-	14.5	13.1	11.9	10.8	9.9	9.1	8.4	7.8	7.2	6.7	6.2
	MmREI120	100.44 kNm	-	-	-	9.2	7.3	5.8	4.6	3.6	2.7	2.0	1.4	-	-	-
	MmREI120*	219.50 kNm	-	-	-	24.5	20.3	17.0	14.4	12.2	10.4	8.8	7.5	6.5	5.5	4.7
	Mrev	218.27 kNm	-	-	-	24.4	20.2	16.9	14.3	12.1	10.3	8.8	7.5	6.4	5.5	4.6
	Mbal	104.50 kNm	-	-	-	9.7	7.7	6.2	4.9	3.8	3.0	2.3	1.7	1.1	0.7	0.3
	flev i mm		-	-	-	20.2	22.3	24.0	25.3	26.1	26.2	25.5	23.8	21.0	16.9	11.4
	fe1 i mm		-	-	-	0.9	1.2	1.6	2.2	2.8	3.6	4.5	5.6	6.9	8.3	10.1
	Egensvingning	Hz	-	-	-	11	10	9	8	8	7	6	6	5	5	5

Tabel 14 - Bæreevnetabel for EX27 dækelementer fra Spæncom, armeret med 2 liner Ø 9,3 mm og 8 liner Ø 12,5 mm

12.11.1.1 Momentbæreevnen

Den regningsmæssige momentbæreevne M_{Rd} for den valgte huldækelementtype findes af Tabel 14, til 286,20 kNm pr dækplade.

Det regningsmæssige moment M_{Ed} bestemmes til:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * 5,18 \frac{kN}{m} * (9,05 m)^2 = 53,03 kNm$$

Da:

$$286,20 kNm > 53,02 kNm$$

Anses momentbæreevnen for tilstrækkelig.

12.11.2 Revnebæreevnen

Det skal sikres at revnebæreevnen er tilstrækkelig, dette gøres ud fra de karakteristiske laster på 4,43 kN/m²

Revnebæreevnen M_{rev} findes af Tabel 14 til 12,1 kN/m².

Da:

$$12,1 \frac{kN}{m^2} > 4,43 \frac{kN}{m^2}$$

Anses revnebæreevnen for eftervist.

12.11.3 Balancebæreevnen

Balancebæreevnen findes af Tabel 14 til 3,8 kN/m². den permanente last fra egenlasten er på 2,93 kN/m² dette skal tillægges den kvasipermanente nyttelast på:

$$0,2 * 1,5 \frac{kN}{m^2} = 0,3 \frac{kN}{m^2}$$

Hvor:

$\psi_{2,i}$ Er en faktor for variable laster på 0,2 jf. tabel 4.6 i teknisk ståbi.

Dette giver:

$$2,93 \frac{kN}{m^2} + 0,3 \frac{kN}{m^2} = 3,23 \frac{kN}{m^2}$$

Da:

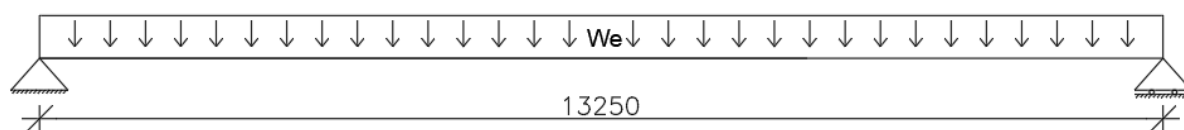
$$3,8 \frac{kN}{m^2} > 3,23 \frac{kN}{m^2}$$

Anses balancebæreevnen for eftervist.

12.12 Eftervisning af dækskive.

I følgende afsnit vil randarmeringen blive dimensioneret. Dette gøres ved at se dækskiven som en vandret bjælke, der er simpelt understøttet og som dimensioneres for den vandrette last fra vindlasten.

Alternativt kunne stringer-metoden have været benyttet. Det er dog vurderet at der ikke for dette projekt ville være opnået den store besparelse, i armeringen, og der er derfor benyttet denne simple metode. Systemet ses som på Figur 15.



Figur 15 - Statisk system for dimensionering af huldæk

For vind på tværs, påvirkes dækket over 1-sal, med en karakteristisk vandret kraft på 78,6 kN, jf. Tabel 1 i appendiks 2.

Denne fordeles over længden, 13,25 m:

$$\frac{78,6 \text{ kN}}{13,25 \text{ m}} = 5,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentet kan herefter beregnes:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * 5,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (13,25 \text{ m})^2 = 130,14 \text{ kNm}$$

Den smalleste del af dækkene i bolig 1 er på 3,55 m, og der regnes derfor konservativt med denne bredde, som "højden" af bjælken.

Trækket i armeringen beregnes:

$$N_{ed} = \frac{130,14 \text{ kNm}}{3,55 \text{ m}} = 36,66 \text{ kN}$$

Der benyttes 2 stk Y16 mm tentorstål med en karakteristisk flydespænding på 550 MPa.

Armeringsarealet for den benyttede randarmering er:

$$A_s = (8^2 * \pi) * 2 \text{ stk} = 402,12 \text{ mm}^2$$

Trækcapaciteten af 2 stk. Y 16 mm tentorstål:

$$F_{Rd} = \frac{402,12 \text{ mm}^2 * 458 \text{ MPa}}{10^3} = 184,17 \text{ kN}$$

$$184,17 \text{ kN} > 36,66 \text{ kN}$$

Det anses herefter for eftervist at 2 stk Y16 mm tentorstål kan optage vindlasten som virker på dækskiven.

12.13 Forankringslængder

Der skal for al armering desuden bestemmes den nødvendige stødlængde. Dette er gjort ud fra fremgangsmåden i bogen Betonkonstruktioner.

Forankringslængden findes til:

$$l_b = \frac{458 \text{ MPa} * 1,7}{9 * 1,5} = 922,79 \text{ mm}$$

Hvor:

$$f_{yd} = 458 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,7$$

$$f_{ctk,0,05} = 1,5 \text{ for C 20 beton}$$

Da udstøbningshøjden er $\geq 250 \text{ mm}$ er der dårlige forankringsforhold derfor bliver minimumsforankringslængden:

$$922,79 \text{ mm} * \frac{1}{0,7} = 1318 \text{ mm}$$

Dertil kommer at over 25% af armeringen stødes i samme snit og derfor skal forankringslængden øges med 50%.

Dette giver

$$1318 \text{ mm} * 1,5 = 1977 \text{ mm}$$

Det vælges herefter at runde af så stødlængerne er 2000 mm.

12.14 Fugearmering

I Betonelementbyggeriers statik er der for fugearmeringen angivet, at denne skal kunne overføre en gennemsnitlig trækraft på 15 kN/m for bygninger i normal konsekvensklasse. Dette ligger over lasten fra vindlasten, som findes til 78,6 kN for hele langsiden, og denne skal deles med længden på 15,32 m som giver en last pr. m på 5,13 kN jf. tabel 1 i appendiks 2. Det er derfor de 15 kN/m der er dimensioneret for. Derfor er det muligt at bestemme det nødvendige armeringsareal til fugearmeringen ved:

$$A_{s,n\ddot{o}dv.} = \frac{15 \frac{kN}{m} * 10^3 * 1,2 \text{ m bredde}}{458 \text{ MPa}} = 39,30 \text{ mm}^2$$

Der skal ifølge Betonelementbyggeriers statik, for at sikre bygningen mod brand, altid benyttes minimum Y12 armeringsjern i længdefugerne. Fugearmeringen skal også føres minimum 1,5 m ind i længdefugerne. Dette er dog mindre end de beregnede stødlængder på 2 m og det er derfor denne der benyttes.

Tværsnitsarealet for Y12 mm tentorstål:

$$A_s = (6 \text{ mm})^2 * \pi = 113,1 \text{ mm}^2$$

$$113,1 \text{ mm}^2 > 39,30 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Ifølge EC 1992-1-1 afsnit 9.10.2.3, bør interne trækforbindelser kunne optage en trækraft på 20 kN/m, dette giver et armeringsareal på:

$$A_s = \frac{20 \frac{kN}{m} * 10^3 * 1,2 \text{ m}}{458 \text{ MPa}} = 52,40 \text{ mm}^2$$

Dette ligger under det aktuelle armeringsareal på 113,1 mm² og anses derfor for tilstrækkeligt.

Fugearmeringen udføres som U-bøjler samt en langsgående fugearmeringsstang af 12 mm tentorstål med en flydespænding f_{yk} på 550 MPa.

Der skal dog for vægge hvor dækelementer ligger af fra begge sider udføres gennemløbende fugearmering, som overholder minimumsstødlængden i begge dækelementer. Dette gøres for at sikre fordelingen af kræfter i dækskiverne, dette vil ikke blive gennemgået yderligere.

12.14.1 Tværarmering

Der er i betonelementbyggeriers statik, angivet nogle anbefalede dimensioner og mindstemål for armering, stødlængder og tværarmeringsbøjler for dækskiver. Disse er, for den aktuelle tykkelse indsat i Tabel 15.

Fugearmering	Stødlængde	Anbefalet tværarmering
Y12	800 mm	5 bøjler R5 pr stød

Tabel 15 - Værdier for armering hentet i Betonelementbyggeriers statik

Tværarmeringen bør, jf. DS/EN 1992-1-1 kap. 8.7.4, minimum have samme areal som den største armering der stødes, i dette tilfælde Y16 ($201,06 \text{ mm}^2$). Der benyttes 5 stk. Y10 tentorstål til tværarmering:

$$(5 \text{ mm})^2 * \pi * 5 \text{ stk} = 392,70 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Det vælges derfor at benytte 5 stk. Y10 mm tentorstål som tværarmering pr stød.

13 Fundamenter

Der vil i følgende afsnit blive dimensioneret et stribefundament for etageejendommen. Der vil for at begrænse omfanget af rapporten kun blive dimensioneret dette ene fundament. Der er i følgende afsnit indsat formlerne for beregningerne, mens der i appendiks 6 er udført et taleksempel for det pågældende stribefundament.

Da der for det reelle projekt endnu ikke er udført en geoteknisk rapport, er der fundet en rapport udført for en grund i Hovborg som ligger omkring 17,5 km syd for Billund.

13.1 Geoteknik

Den geotekniske rapport kan findes i appendiks 6. Som det fremgår af den geotekniske rapport, er der på grunden et fyldlag i varierende tykkelse. Dette fyldlag er jf. den geotekniske rapport blevet undersøgt ved glødetabsundersøgelser af boreprøve GB5. der er udført 4 prøver ved forskellige dybder af boringen, alle mellem 0,2 m og 2 m. En glødetabsundersøgelse er en analyse der skal klarlægge om der er organisk materiale i prøverne. Der er jf. bilag 9 i den geotekniske rapport, en vægtreduktion på mellem 0,65 og 3,05 %, efter opvarmningen. Grundet denne reduktion vil der kunne opstå sætninger som vil i medføre revner i byggeriet og det er derfor valgt at forudsætte at alt muld skal fjernes og udskiftes med sand.

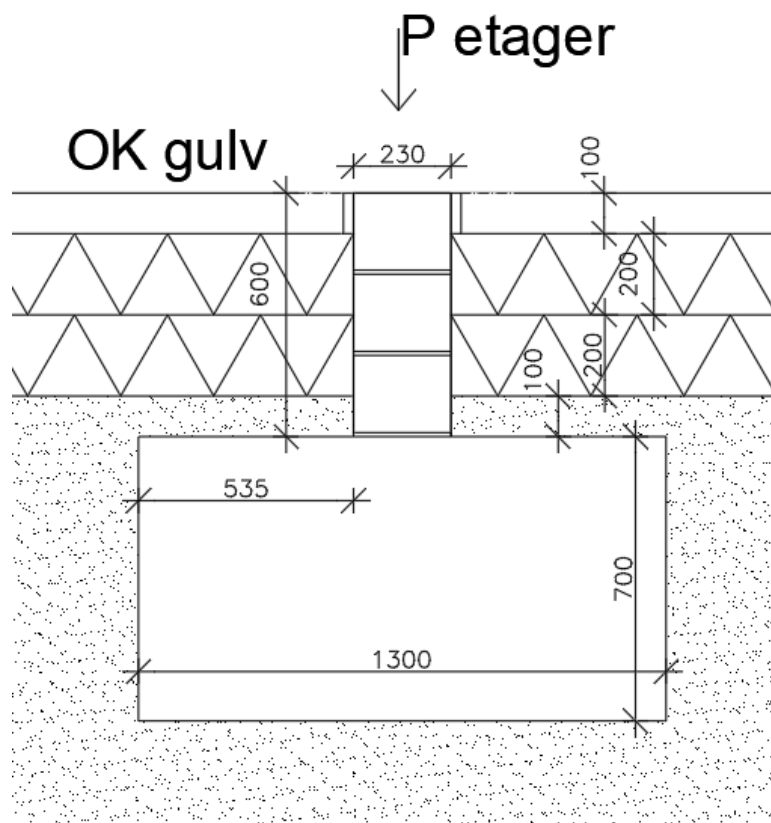
Lasterne til dimensioneringen er fundet i figur 1 i appendiks 2 og det er dimensioneret for den maksimale last, som er for skillemuren mellem lejlighederne og som er fundet til 569 kN/m. Dertil kommer egenlasten fra betonen til fundamentet, samt det sand der kommer ovenpå noget af fundamentet.

13.2 Dimensionering af fundament

Der er til følgende dimensionering af fundament, benyttet fremgangsmåden i "lærebog i geoteknik" 2. udgave.

Der er i følgende afsnit gennemgået beregningsfremgangsmåden, og der er i appendiks 6 beregnet det reelle stribefundament, hvorefter resultaterne er indsat i rapporten.

Der udføres stribefundamenter der bærer væggene med etagedæk fra begge sider, udformningen fremgår af Figur 16.



Figur 16 - Illustration af fundament for dobbelt dæk-bærende væg

Den totale last på jorden findes ved:

$$P_d = (P_{etager} + \rho_{beton} * h_{fundament} * l_{fundament} + \rho_{leca} * h_{skaft} * l_{skaft} + \rho_{isolering} * h_{isolering} * l_{isolering} + \rho_{sand} * h_{sand} * l_{sand}) * \psi_p * K_{FI}$$

Herefter skal spændingerne der skal overføres til jorden beregnes, dette gøres ved:

$$\sigma_d = \frac{V_{ed}}{A'}$$

Dette er beregnet i appendiks 6, til $547,39 \frac{kN}{m^2}$.

Det forudsættes at alt organisk materiale skal fjernes. Dette ligger med en varierende dybde ned i en maksimal dybde af ca. 2 m.

Det er af boreprøverne dokumenteret at der ikke er fundet grundvandsspejl i 5 m dybde. Der vil derfor blive regnet på drænet sand. Da der regnes på friktionsjord, regnes disse ikke at have kohæsive egenskaber. Der vil desuden kunne ses bort fra det sidste led i den generelle bæreevneformel, da denne tager hensyn til dybden af fundamentet, og dette ikke tages i regning ved friktionsjord.

Herefter skal fundamentets lodrette bæreevne bestemmes dette gøres ud fra den reducerede bæreevneformel:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} * \gamma' * b' * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} + q' * N_q * s_q * i_q$$

Hvor:

R'	Er den effektive bæreevne ved fundamentsunderkant
A'	Er det effektive fundamentsareal
γ'	Er den effektive rumvægt af materialet under fundamentet
b'	Er den effektive bredde af fundamentet
N_{γ}/N_q	Er bæreevnefaktorer
s_{γ}/s_q	Er formfaktorer
i_{γ}/i_q	Er hældningsfaktorer
q'	Er det effektive overlejringstryk

Det effektive fundamentsareal bestemmes til den geometriske længde og bredde, da der beregnes for "skillerumsfundamenter" og lasten derfor vil ramme ned i midtpunktet af fundamentet, uden eksentricitet.

Da der for boringerne ikke er fundet noget grundvandsspejl sættes den effektive rumvægt af friktionsjorden, jf. den geotekniske rapport, til 18 kN/m³.

Den effektive bredde af fundamentet sættes til den geometriske.

Bæreevnefaktorerne beregnes ved:

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi * \tan \varphi)}$$

Og:

$$N_{\gamma} = \frac{1}{4} * \left((N_q - 1) \cos \varphi \right)^{\frac{3}{2}}$$

Hvor den regningsmæssige friktionsvinkel bestemmes ved:

$$\varphi_d' = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_{\varphi}} \right)$$

Hvor:

γ_φ Sættes til 1,2 jf. tabel A.2-1 NA i det nationale anneks

Formfaktorerne beregnes ved:

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * \frac{b'}{l'}$$

Og:

$$s_q = 1 + 0,2 * \frac{b'}{l'}$$

Dog vil begge disse blive = 1 da, længden anses for meget længere end bredden.

Hældningsfaktorerne kan bestemmes ved:

$$i_\gamma = i_q^2$$

Og hvor:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' * c' * \cot \varphi}\right)^2$$

Men da den effektive kohæsion c' for friktionsjord er 0 forsvinder det sidste led, og udtrykket bliver:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^2$$

Hvor:

H Er den horisontale kraft

V Er den vertikale kraft

Dog vil begge værdier i dette tilfælde blive sat til 1,0 da den vandrette last $H = 0$.

Herefter skal den effektive overlejringstryk bestemmes dette gøres for den side af fundamentet der vil have lettest ved at bryde. Da det er samme opbygning på begge sider af fundamentet vil der kun blive udregnet én værdi. Denne beregnes ved:

$$q' = g_{k,beton} * t_{beton} + g_{k,isolering} * t_{isolering} + g_{k,sand} * t_{sand}$$

Hvor:

Første led tager hensyn til betongulvet.

Andet led tager hensyn til isoleringen

Tredje led tager hensyn til sandet.

Jordens bæreevne er beregnet i appendiks 6 til $646,96 \frac{kN}{m^2}$.

Det anses herefter for eftervist at jordens bæreevne er tilstrækkelig da:

$$646,96 \frac{kN}{m^2} > 547,39 \frac{kN}{m^2}$$

13.2.1 Glidningskontrol

Det skal herefter eftervises at der ikke sker glidning.

Først skal den minimale lodrette last bestemmes dette gøres ud fra den minimale værdi fra figur 1 i appendiks 2. Der skal dog tillægges lasten fra fundamentet og disse skal reduceres med 0,9 da egenlasten virker til gunst.

Beregningerne er udført i appendiks 6 og der er foretaget en gennemgang af beregningerne nedenfor, den lodrette kraft bestemmes ved:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \left((V_{ed,etager} + g_{k,beton} * A_{fundament} + g_{k,skaft}) * \gamma_{gk,gunst} \right) * l_{bygning} \\ &= 1750,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

Herefter skal den vandrette kraft bestemmes dette gøres ved:

$$W_{Ed} = (W_e * A_{facadeoplend}) * 1,5 = 80,91 \frac{kN}{m^2}$$

Herefter kan det eftervises at:

$$1750,53 \frac{kN}{m^2} > 80,91 \frac{kN}{m^2}$$

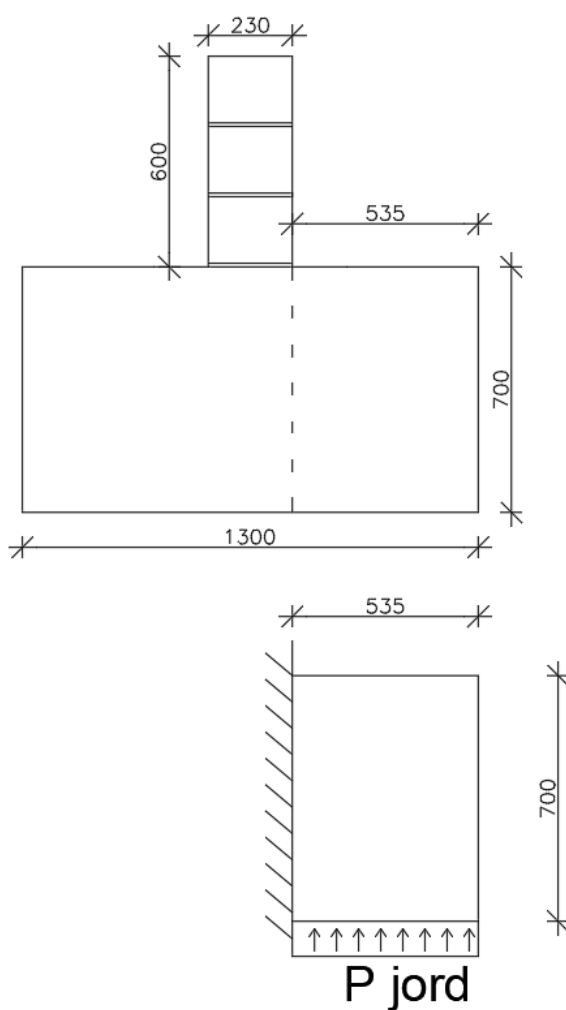
Det anses derfor for eftervist at der ikke sker glidning. Der vil ud over den beregnede glidningskapacitet, ydermere være et ikke medtaget bidrag fra den masse af sand der skal fortrænges ved glidningen af fundamentet.

13.2.2 Armering af stribefundament

Armeringen af fundamentet blive beregnet for stribefundamentet dimensioneret ovenfor. Der vil blive dimensioneret 1 meter af længden af fundamentet og den nødvendige armering i denne del vil blive benyttet på hele længden af fundamentet.

Ved dimensionering af armering, vil højre side af fundamentet blive betragtet som en udkraget bjælke, da bruddet vil fremkomme i denne linje. Undersidearmeringen skal kunne optage det moment der opstår ved at jorden vil presse den udkragede del opad.

Udformningen af fundamentet og det statiske system fremgår af Figur 17.



Figur 17 - Illustration af fundamentet og statisk system

For at bestemme det nødvendige armeringsareal skal det maksimale spænding i jorden bestemmes, dette gøres ved:

$$\sigma_{max} = \frac{P_d}{A_{pr\ lbm.\ fundam.}} = 0,547\ MPa$$

Fundamentet betragtes som en indspændt bjælke som vist på Figur 17.

Herefter skal lasten pr lbm. fundament bestemmes, dette gøres ved:

$$P_{jord} = \sigma_{max} * b = 547 \frac{kN}{m}$$

Momentet pr lbm. fundament bestemmes til:

$$M_{Ed} = P_{jord} * l = 292,65 \frac{kNm}{m}$$

Den effektive højde af armeringen bestemmes til:

$$d = h - C - R_{armering} = 670 \text{ mm}$$

Hvor:

h Er højden af fundamentet

C Er afstanden fra UK-fundament til UK-armering

$R_{armering}$ Er radius af armeringen

Herefter skal den dimensionsløse størrelse, μ , bestemmes, dette gøres ved:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b * (d)^2 * f_{cd}} = 0,047$$

Armeringsgraden kan herefter bestemmes dette gøres ved:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 0,048$$

Det skal herefter undersøges om armeringsgraden overholder grænseværdierne, dette gøres ved:

$$\omega \geq \omega_{min} = \begin{cases} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,035 \\ 0,0013 * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,043 \end{cases} \quad OK$$

Herefter skal det eftervises at:

$$\omega \leq \omega_{bal} = \lambda * \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,48 \text{ OK}$$

Og til sidst:

$$\omega \leq \omega_{max} = 0,044 * \frac{f_{yd}}{\eta * f_{cd}} = 1,46 \text{ OK}$$

Det er herefter eftervist at armeringsgraden overholder grænseværdierne.

Det nødvendige armeringsareal kan herefter bestemmes, dette gøres ved:

$$A_s = \omega * \frac{b * d * \eta * f_{cd}}{f_{yd}} = 969,01 \text{ mm}^2$$

Der armeres med tentorstål med en diameter på 12 mm pr 100 x 100 mm, og dette giver et armeringsareal på 1130 mm²

Det anses derfor for eftervist at det valgte armeringsareal er tilstrækkeligt da:

$$1130 \text{ mm}^2 > 969,01 \text{ mm}^2$$

Herefter skal den nødvendige armering i oversiden bestemmes, det er dog valgt ikke at gennemføre disse beregninger da det er de samme udregninger. Der er derfor bare forudsat at der indlægges samme armering i toppen som i bunden, da dette er på den sikre side.

Det er ligeledes nødvendigt at dimensionere længdearmeringen for stribefundamenterne, dette skal gøres for de fundamenter, der som den ovenfor beregnede, bærer dæk fra begge sider. Det er ligeledes nødvendigt at dimensionere længdearmeringen for de fundamenter der indeholder lodret forankring af væggene. Disse vægge vil ikke have en lige så stor lodret last da disse ikke bærer nogen dæklaster. Disse fundamenter vil i stedet blive udsat for et stort moment fra den last fra den lodrette forankring.

Det har dog været nødvendigt at afgrænse fra disse udregninger grundet den korte periode der har været til dette projekt.

13.2.2.1 Tværarmering

Tværarmeringen bør, jf. DS/EN 1992-1-1 kap. 8.7.4, minimum have samme areal som den største armering der stødes, (i dette tilfælde Y12 med $A_s = 113 \text{ mm}^2$). Der vælges at benytte 4 stk. Y10 bøjler af tentorstål pr meter til tværarmering, dette giver et armeringsareal på:

$$A_s = (5^2 \text{ mm} * \pi) * 4 \text{ stk}/\text{m} = 314,16 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Det anses herefter for eftervist at dette er tilstrækkeligt da:

$$314,16 \text{ mm}^2/\text{m} > 113 \text{ mm}^2/\text{m}$$

14 Samlinger

14.1 Samling mellem dæk og bagvæg

Der vil i det følgende blive dimensioneret det nødvendige omfang af lodrette strittere til at overføre reaktionerne fra alpha-metoden, til de stabiliserende vægge.

Den undersøgte væg er væg x4, og x15 på 1-sal med vind på langs som har huldæk liggende af på begge sider. Det er den hårdest vandret belastede væg pr løbende meter i byggeriet. Det er valgt at benytte den samme afstand mellem alle klæbeankre for at undgå montagefejl på byggepladsen.

Den regningsmæssige forskydning pr. m:

$$V_{Ed} = \left(\frac{56,39 \text{ kN} + 1,14 \text{ kN}}{10,38 \text{ m}} \right) = 5,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Herefter er der fundet en tabel fra Expandets hjemmeside for deres klæbemasse ESI xtreme pro til klæbeankre. I tabellen fremgår klæbemassens styrker i kalksandsten, styrkerne fremgår af Tabel 16.

ESI & EVL Xtreme Pro i Kalksandsten KS-NF - boring med & uden slag¹⁾

GEVINDSTANG ³⁾	SIHYLSE	BOR DIAMETER	BOR/ SÆTTEDYBDE I STEN	STEN STØRRELSE (L x B x H)	MIN. TRYK STYRKE	REGNINGS- MÆSSIG BÆREEVNE, DIREKTETRÆK ²⁾ (kN)	REGNINGS- MÆSSIGE FORSKYDINGS BÆREEVNE (kN)
(MM)	(MM)	(MM)	(MM)	(MM)	(N/MM²)		
M8	–	10	80	240 x 115 x 71	20	2,40 (3,53)	1,60 (2,35)
M10	–	12	90			2,40 (3,53)	1,80 (2,65)
M12	–	14	100			2,40 (3,53)	1,60 (2,35)
M16	–	18	100			2,00 (2,94)	1,60 (2,35)

¹⁾ Regningsmæssig bæreevne uden kant og/ eller indbyrdes afstand. For flere detaljer og kombinationer se ETA

²⁾ Værdier i parentes () er med ym 1,7 iht. Dansk Nationalt Anneks

³⁾ Gevindstang: El-galv. og varmgalvaniseret min: ≥ 5.6 stål. Syrefast A4: ≥ klasse 70

Tabel 16 - Viser kapaciteter for ESI Xtreme pro i kalksandsten, tabellen er hentet fra Expandet's hjemmeside

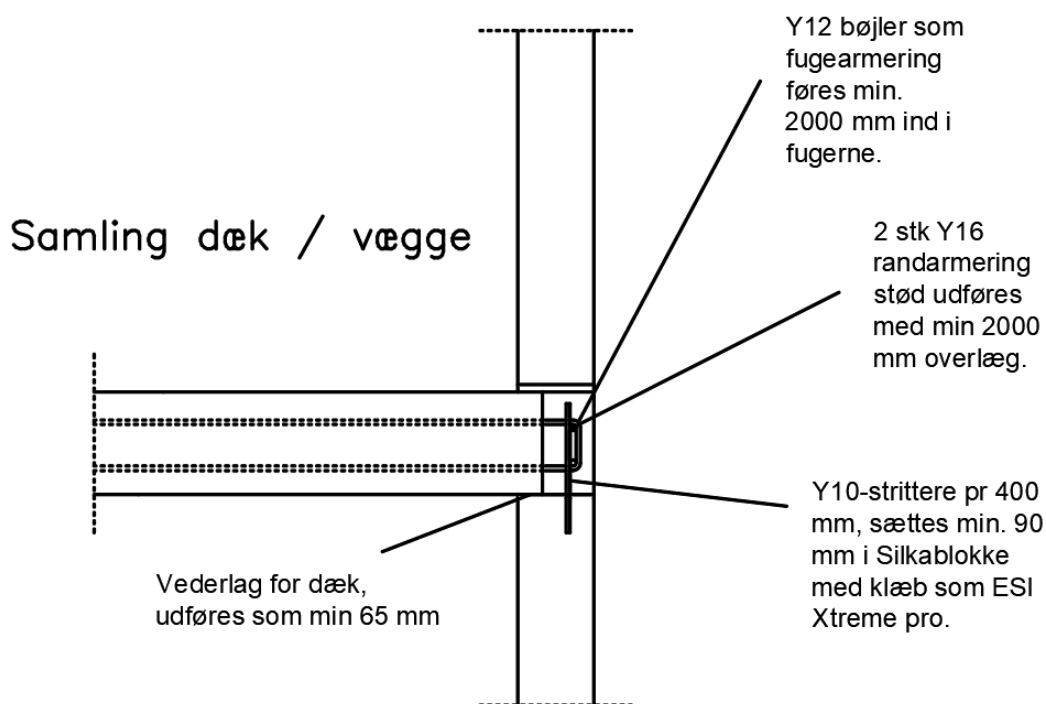
Det er herefter muligt at beregne den regningsmæssige forskydningskapacitet for et 10 mm klæbeanker pr. 0,4 m, af typen ESI Xtreme-pro fra Expandet:

$$V_{Rd} = \frac{2,65 \frac{\text{kN}}{\text{stk}}}{0,4 \text{ m}} = 6,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dermed er:

$$6,53 \frac{kN}{m} > 5,54 \frac{kN}{m} \text{ OK}$$

Det anses herefter for eftervist, at det er tilstrækkeligt med 1 stk. 10 mm tentorstål pr 0,4 m i denne, samt de resterende dæksamlinger, se Figur 18, eller tegningsmappen.



Figur 18 - Detaljetegning af samling mellem dæk og bagvægge.

14.2 Vederlagstryk

Der undersøges for om Silka-blokkene kan optage det maksimale vederlagstryk der fremkommer, ved de maksimale lodrette laster. Undersøgelsen er foretaget for 1 m væg, der bærer et dæk med det længst mulige spænd (i dette tilfælde $9,05/2 = 4,53$ m).

Vederlagsarealet:

$$A = 200 \text{ mm} * 1000 \text{ mm} = 200000 \text{ mm}^2$$

Den maksimale lodrette last findes af figur 1 i appendiks 2 til $242,4 \text{ kN/m}$.

Det dimensionsgivende lasttilfælde er ved dominerende egenlast, og sne og nyttelasten vil derfor ikke blive vist her, den maksimale last bliver:

Regningsmæssig last:

$$1,2 * 242,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{ed} = 290,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Spændingen fra lasten bliver:

$$\sigma_d = \frac{\left(290,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 10^3\right)}{200000 \text{ mm}^2} = 1,45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Den karakteristiske kapacitet af Silka-blokkene er jf. Silkas datablad på $12,2 \text{ N/mm}^2$

Den regningsmæssige kapacitet:

$$\frac{12,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,6 * 2,2} = 3,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Hvor:

Kategori 1 mursten $\gamma_c = 1,6$ jf. DK NA Tabel 2.4.3a

$\gamma_3 = 2,2$ jf. DS/EN 1996-1-1 kapitel 2.4.3

$$3,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > 1,45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Det anses herefter for eftervist at vederlagstrykket ikke overstiger stenenes kapacitet.

14.3 Hammerhoved udsparring

Der vil i følgende afsnit blive gennemgået et beregningseksempel for dimensionering af forskydningsarmeringen samt afstanden imellem "hammerhovedudsparringerne"

Det eftervises at én hammerhovedudsparring pr 1500 mm med 2 stk. Y10 armeringsbøjler er tilstrækkeligt for de maksimale forskydningskræfter der optræder i samlingen mellem dækskiven og væggene i del 1 Y1 og Y2. De maksimale laster for denne samling er fundet i appendiks 3 alfametode for del 1, 1-sal.

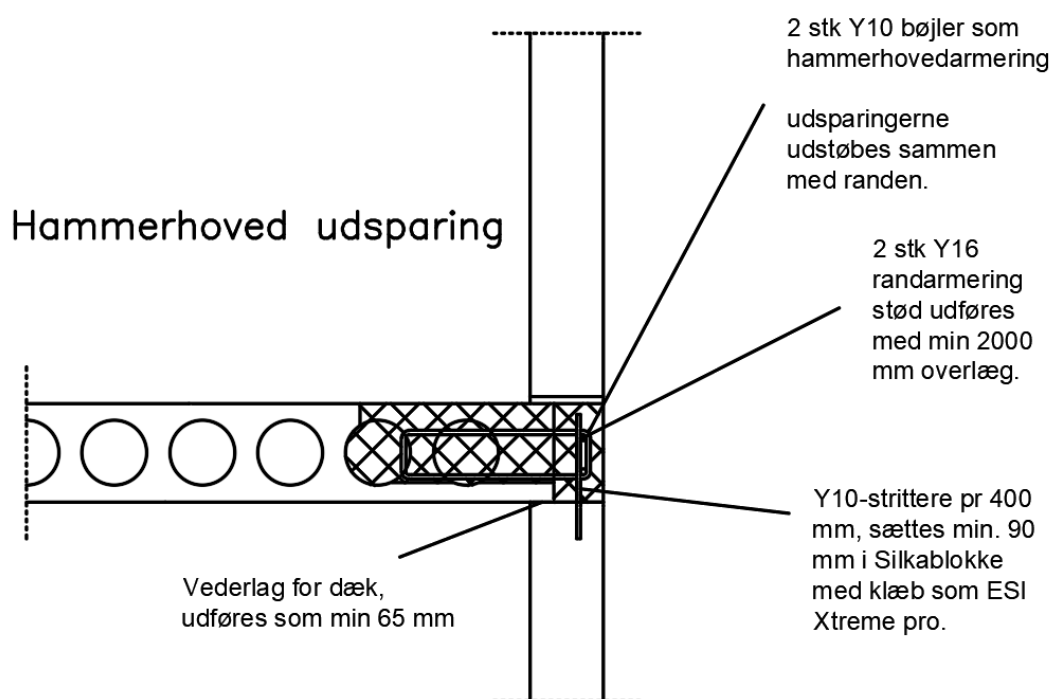
De maksimale laster er fundet til:

$$1,62 \text{ kN} + 0,78 \text{ kN} = 2,4 \text{ kN}$$

Længden af vægfeltet findes til 3,7 m i Autocad, forskydningskraften bliver:

$$\frac{2,4 \text{ kN}}{3,70 \text{ m}} = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Der armeres med 2 stk. 10 mm armeringsbøjler pr 1500 mm, da dette overholder både robusthedskravene samt BS60 kravene, se appendiks 6, og der vil derfor ikke blive regnet yderligere på dette.



Figur 19 - Detaljetegning af hammerhovedudsparring

14.4 Samling gevindstang i beton

Der vil i følgende afsnit blive beregnet for gennemlokning af betonen, den benyttede metode stammer fra betonkonstruktioner 2. udgave. Det er undersøgt for bæreevne uden forskydningsarmering. Dette er på den sikre side, da denne fordeling af kræfterne virker til gunst.

Der er undersøgt for det maksimale moment, fundet i stabilitetsafsnittet for væg Y4 del 1, på 403,48 kNm

Først skal trækraften bestemmes, dette gøres ved:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{l} - g_d = 74,86 \text{ kN}$$

Hvor:

M_{Ed}	Er det maksimale momentet, fundet i stabilitetsafsnittet
l	Er længden af væggen fra hjørne til armeringsstangen
g_d	Er egenlasten af væggene, multipliceret med 0,9 da denne virker til gunst

Der er indlagt armering i både top og bund og der skal derfor findes de forskellige nyttehøjder. Begge beregnes ved:

$$d_1 = h - c - \frac{1}{2} * \phi_{armering} = 469 \text{ mm}$$

$$d_2 = h - c - 1,5 * \phi_{armering} = 457 \text{ mm}$$

Og herefter den gennemsnitlige nyttehøjde:

$$d = \frac{1}{2} * (d_1 + d_2) = 463 \text{ mm}$$

Herefter skal længden af kontrolperimeteren bestemmes:

$$u_1 = 2 * (b + h + 2 * \pi * d) = 7018 \text{ mm}$$

Herefter skal armeringsforholdet bestemmes dette gøres ligeledes for både den øvre og den nedre armering ved:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{d_1 * \text{afstanden mellem armeringen}} = 0,0024$$

$$\rho_2 = \frac{A_s}{d_2 * \text{afstanden mellem armeringen}} = 0,0025$$

Den maksimale bæreevne findes herefter til:

$$N_{Rd,max} = 0,5 * v * f_{cd} * u * d = 13452 \text{ kN}$$

Hvor:

v	Er effektivitetsfaktoren som jf. DK/NA for DS/EN 1992-1-1 findes til 0,6
-----	--

Herefter skal den regningsmæssige gennemlokningsbæreevne bestemmes, dette gøres for den mindste af:

$$n_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1 * \sigma_{cp} = 0,35 \text{ MPa}$$

Eller:

$$n_{Rd,c} = \frac{0,05}{\gamma_c} * k^{\frac{2}{3}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0,1 * \sigma_{cp} = 0,216 \text{ MPa}$$

Herefter kan bæreevnen bestemmes ved:

$$N_{Rd} = n_{Rd} * u_1 * d = 701,86 \text{ kN} < N_{Rd,max} \text{ OK}$$

Herefter skal det eftervises at kapaciteten er større end lasten dette gøres ved:

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

Da:

$$701,86 \text{ kN} > 74,86 \text{ kN OK}$$

Det er herefter eftervist at kapaciteten af en 100 x 100 mm plade i enden af gevindstangen, med en sættedybde på 500 mm er tilstrækkeligt. Det kunne ligeledes undersøges for bukning af pladen, da denne bæreevne formegentlig ikke er lige så stor. Det er dog vurderet at, da denne plade er indstøbt i vibreret beton, vil betonens stivhed hjælpe pladen med at undgå bukning, og dette vurderes tilstrækkeligt. Der vil derfor ikke blive undersøgt yderligere for denne samling.

14.5 Samling plade for gevindstang og Silkablokke.

Det skal ligeledes kontrolleres om en plade 20 med dimensionerne 200 x 300 i toppen af gevindstangen kan modstå kræfterne, og om Silkablokkene kan modstå vederlagstryk.

Det maksimale moment er ligeledes fundet i stabilitetsafsnittet for væg Y4 del 1, til 403,48 kNm

Denne omregnes til en trækraft:

$$F_{ted} = \frac{M_{Ed}}{l} - g_d = 74,26 \text{ kN}$$

Herefter skal momentet i pladen bestemmes dette gøres ved:

$$M_{Ed2} = \frac{1}{2} * \frac{F_{ted}}{l_{plade}} * l_{udhæng}^2 = 2,78 \text{ kNm}$$

Herefter skal kapaciteten af pladen bestemmes dette gøres ved:

$$M_{Rd} = \left(\frac{1}{6} * b * t^2 \right) * f_{yd} * \frac{1}{\gamma_s} * 10^{-6} = 2,85 \text{ kNm}$$

Det er hermed eftervist at kapaciteten af pladen er tilstrækkelig da:

$$2,85 \text{ kNm} > 2,78 \text{ kNm OK}$$

14.6 Hulrand gennemlokning

Kapaciteten af en plade 20 med en gevindstang i kvalitet 8.8, og en M20 bolt giver en kapacitet mod gennemlokning på 200 kN jf. teknisk ståbi tabel 6.55. Dette anses for tilstrækkeligt da kraften kun er på 74,26 kN, og der vil derfor ikke blive kontrolleret yderligere.

14.7 Vederlagstryk

Vederlagstrykket for pladen på Silkeblokkene skal ligeledes undersøges, dette gøres nedenfor dog med tal i appendiks 6.

Det skal kontrolleres at:

$$\sigma_{Rd} > \sigma_{Ed}$$

Først skal spændingerne bestemmes dette gøres ved:

$$\sigma_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{plade}} = 1,24 \text{ MPa}$$

Og herefter skal kapaciteten af blokkene bestemmes dette gøres ved:

$$\sigma_{Rd} = \frac{f_k}{\gamma_c * \gamma_3} = 7,625 \text{ MPa}$$

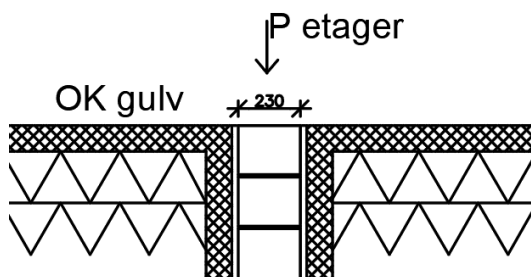
Det kan hermed eftervises at kapaciteten er tilstrækkelig da:

$$7,625 \text{ MPa} > 1,24 \text{ MPa OK}$$

14.8 Kontrol af Lecablok

Det er som ekstra sikkerhed valgt at kontrollere Lecablokken for den højeste lodrette last.

Det har dog været nødvendigt at forstærke lecablokken med en beton-nedstøbning langs begge sider for at stabilisere Lecablokken. Alternativt kunne Lecablokkene eventuelt have været erstattet med en betonsokkel op til overkant betongulv.



Figur 20 - Illustration af forstærket sokkelopbygning

Lecablokkenes kapaciteter er opgjort i Tabel 17, som kommer direkte fra Leca's datablad for deres Lecablokke.

			Leca® blokke 600 og Leca® termblokvanger, MPa	Leca® blokke 800, MPa
Basistrykstyrke	Karakteristisk	f_k	2,30	3,8
	Regningsmæssig	f_d	1,44	2,38
Vederlagstrykstyrke	Regningsmæssig	f_d	1,44	2,38
	Ved tilstrækkelig sidesøtte	f_d	1,87	3,09
Elasticitetsmodul	Karakteristisk	E_k	2300	3800
	Regningsmæssig	E_d	1437	2375
Bøjningstrækstyrke, liggefugerne	Karakteristisk	f_{xk1}	0,20	0,20
	Regningsmæssig	f_{xd1}	0,12	0,12
Bøjningstrækstyrke, studsugerne	Karakteristisk	f_{xk2}	0,45	0,45
	Regningsmæssig	f_{xd2}	0,26	0,26

Tabel 17 - Styrkeparametre for lecablokke, taget fra Leca's datablad

Der vil blive undersøgt for en meter af blokkene.

Herefter skal den maksimale spænding fra den lodrette last bestemmes dette gøres ved:

$$\sigma_{max} = \frac{P_{max}}{A} = 3,09 \text{ MPa}$$

Der benyttes lecablokke 800, og det vurderes at der med betongulve som nedstøbes langs siderne af lecablokkene på begge sider, se Figur 20, er tilstrækkelig med sidestøtte. Den regningsmæssige kapacitet af Lecablokkene er derfor på 3,09 MPa.

Og da:

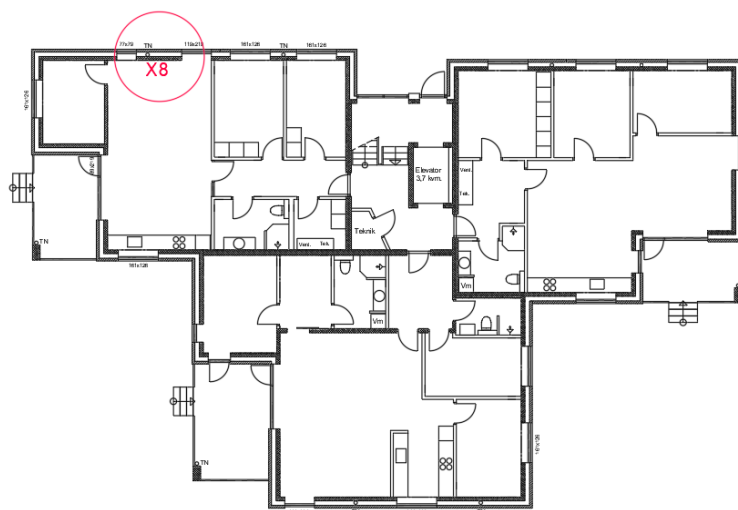
$$3,09 \text{ MPa} \leq 3,09 \text{ MPa}$$

Anses herefter for eftervist at kapaciteten af lecablokkene er tilstrækkelig.

15 Robusthed

15.1 Bortfald af bærende facadevæg.

I det efterfølgende eftervises det at randarmeringen for etagedækkene, kan optage den ekstra last der fremkommer hvis en facadevæg bortfalder. Der er valgt at se på bortfald af væg "x8" fra Del 1, hvor det er væggen i stueetagen der fjernes. Placeringen af væg x8 fremgår af Figur 21, illustration af facaden efter elementet er bortfaldet kan ses på Figur 22.



Figur 21 - Placering af væg x8



Figur 22 - illustration af bortfaldet facadeelement

Den lodrette last etagedækket udsættes for, er beregnet i appendiks 4 til $169,5 \frac{kN}{m}$. Der kunne have været benyttet nogle mindre partialkoefficienter, da der er tale om et ulykkestilfælde, det er dog konservativt valgt at benytte lasten beregnet tidligere.

Lasten fremkommer af de lodrette laster som kommer fra etagedækket samt bagvæggen der står af på dette dæk. Disse laster vil ved bortfald af et element, skulle optages i randarmeringen og føres ud til elementerne ved siden af.

Momentet beregnes:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * 169,5 \frac{kN}{m} * (3,85 m)^2 = 314,1 kNm$$

Kraften randarmeringen skal kunne optage:

$$F = \frac{314,1 kNm}{3,85 m} = 81,57 kN$$

Tværsnitsarealet for 2 Y16 tentorstål:

$$A_s = (8^2 * \pi) * 2 stk = 402,12 mm^2$$

Trækkapaciteten bliver:

$$F_{Rd} = \frac{402,12 \text{ mm}^2 * 458 \text{ MPa}}{10^3} = 184,17 \text{ kN}$$

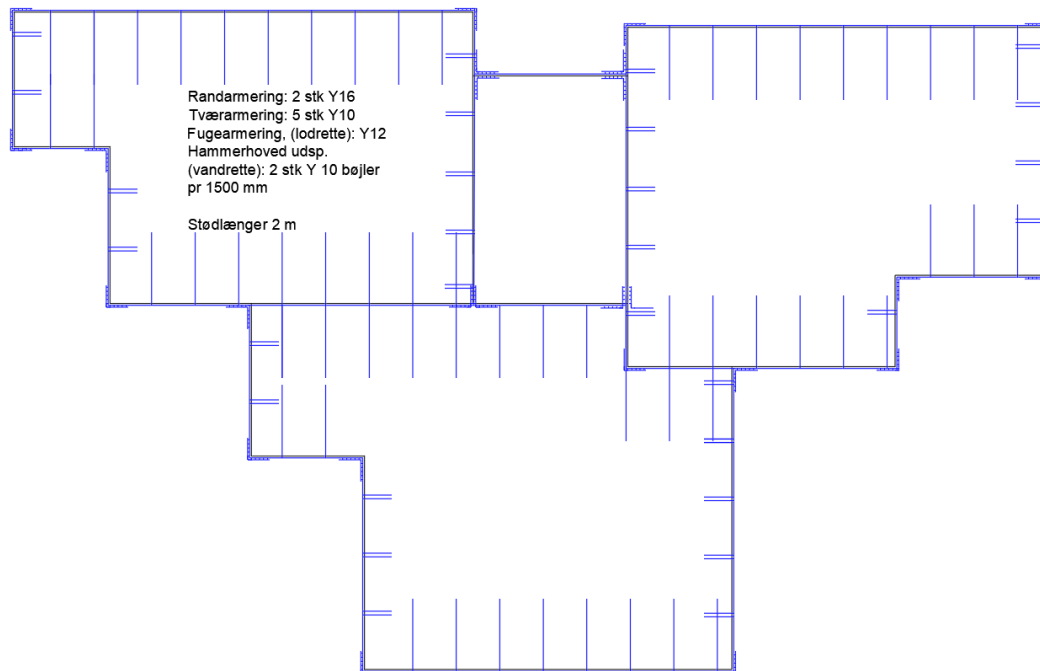
Da:

$$184,17 \text{ kN} > 81,57 \text{ kN}$$

Anses det for eftervist at randarmeringen er tilstrækkelig til at optage de fremkomne laster.

16 Armeringsplan

De udregnede dimensioner og antal, er herefter indsat på en armeringsplan, se Figur 23, eller tegningsmappen.



Figur 23 – Armeringsplan

17 Konklusion

Projektet har omhandlet et nybygget etagebyggeri, i Hovedgaden i Billund, og fokus for denne rapport har været stabiliteten af bygværket, samt beregninger for murværket.

Der er benyttet Alpha-metoden til fordeling af vandrette kræfter til de stabiliserende vægge.

Alle vægelementer er blevet undersøgt og stabiliteten er sikret for hele byggeriet, i forhold til væltning, glidning og knusning. Der er desuden blevet set på lodret samt tværbelastet murværk, både ved håndberegninger samt med beregningsprogrammet EC6 Design. Samlingerne der skal føre lasterne gennem konstruktionen og ned til fundamentet er blevet dimensioneret samt optegnet.

Det er for langt de fleste beregninger i rapporten valgt ikke at udføre dimensioneringen af samtlige elementer. Dette er gjort da det er vurderet at der for denne rapport ikke er grund til at gennemføre den samme beregning gentagne gange. Der er dog for lastfordeling samt stabiliteten valgt at gennemregne for alle væggene, for fuldstændighedens skyld.

Der er også i rapporten blevet undersøgt for robustheden af byggeriet, da det er vurderet at dette er et væsentligt punkt som ikke medfører de store ekstra omkostninger i udførelsen.

Der er blevet dimensioneret et sribefundament for den hårdest belastede væg, og herefter er den nødvendige armering blevet beregnet til dette fundament.

Til sidst er samlingerne for gevindstængerne blevet dimensioneret.

På baggrund af ovenstående konkluderes det at stabiliteten af byggeriet er sikret i tilstrækkeligt omfang, og i overensstemmelse med gældende Eurocodes og nationale annekser.

Appendiks

18 Indhold

Projektering af etagebyggeri	1
1 Forord	5
1.1 Læsevejledning	5
3 Indledning	10
4 A1. Designgrundlag	11
5 Afgrænsninger	11
6 Henvisninger	11
6.1 Eurocodes og nationale annekser	11
6.2 Litteratur	11
6.3 Software	12
7 Statisk projektering	12
7.1 Byggeriets materialer og opbygning	13
7.2 Statisk virkemåde	14
7.3 Brandtekniske forhold	14
7.4 Forudsætninger	14
7.4.1 Beton og armeringsstål	14
7.4.2 Murværk	16
7.4.3 Geotekniske forhold	17
8 Laster	17
8.1 Egenlast	17
8.2 Sne	18
8.3 Vind	19
8.3.1 Indvendig vindlast	22
9 A2. Statiske beregninger	23
10 Lodret lastnedføring	23
10.1 Reduktion af nyttelast	23
10.2 Lastnedføring	23
11 Hovedstabilitet	26
11.1 α -metoden	30
11.1.1 Reaktioner resultater	34

12	Stabilitet af murfelter	39
12.1	Væltning	39
12.2	Knusning	41
12.3	Glidning	42
12.3.1	Resultater	42
12.4	Tværbelastede murværk	52
12.5	Optagelse af vandrette reaktioner gennem pappet	53
12.6	Lodret belastet murværk	55
12.7	Understøtningsforhold	57
12.8	Murskiver	58
12.9	Eftervisning af dæk	58
12.10	Laster	59
12.11	Bæreevne af dækelementer	59
12.11.2	Revnebæreevnen	60
12.11.3	Balancebæreevnen	60
12.12	Eftervisning af dækskive	61
12.13	Forankringslængder	62
12.14	Fugearmering	62
12.14.1	Tværarmering	63
13	Fundamenter	65
13.1	Geoteknik	65
13.2	Dimensionering af fundament	65
13.2.1	Glidningskontrol	69
13.2.2	Armering af sribefundament	70
14	Samlinger	73
14.1	Samling mellem dæk og bagvæg	73
14.2	Vederlagstryk	74
14.3	Hammerhoved udsparring	75
14.4	Samling gevindstang i beton	76
14.5	Samling plade for gevindstang og Silkablokke	78
14.6	Hulrand gennemlokning	79
14.7	Vederlagstryk	79
14.8	Kontrol af Lecablok	80

15	Robusthed	81
15.1	Bortfald af bærende facadevæg.	81
16	Armeringsplan	84
17	Konklusion	85
	Appendiks	86
19	Appendiks 1	90
20	Laster	90
20.1	Last fra lette skillevægge	90
21	Appendiks 2	91
22	Lastnedføring	91
23		92
24	Beregning af vindlaster	92
1.1.1	Seismisk last eller vandret masselast	94
1.1.2	Geometriske imperfektioner	99
24.1	Lastopgørelser	100
25	Appendiks 3	101
26	α -metoden	101
26.1	Hovedstabilitet	106
26.1.1	Del 1	107
26.1.2	Del 2	111
26.1.3	Hel bygning	117
27	Appendiks 4	128
27.1	Lodret belastet murværk	128
27.2	Lodret belastet væg beregnet i EC6design	129
27.3	Optagelse af vandrette reaktioner gennem pap	132
27.4	Tværbelastet murværk	133
27.5	Tværbelastet væg beregnet i EC6design	134
27.6	Murskiver	137
28	Appendiks 5	142
28.1	Tværsnit af dækelementer	142
29	Appendiks 6	144
30	Fundamenter	144
30.1	Geoteknisk rapport	144

30.2	Dimensionering af sribefundament	161
30.3	Glidning af fundament	163
30.4	Armering af sribefundament	163
30.5	Detalje af hammerhovedudsparing	166
30.6	Kontrol af Lecablok.....	167
30.7	Samling af gevindstang i beton	167
30.8	Samling mellem plade for gevindstang og Silkablokke.	169
30.8.1	Vederlagstryk	170

19 Appendiks 1

20 Laster

I appendiks 1 vil alle laster der virker på konstruktionen blive udregnet. Bygningen er for nogle af lasterne blevet opdelt for at overskueliggøre udregningerne af disse.

20.1 Last fra lette skillevægge

I det følgende vil lasten der påvirker etagedækket pr m² blive udregnet. For at overskueliggøre udregningerne, er det valgt at udregne lasten for den værst belastede af punkthusene, og benytte denne last på alle tre punkthuse. Dette er et ugunstigt valg men det vurderes at dette ikke vil tilføje meget ekstra last da bygningerne er udført så de er meget ens.

De lette skillevægge består af 2 lag 12,5 mm gips med et mellemliggende isoleret regelskelet.

Komponenter	$\left(\frac{kN}{m^2}\right)$
Gips 2 lag a 12,5 mm	0,164
Regelskelet m. isolering	0,15
I alt	0,314

Antal m lette skillevægge (opmålt i AutoCad): 23,59 m

Højden af væggene er 2.8 m og arealet af de lette vægge bliver derfor:

$$2,8 \text{ m} * 23,59 \text{ m} = 66,04 \text{ m}^2$$

Det er herefter muligt at udregne lasten:

$$0,314 \frac{kN}{m^2} * 66,04 \text{ m}^2 = 20,74 \text{ kN}$$

Disse skal derefter fordeles ud på etage-kvadratmeterne, som uden altanen er på 95 m²:

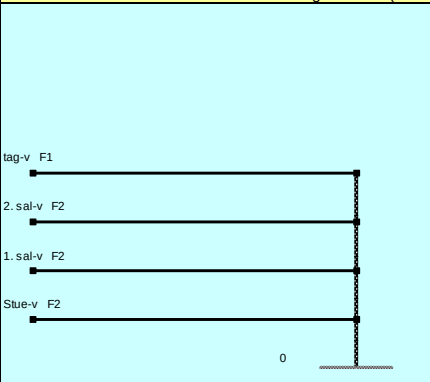
$$\frac{20,74 \text{ kN}}{95 \text{ m}^2} = 0,22 \frac{kN}{m^2}$$

21 Appendiks 2

22 Lastnedføring

Der vil i følgende afsnit blive redegjort for de laster der føres lodret ned gennem konstruktionen.

Da de 3 punkthuse er omtrent samme dimension vil der kun blive udført lastnedføring for de mest ugunstige bygningdele. I maximal-lasttilfældet, er dette bolig 2 jf. tegning nr.170, da denne har et dækelement der spænder over 9,21 m og dette er dermed det længste spænd. For minimumslasten er der set på en ydermur som ikke bærer dækelementer, også i bygning 2.

Sag: Hovedgaden 35-39 Emne: Bolig 2 Vedvarende dimensioneringstilstande (kombination 6.10b)				Lastnedføring version 3.0 Udgivet af Betonelement-Foreningen juni 2012			
Nr.: BNL Init:				Gå til lastnedføringsskema for belastning under brand / ulykke			
				Egenvægt, $\gamma_{g,sup} = 1,00$ $\gamma_{g,inf} = 0,90$ Konsekvensklasse: $K_{FI} = 1,00$			
venstre dækfelt L1 højre dækfelt L2 S_v S_h L_v L_h L1 og L2 betegner linielaste. L_v og L_h er dækkens spændvidder. Resultanter på underliggende væg eller bjælke: 				Fladelaste q_k (kN/m ²) $q_{ri,k}$ (kN/m ²) q_k (kN/m ²) γ_q ψ_0 Kategori F0 0,00 0,00 0,00 F1 Tagflade, sne 4,19 1,20 0,80 1,50 0,60 N F2 Boligarealer 6,53 1,50 1,50 1,50 0,50 A F3 Kontorer 0,00 2,00 2,50 1,50 0,60 B F4 Kontor med arkiv 0,00 2,00 7,50 1,50 1,00 E F5 Butiksarealer 0,00 4,00 4,00 1,50 0,60 D NB: EC1 3.3.1(2)P fjerner reelt lastreduktion for kategori E-G i normale lastkombinationer			
Linielaste q_k (kN/m) $q_{ri,k}$ (kN/m) q_k (kN/m) γ_q ψ_0 Kategori L0 0,00 0,00 0,00 L1 Badeværelser 0,00 0,00 0,00 1,50 0,50 A L2 Komprimator 0,00 0,00 0,00 1,50 0,60 D				Linielaste q_k (kN/m) $q_{ri,k}$ (kN/m) q_k (kN/m) γ_q ψ_0 Kategori L0 0,00 0,00 0,00 L1 Badeværelser 0,00 0,00 0,00 1,50 0,50 A L2 Komprimator 0,00 0,00 0,00 1,50 0,60 D			
Etage Egenvægt i bærelinie q_k (kN/m) $q_{ri,k}$ (kN/m) L_v (m) Fladelast Linielast S_v (m) L_h (m) Fladelast Linielast S_h (m) maksimalverdier reducerede verdier minimalverdier n_v (kN/m) n_o (kN/m) n_h (kN/m) n_v (kN/m) n_o (kN/m) n_h (kN/m) n_v (kN/m) n_o (kN/m) n_h (kN/m)				tag 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 2. sal 24,79 9,40 9,21 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 30,3 34,2 0,0 28,1 34,2 0,0 17,4 22,3 0,0 1. sal 27,04 18,24 9,21 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 47,3 109,8 0,0 42,2 107,6 0,0 27,1 64,0 0,0 Stue 27,04 18,24 9,21 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 47,3 200,2 0,0 42,2 195,0 0,0 27,1 115,4 0,0 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 284,5 279,4 0,0 27,1 237,2 0,0 169,5 142,5 0,0			

Figur 24 - lodret lastnedføring for bolig 2

For den del der fungerer som lejlighedsskillemur og har dækelementer liggende af fra begge sider er det i ugunstige situationer valgt at gange lasterne fra ovenstående skema med 2. For de situationer hvor lasten virker til gunst er minimumsværdien, udregnet overfor, benyttet til 169,5 kN/m og derefter ganget med 0,9 jf. teknisk ståbi.

23

24 Beregning af vindlaster

Beregningerne er for vandrette laster på facaderne, og er for både vindtryk og tilhørende sug på bagsiden.

Der benyttes en korrelationsfaktor på 0,85 da h/d er mindre 1,0.

Den regningsmæssige vindlast findes ved:

$$W_{ed} = A * f_f * q_p(z) * k_f * K_{FI} * 1,5$$

Hvor:

A Er arealet

f_f Er formfaktoren

$q_p(z)$ Er peakhastighedsstrykket

k_f Er korrelationsfaktoren

Udregningerne er herefter beregnet ud fra samme fremgangsmåde og er indsat i tabeller nedenfor.

Der er kun foretaget beregninger for vind på facaden samt sug på bagsiden, da dette er det værste lasttilfælde.

Vind på tværs, del 1

Dæk over	Højde (m)	Bredd e (m)	Area l (m ²)	Formfakt or	$q_p(z)$ (kN/m ²)	Korrelationsfakt or	Vandr et last (kN)	Regn . last (kN)
2-sal								
Zone D/E	1,78	15,32	27,26	1,3	0,85	0,85	25,6	
Sum								42,2
1-sal								

Zone D/E	3,31	15,32	50,75	1,3	0,85	0,85	47,7	
Sum								78,6
Stueetage								
Zone D/E	3,06	15,32	49,97	1,3	0,85	0,85	44,1	
Sum								72,8

Tabel 18 - Vindlaster for del 1

Vind på tværs, del 2

Dæk over	Højde (m)	Bredd e (m)	Area l (m²)	Formfakt or	q_p (z) (kN/m²)	Korrelationsfakt or	Vandr et last (kN)	Regn . last (kN)
2-sal								
Zone D/E	1,78	13,63	24,25	1,3	0,85	0,85	22,8	
Sum								37,6
1-sal								
Zone D/E	3,31	13,63	45,15	1,3	0,85	0,85	42,4	
Sum								70,0
Stueetage								
Zone D/E	3,06	13,63	41,79	1,3	0,85	0,85	39,3	
Sum								64,8

Tabel 19 - Vindlaster for del 2

Vind på langs, hele bygningen

Dæk over	Højde (m)	Bredd e (m)	Area l (m ²)	Formfakt or	$q_p(z)$ (kN/m ²)	Korrelationsfakt or	Vandr et last (kN)	Regn . last (kN)
2-sal								
Zone D/E	1,78	18,74	33,3 5	1,3	0,85	0,85	31,3	
Sum								51,7
1-sal								
Zone D/E	3,31	18,74	62,0 8	1,3	0,85	0,85	58,3	
Sum								96,2
Stueetage								
Zone D/E	3,06	18,74	57,5 6	1,3	0,85	0,85	54,0	
Sum								89,0

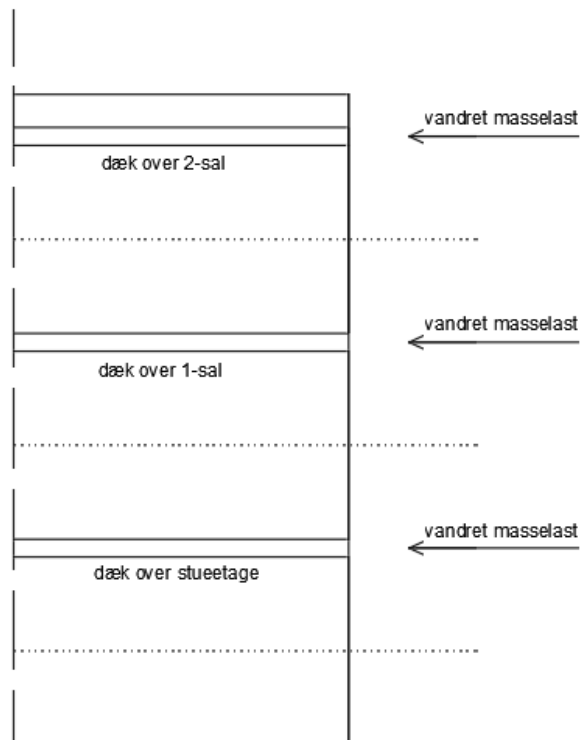
Tabel 20 - Vindlast hel bygning

1.1.1 Seismisk last eller vandret masselast

Den seismiske last beregnes for at sikre konstruktionens stabilitet og styrke mod jordrystelser. Den er en bunden last der skal regnes for alle lodrette karakteristiske laster, og kombineres ikke med andre vandrette laster da det er en ulykkeslast. Den seismiske last regnes som 1,5 % af den samlede lodrette last.

Herunder beregnes den vandrette masselast for byggeriet. Den vandrette masselast beregnes som 1,5% af den summerede karakteristiske egenlast og nyttelast.

Lasten er placeret så denne virker midt i dækskiverne, jf. *Figur 25*.



Figur 25 - Illustration af placeringen for vandret masselast

Udregningen af den vandrette masselast er herefter foretaget i tabellerne nedenfor.

Lastbidrag	Længde (m)	Areal (m ²)	gk (kN/m ²)	qk (kN/m ²)	Gk (kN)	Qk (kN)	Sum (kN)	Masselast (kN)
Dæk over 2-sal								
Tagkonstruktion		198,66	4,19	0,00	832,39	0,00		
Ydervægge	51,33	91,33	5,80	0,00	529,71	0,00		
Lejlighedsskæl	14,29	25,43	4,56	0,00	115,96	0,00		
Sum					1478,06	0,00	1478,06	22,17
Dæk over 1-sal								
Ydervægge	51,33	170,03	5,80	0,00	986,17	0,00		
Lejlighedsskel	14,29	47,34	4,56	0,00	215,87	0,00		
Etagedæk		198,66	6,53	1,50	1297,25	297,99		
Lette skillewægge	23,59	198,66	0,31	0,00	43,71	0,00		
Sum					2543,00	297,99	2840,99	42,61
Dæk over Stueetage								
Ydervægge	51,33	157,34	5,80	0,00	986,17	0,00		
Lejlighedsskel	14,29	43,18	4,56	0,00	199,77	0,00		
Etagedæk	0,00	198,66	6,53	1,50	1297,25	297,99		

Lette skillevægge	23,59	198,66	0,31	0,00	43,71	0,00		
Sum					2526,9	297,99	2824,89	42,37

Tabel 21 - Seismisk last for del 1

Lastbidrag	Længde (m)	Areal (m ²)	gk (kN/m ²)	qk (kN/m ²)	Gk (kN)	Qk (kN)	Sum (kN)	Masselast (kN)
Dæk over 2-sal								
Tagkonstruktion		174,84	4,19	0,00	732,58	0,00		
Ydervægge	46,99	83,62	5,80	0,00	484,99	0,00		
Lejlighedsskæl	10,54	18,76	4,56	0,00	85,53	0,00		
Sum					1303,10	0,00	1303,10	19,55
Dæk over 1-sal								
Ydervægge	46,99	144,07	5,80	0,00	902,80	0,00		
Lejlighedsskel	10,54	43,81	4,56	0,00	215,87	0,00		
Etagedæk		174,84	6,53	1,50	1141,71	262,26		
Lette skillevægge	23,59	174,84	0,31	0,00	38,46	0,00		
Sum					2298,84	262,26	2561,10	38,42
Dæk over Stueetage								
Ydervægge	46,99	144,07	5,80	0,00	835,61	0,00		
Lejlighedsskel	10,54	43,81	4,56	0,00	199,77	0,00		
Etagedæk		174,84	6,53	1,50	1141,71	262,26		

Lette skillevægge	23,59	174,84	0,31	0,00	38,46	0,00		
Sum					2215,56	262,26	2477,82	37,17

Tabel 22 - Seismisk last for del 2

Lastbidrag	Længde (m)	Areal (m ²)	gk (kN/m ²)	qk (kN/m ²)	Gk (kN)	Qk (kN)	Sum (kN)	Masselast (kN)
Dæk over 2-sal								
Tagkonstruktion		373,50	4,19	0,00	1564,97	0,00		
Ydervægge	98,32	174,96	5,80	0,00	1017,77	0,00		
Lejlighedsskæl	24,83	44,18	4,56	0,00	201,48	0,00		
Sum					2781,22	0,00	2781,22	41,72
Dæk over 1-sal								
Ydervægge	98,32	325,69	5,80	0,00	1888,97	0,00		
Lejlighedsskel	24,83	82,25	4,56	0,00	375,06	0,00		
Etagedæk		373,50	6,53	1,50	2438,96	560,25		
Lette skillevægge	23,59	373,50	0,31	0,00	82,17	0,00		
Sum					4785,16	560,25	5345,41	80,18
Dæk over Stueetage								
Ydervægge	98,32	301,45	5,80	0,00	1748,40	0,00		
Lejlighedsskel	24,83	76,13	4,56	0,00	347,15	0,00		

Etagedæk		373,5 0	6,53	1,50	2438,96	560,25		
Lette skillevægge	23,59	373,5 0	0,31	0,00	82,17	0,00		
Sum					4616,68	560,25	5176,9 3	77,65

Tabel 23 - Seismisk last hel bygning

Dette medfører at vindlasten er dimensionsgivende for vandrette laster i begge retninger jf. Tabel 18, Tabel 19 og Tabel 20.

1.1.2 Geometriske imperfektioner

Der skal jf. DS/EN 1992-1-1, tages højde for afvigelser i konstruktionens geometri og placering af laster.

De geometriske imperfektioner er udregnet ved, $1/200 \cdot \text{lasten}$, og det er konservativt valgt ikke at medregne reduktionsfaktorerne for højde og længde, samt for antallet af konstruktionsdele, da alle bærende vægge opstilles i blokke og dette øger risikoen for imperfektioner i byggeriet.

Udregningerne af geometriske imperfektioner er fortaget i Tabel 24, Tabel 25 og Tabel 26.

De lodrette laster benyttet i udregningerne er taget fra tabellerne for vandret masselast.

Del 1	Lodret last (kN)	Imperfektionslast (kN)
Dæk over 2-sal	1478,06	7,39
Dæk over 1-sal	2543,00	12,71
Dæk over stueetage	2526,90	12,63

Tabel 24 - Imperfektionslast for del 1

Del 2	Lodret last (kN)	Imperfektionslast (kN)
Dæk over 2-sal	1303,10	6,52
Dæk over 1-sal	2298,84	11,49
Dæk over stueetage	2215,56	11,08

Tabel 25 - Imperfektionslast for del 2

Hel bygning	Lodret last (kN)	Imperfektionslast (kN)
Dæk over 2-sal	2781,22	13,91

Dæk over 1-sal	4785,16	23,93
Dæk over stueetage	4616,68	23,08

Tabel 26 - Imperfektionslast for hel bygning

24.1 Lastopgørelser

I dette afsnit vil vindlasterne blive opgjort samt lastkombineret for at få de regningsmæssige laster.

De regningsmæssige laster er fundet ved at tage vindlasten * 1,5 * KFI og addere dette med lasten fra de geometriske imperfektioner.

De regningsmæssige laster opgøres til:

Del 1	Vindlast (kN)	Imperfektionslast (kN)	Samlet vandret regningsmæssig last (1,5 * V_k + I_m) (kN)
Dæk over 2-sal	42,20	7,39	70,69
Dæk over 1-sal	78,60	12,71	130,61
Dæk over stueetage	72,80	12,63	121,83
Sum			323,13

Tabel 27 - Den samlede regningsmæssige last, del 1

Del 2	Vindlast (kN)	Imperfektionslast (kN)	Samlet vandret regningsmæssig last (1,5 * V_k + I_m) (kN)
Dæk over 2-sal	37,60	6,52	62,92
Dæk over 1-sal	70,00	11,49	116,49
Dæk over stueetage	64,80	11,08	108,28
Sum			287,69

Tabel 28 - Den samlede regningsmæssige last, del 2

Hel bygning	Vindlast (kN)	Imperfektionslast (kN)	Samlet vandret regningsmæssig last ($1,5 * 1,0 * V_k + I_m$) (kN)
Dæk over 2-sal	51,70	13,91	91,46
Dæk over 1-sal	96,20	23,93	168,23
Dæk over stueetage	64,80	23,08	120,28
Sum			379,97

Tabel 29 - Den samlede regningsmæssige last, hel bygning

25 Appendiks 3

26 α -metoden

Nedenfor er tabellerne for reaktioner i de enkelte vægge indsat. Tabellerne kommer fra Excel hvor værdierne er udregnet. De vandrette laster som fordelingen, og dermed reaktionerne tager udgangspunkt i er de samlede vandrette regningsmæssige laster udregnet under lastopgørelser.

For del 1 ved vind på tværs:

Del 1										Vridningsstivhed		X:Y Koordinat		Reaktioner 2-sal	
2-sal	L	H0	H	α y (Koordinat)		α y	Y0	Y-Y0	x					Rx	
x1	3,35 m	3,56 m	9,69 m	0,24	0,38 m	0,09 m	10,29 m	-9,92 m	23,52 m ²			9,63	10,29	x1	-2,43 kN
x2	2,01 m	3,56 m	9,69 m	0,09	6,25 m	0,54 m	10,29 m	-4,04 m	1,41 m ²					x2	-0,36 kN
x3	3,55 m	3,56 m	9,69 m	0,27	7,25 m	1,95 m	10,29 m	-3,04 m	2,49 m ²					x3	-0,84 kN
x4	8,28 m	3,56 m	9,69 m	1,46	10,42 m	15,22 m	10,29 m	0,13 m	0,02 m ²					x4	0,19 kN
x5	1,68 m	3,56 m	9,69 m	0,06	10,42 m	0,63 m	10,29 m	0,13 m	0,00 m ²					x5	0,01 kN
x6	2,79 m	3,56 m	9,69 m	0,17	14,77 m	2,45 m	10,29 m	4,48 m	3,32 m ²					x6	0,76 kN
x7	3,17 m	3,56 m	9,69 m	0,21	18,33 m	3,92 m	10,29 m	8,04 m	13,82 m ²					x7	1,77 kN
x8	1,85 m	3,56 m	9,69 m	0,07	18,33 m	1,34 m	10,29 m	8,04 m	4,71 m ²					x8	0,60 kN
x9	0,76 m	3,56 m	9,69 m	0,01	18,33 m	0,23 m	10,29 m	8,04 m	0,79 m ²					x9	0,10 kN
x10	1,07 m	3,56 m	9,69 m	0,02	18,33 m	0,45 m	10,29 m	8,04 m	1,58 m ²					x10	0,20 kN
				x (Koordinat)		α x	X0	X-X0	y						Ry
y1	1,21 m	3,56 m	9,69 m	0,04	0,38 m	0,02 m	9,63 m	-9,25 m	3,42 m ²			Y	X	y1	0,87 kN
y2	0,95 m	3,56 m	9,69 m	0,02	0,38 m	0,01 m	9,63 m	-9,25 m	1,65 m ²			0,00	7,66	y2	0,42 kN
y3	1,35 m	3,56 m	9,69 m	0,04	3,01 m	0,12 m	9,63 m	-6,62 m	1,70 m ²					y3	0,74 kN
y4	2,83 m	3,56 m	9,69 m	1,20	3,01 m	3,61 m	9,63 m	-6,62 m	52,52 m ²					y4	22,78 kN
y5	3,03 m	3,56 m	9,69 m	0,30	6,91 m	2,07 m	9,63 m	-2,72 m	2,21 m ²					y5	4,49 kN
y6	2,93 m	3,56 m	9,69 m	1,80	10,04 m	18,07 m	9,63 m	0,41 m	0,31 m ²					y6	21,17 kN
y7	1,44 m	3,56 m	9,69 m	0,03	10,04 m	0,25 m	9,63 m	0,41 m	0,00 m ²					y7	0,29 kN
y8	2,40 m	3,56 m	9,69 m	0,40	12,91 m	5,16 m	9,63 m	3,28 m	4,31 m ²					y8	3,53 kN
y9	2,83 m	3,56 m	9,69 m	2,20	12,91 m	28,40 m	9,63 m	3,28 m	23,73 m ²					y9	19,39 kN
y10	1,90 m	3,56 m	9,69 m	0,08	12,91 m	1,03 m	9,63 m	3,28 m	0,86 m ²					y10	0,71 kN
				Sum Y	2,60	Sum α y	26,80 m	Sum Y-Y0	19,87	Sum	51,66 m ²			Sum	0,00 kN
				Sum X	6,10	Sum α x	58,75 m	Sum X-X0	-23,77	Sum	90,72 m ²			Laster	0,00 kN
															74,39 kN

Del 1													Vridningsstivhed			Reaktioner 1-sal		
1-sal																		
	L	H0	H		alpha	y (Koordinat)		alpha*	y	Y0	Y-Y0	x					Rx	
x1	3,35 m	6,63 m	9,69 m	0,24	0,38 m	0,09 m	10,29 m	-9,92 m	23,52 m ²					X:Y Koordinat		x1	-4,56 kN	
x2	2,01 m	6,63 m	9,69 m	0,09	6,25 m	0,54 m	10,29 m	-4,04 m	1,41 m ²							x2	-0,67 kN	
x3	3,55 m	6,63 m	9,69 m	0,27	7,25 m	1,95 m	10,29 m	-3,04 m	2,49 m ²				9,63 10,29			x3	-1,57 kN	
x4	8,28 m	6,63 m	9,69 m	1,46	10,42 m	15,22 m	10,29 m	0,13 m	0,02 m ²							x4	0,36 kN	
x5	1,68 m	6,63 m	9,69 m	0,06	10,42 m	0,63 m	10,29 m	0,13 m	0,00 m ²							x5	0,01 kN	
x6	2,79 m	6,63 m	9,69 m	0,17	14,77 m	2,45 m	10,29 m	4,48 m	3,32 m ²							x6	1,43 kN	
x7	3,17 m	6,63 m	9,69 m	0,21	18,33 m	3,92 m	10,29 m	8,04 m	13,82 m ²							x7	3,31 kN	
x8	1,85 m	6,63 m	9,69 m	0,07	18,33 m	1,34 m	10,29 m	8,04 m	4,71 m ²							x8	1,13 kN	
x9	0,76 m	6,63 m	9,69 m	0,01	18,33 m	0,23 m	10,29 m	8,04 m	0,79 m ²							x9	0,19 kN	
x10	1,07 m	6,63 m	9,69 m	0,02	18,33 m	0,45 m	10,29 m	8,04 m	1,58 m ²							x10	0,38 kN	
					x (Koordinat)	alpha*x	X0	X-X0	y								Ry	
y1	1,21 m	6,63 m	9,69 m	0,04	0,38 m	0,02 m	9,63 m	-9,25 m	3,42 m ²					Afstand "origo" til vindlast		y1	1,62 kN	
y2	0,95 m	6,63 m	9,69 m	0,02	0,38 m	0,01 m	9,63 m	-9,25 m	1,65 m ²							y2	0,78 kN	
y3	1,35 m	6,63 m	9,69 m	0,04	3,01 m	0,12 m	9,63 m	-6,62 m	1,70 m ²				Y X			y3	1,38 kN	
y4	2,83 m	6,63 m	9,69 m	1,20	3,01 m	3,61 m	9,63 m	-6,62 m	52,52 m ²				0,00 7,66			y4	42,63 kN	
y5	3,03 m	6,63 m	9,69 m	0,30	6,91 m	2,07 m	9,63 m	-2,72 m	2,21 m ²							y5	8,41 kN	
y6	2,93 m	6,63 m	9,69 m	1,80	10,04 m	18,07 m	9,63 m	0,41 m	0,31 m ²							y6	39,62 kN	
y7	1,44 m	6,63 m	9,69 m	0,03	10,04 m	0,25 m	9,63 m	0,41 m	0,00 m ²							y7	0,55 kN	
y8	2,40 m	6,63 m	9,69 m	0,40	12,91 m	5,16 m	9,63 m	3,28 m	4,31 m ²							y8	6,60 kN	
y9	2,83 m	6,63 m	9,69 m	2,20	12,91 m	28,40 m	9,63 m	3,28 m	23,73 m ²							y9	36,30 kN	
y10	1,90 m	6,63 m	9,69 m	0,08	12,91 m	1,03 m	9,63 m	3,28 m	0,86 m ²							y10	1,32 kN	
					Sum Y	2,60	Sum	26,80 m	Sum	19,87	Sum	51,66 m ²				Sum	0,00 kN	139,21 kN
					Sum X	6,10	Sum	58,75 m	Sum	-23,77	Sum	90,72 m ²				Laster	0,00 kN	139,21 kN

Del 1													Vridningsstivhed			Reaktioner stueetage		
stueetage																		
	L	H0	H		alpha	y (Koordinat)		alpha*	y	Y0	Y-Y0	x					Rx	
x1	3,35 m	9,69 m	9,69 m	0,24	0,38 m	0,09 m	10,29 m	-9,92 m	23,52 m ²					X:Y Koordinat		x1	-4,25 kN	
x2	2,01 m	9,69 m	9,69 m	0,09	6,25 m	0,54 m	10,29 m	-4,04 m	1,41 m ²							x2	-0,62 kN	
x3	3,55 m	9,69 m	9,69 m	0,27	7,25 m	1,95 m	10,29 m	-3,04 m	2,49 m ²				9,63 10,29			x3	-1,46 kN	
x4	8,28 m	9,69 m	9,69 m	1,46	10,42 m	15,22 m	10,29 m	0,13 m	0,02 m ²							x4	0,33 kN	
x5	1,68 m	9,69 m	9,69 m	0,06	10,42 m	0,63 m	10,29 m	0,13 m	0,00 m ²							x5	0,01 kN	
x6	2,79 m	9,69 m	9,69 m	0,17	14,77 m	2,45 m	10,29 m	4,48 m	3,32 m ²							x6	1,33 kN	
x7	3,17 m	9,69 m	9,69 m	0,21	18,33 m	3,92 m	10,29 m	8,04 m	13,82 m ²							x7	3,08 kN	
x8	1,85 m	9,69 m	9,69 m	0,07	18,33 m	1,34 m	10,29 m	8,04 m	4,71 m ²							x8	1,05 kN	
x9	0,76 m	9,69 m	9,69 m	0,01	18,33 m	0,23 m	10,29 m	8,04 m	0,79 m ²							x9	0,18 kN	
x10	1,07 m	9,69 m	9,69 m	0,02	18,33 m	0,45 m	10,29 m	8,04 m	1,58 m ²							x10	0,35 kN	
		9,69			alpha x (Koordinat)	alpha*x	X0	X-X0	y								Ry	
y1	1,21 m	9,69 m	9,69 m	0,04	0,38 m	0,02 m	9,63 m	-9,25 m	3,42 m ²					Afstand "origo" til vindlast		y1	1,51 kN	
y2	0,95 m	9,69 m	9,69 m	0,02	0,38 m	0,01 m	9,63 m	-9,25 m	1,65 m ²							y2	0,73 kN	
y3	1,35 m	9,69 m	9,69 m	0,04	3,01 m	0,12 m	9,63 m	-6,62 m	1,70 m ²				Y X			y3	1,29 kN	
y4	2,83 m	9,69 m	9,69 m	1,20	3,01 m	3,61 m	9,63 m	-6,62 m	52,52 m ²				0,00 7,66			y4	39,76 kN	
y5	3,03 m	9,69 m	9,69 m	0,30	6,91 m	2,07 m	9,63 m	-2,72 m	2,21 m ²							y5	7,84 kN	
y6	2,93 m	9,69 m	9,69 m	1,80	10,04 m	18,07 m	9,63 m	0,41 m	0,31 m ²							y6	36,96 kN	
y7	1,44 m	9,69 m	9,69 m	0,03	10,04 m	0,25 m	9,63 m	0,41 m	0,00 m ²							y7	0,51 kN	
y8	2,40 m	9,69 m	9,69 m	0,40	12,91 m	5,16 m	9,63 m	3,28 m	4,31 m ²							y8	6,15 kN	
y9	2,83 m	9,69 m	9,69 m	2,20	12,91 m	28,40 m	9,63 m	3,28 m	23,73 m ²							y9	33,85 kN	
y10	1,90 m	9,69 m	9,69 m	0,08	12,91 m	1,03 m	9,63 m	3,28 m	0,86 m ²							y10	1,23 kN	
					Sum Y	2,60	Sum	26,80 m	Sum	19,87	Sum	51,66 m ²				Sum	0,00 kN	129,84 kN
					Sum X	6,10	Sum	58,75 m	Sum	-23,77	Sum	90,72 m ²				Laster	0,00 kN	129,84 kN

For del 2 ved vind på tværs:

Del 2													Vridningsstivhed			Reaktioner 2-sal		
2-sal																		
	L	H0	H		alpha	y (Koordinat)		alpha*	y	Y0	Y-Y0	x						
x1	3,59 m	3,56 m	9,69 m	0,27	0,38 m	0,10 m	8,35 m	-7,98 m	17,46 m ²				X:Y Koordinat			x1	Rx	
x2	2,79 m	3,56 m	9,69 m	0,17	6,25 m	1,04 m	8,35 m	-2,10 m	0,73 m ²							x2	0,11 kN	
x3	2,23 m	3,56 m	9,69 m	0,11	7,25 m	0,77 m	8,35 m	-1,10 m	0,13 m ²				6,54	8,35		x3	0,02 kN	
x4	0,79 m	3,56 m	9,69 m	0,01	10,42 m	0,14 m	8,35 m	2,07 m	0,06 m ²							x4	0,01 kN	
x5	0,90 m	3,56 m	9,69 m	0,02	10,42 m	0,18 m	8,35 m	2,07 m	0,07 m ²							x5	0,00 kN	
x6	1,12 m	3,56 m	9,69 m	0,03	14,77 m	0,39 m	8,35 m	6,42 m	1,10 m ²							x6	-0,01 kN	
x7	1,36 m	3,56 m	9,69 m	0,04	18,33 m	0,72 m	8,35 m	9,98 m	3,92 m ²							x7	-0,02 kN	
x8	1,96 m	3,56 m	9,69 m	0,08	18,33 m	1,50 m	8,35 m	9,98 m	8,15 m ²							x8	-0,04 kN	
x9	2,09 m	3,56 m	9,69 m	0,09	18,33 m	1,71 m	8,35 m	9,98 m	9,27 m ²							x9	-0,05 kN	
x10	1,15 m	3,56 m	9,69 m	0,03	18,33 m	0,52 m	8,35 m	9,98 m	2,81 m ²							x10	-0,01 kN	
					alpha x (Koordinat)	alpha*x	X0	X-X0	y									Ry
y1	2,65 m	3,56 m	9,69 m	0,17	0,38 m	0,06 m	6,54 m	-6,16 m	6,45 m ²				Afstand "origo" til vindlast			y1	1,00 kN	
y2	2,45 m	3,56 m	9,69 m	0,50	0,38 m	0,19 m	6,54 m	-6,16 m	18,98 m ²							y2	2,94 kN	
y3	4,52 m	3,56 m	9,69 m	2,80	3,01 m	8,43 m	6,54 m	-3,53 m	34,82 m ²				Y	X		y3	16,87 kN	
y4	1,48 m	3,56 m	9,69 m	0,16	3,01 m	0,48 m	6,54 m	-3,53 m	1,99 m ²				0,00	6,82		y4	0,96 kN	
y5	1,55 m	3,56 m	9,69 m	0,16	6,91 m	1,11 m	6,54 m	0,37 m	0,02 m ²							y5	1,00 kN	
y6	1,49 m	3,56 m	9,69 m	0,12	10,04 m	1,20 m	6,54 m	3,50 m	1,47 m ²							y6	0,77 kN	
y7	2,19 m	3,56 m	9,69 m	0,25	10,04 m	2,51 m	6,54 m	3,50 m	3,07 m ²							y7	1,60 kN	
y8	0,95 m	3,56 m	9,69 m	0,06	12,91 m	0,77 m	6,54 m	6,37 m	2,44 m ²							y8	0,39 kN	
y9	0,81 m	3,56 m	9,69 m	0,04	12,91 m	0,52 m	6,54 m	6,37 m	1,62 m ²							y9	0,26 kN	
y10	2,63 m	3,56 m	9,69 m	1,50	12,91 m	19,37 m	6,54 m	6,37 m	60,93 m ²							y10	9,79 kN	
y11	2,81 m	3,56 m	9,69 m	0,30	16,58 m	4,97 m	6,54 m	10,04 m	30,26 m ²							y11	2,01 kN	
				Sum Y	0,85	Sum	7,06 m	Sum	39,30 Sum	43,70 m ²						Sum	0,00 kN	37,59 kN
				Sum X	6,06	Sum	39,61 m	Sum	17,17 Sum	162,07 m ²						Laster	0,00 kN	37,59 kN

Del 2													Vridningsstivhed			Reaktioner 1-sal		
1-sal																		
	L	H0	H		alpha	y (Koordinat)		alpha*	y	Y0	Y-Y0	x						
x1	3,59 m	6,63 m	9,69 m	0,27	0,38 m	0,10 m	8,35 m	-7,98 m	17,46 m ²				X:Y Koordinat			x1	Rx	
x2	2,79 m	6,63 m	9,69 m	0,17	6,25 m	1,04 m	8,35 m	-2,10 m	0,73 m ²							x2	0,31 kN	
x3	2,23 m	6,63 m	9,69 m	0,11	7,25 m	0,77 m	8,35 m	-1,10 m	0,13 m ²				6,54	8,35		x3	0,05 kN	
x4	0,79 m	6,63 m	9,69 m	0,01	10,42 m	0,14 m	8,35 m	2,07 m	0,06 m ²							x4	0,02 kN	
x5	0,90 m	6,63 m	9,69 m	0,02	10,42 m	0,18 m	8,35 m	2,07 m	0,07 m ²							x5	0,00 kN	
x6	1,12 m	6,63 m	9,69 m	0,03	14,77 m	0,39 m	8,35 m	6,42 m	1,10 m ²							x6	-0,01 kN	
x7	1,36 m	6,63 m	9,69 m	0,04	18,33 m	0,72 m	8,35 m	9,98 m	3,92 m ²							x7	-0,02 kN	
x8	1,96 m	6,63 m	9,69 m	0,08	18,33 m	1,50 m	8,35 m	9,98 m	8,15 m ²							x8	-0,12 kN	
x9	2,09 m	6,63 m	9,69 m	0,09	18,33 m	1,71 m	8,35 m	9,98 m	9,27 m ²							x9	-0,13 kN	
x10	1,15 m	6,63 m	9,69 m	0,03	18,33 m	0,52 m	8,35 m	9,98 m	2,81 m ²							x10	-0,04 kN	
					alpha x (Koordinat)	alpha*x	X0	X-X0	y									Ry
y1	2,65 m	6,63 m	9,69 m	0,17	0,38 m	0,06 m	6,54 m	-6,16 m	6,45 m ²				Afstand "origo" til vindlast			y1	2,78 kN	
y2	2,45 m	6,63 m	9,69 m	0,50	0,38 m	0,19 m	6,54 m	-6,16 m	18,98 m ²							y2	8,18 kN	
y3	4,52 m	6,63 m	9,69 m	2,80	3,01 m	8,43 m	6,54 m	-3,53 m	34,82 m ²				Y	X		y3	46,86 kN	
y4	1,48 m	6,63 m	9,69 m	0,16	3,01 m	0,48 m	6,54 m	-3,53 m	1,99 m ²				0,00	6,82		y4	2,68 kN	
y5	1,55 m	6,63 m	9,69 m	0,16	6,91 m	1,11 m	6,54 m	0,37 m	0,02 m ²							y5	2,77 kN	
y6	1,49 m	6,63 m	9,69 m	0,12	10,04 m	1,20 m	6,54 m	3,50 m	1,47 m ²							y6	2,13 kN	
y7	2,19 m	6,63 m	9,69 m	0,25	10,04 m	2,51 m	6,54 m	3,50 m	3,07 m ²							y7	4,43 kN	
y8	0,95 m	6,63 m	9,69 m	0,06	12,91 m	0,77 m	6,54 m	6,37 m	2,44 m ²							y8	1,09 kN	
y9	0,81 m	6,63 m	9,69 m	0,04	12,91 m	0,52 m	6,54 m	6,37 m	1,62 m ²							y9	0,73 kN	
y10	2,63 m	6,63 m	9,69 m	1,50	12,91 m	19,37 m	6,54 m	6,37 m	60,93 m ²							y10	27,20 kN	
y11	4,45 m	6,63 m	9,69 m	0,30	16,58 m	4,97 m	6,54 m	10,04 m	30,26 m ²							y11	5,60 kN	
				Sum Y	0,85	Sum	7,06 m	Sum	39,30 Sum	43,70 m ²						Sum	0,00 kN	104,43 kN
				Sum X	6,06	Sum	39,61 m	Sum	17,17 Sum	162,07 m ²						Laster	0,00 kN	104,43 kN

Del 2																					
stueetage																					
	L	H0	H		alpha	y (Koordinat)		alpha*	y0	Y-Y0	x								Reaktioner stueetage		
x1	3,59 m	9,69 m	9,69 m	0,27	0,38 m	0,10 m	8,35 m	-7,98 m	17,46 m2				X:Y Koordinat			x1	Rx	0,63 kN			
x2	2,79 m	9,69 m	9,69 m	0,17	6,25 m	1,04 m	8,35 m	-2,10 m	0,73 m2							x2	0,10 kN	0,03 kN			
x3	2,23 m	9,69 m	9,69 m	0,11	7,25 m	0,77 m	8,35 m	-1,10 m	0,13 m2				6,54	8,35		x3	0,03 kN	0,03 kN			
x4	0,79 m	9,69 m	9,69 m	0,01	10,42 m	0,14 m	8,35 m	2,07 m	0,06 m2							x4	-0,01 kN				
x5	0,90 m	9,69 m	9,69 m	0,02	10,42 m	0,18 m	8,35 m	2,07 m	0,07 m2							x5	-0,01 kN				
x6	1,12 m	9,69 m	9,69 m	0,03	14,77 m	0,39 m	8,35 m	6,42 m	1,10 m2							x6	-0,05 kN				
x7	1,36 m	9,69 m	9,69 m	0,04	18,33 m	0,72 m	8,35 m	9,98 m	3,92 m2							x7	-0,11 kN				
x8	1,96 m	9,69 m	9,69 m	0,08	18,33 m	1,50 m	8,35 m	9,98 m	8,15 m2							x8	-0,23 kN				
x9	2,09 m	9,69 m	9,69 m	0,09	18,33 m	1,71 m	8,35 m	9,98 m	9,27 m2							x9	-0,27 kN				
x10	1,15 m	9,69 m	9,69 m	0,03	18,33 m	0,52 m	8,35 m	9,98 m	2,81 m2							x10	-0,08 kN				
		9,69			alpha x (Koordinat)	alpha*x	X0	X-X0	y									Ry			
y1	2,65 m	9,69 m	9,69 m	0,17	0,38 m	0,06 m	6,54 m	-6,16 m	6,45 m2				Afstand "origo" til vindlast			y1		5,63 kN			
y2	2,45 m	9,69 m	9,69 m	0,50	0,38 m	0,19 m	6,54 m	-6,16 m	18,98 m2							y2		16,57 kN			
y3	4,52 m	9,69 m	9,69 m	2,80	3,01 m	8,43 m	6,54 m	-3,53 m	34,82 m2				Y	X		y3		94,92 kN			
y4	1,48 m	9,69 m	9,69 m	0,16	3,01 m	0,48 m	6,54 m	-3,53 m	1,99 m2				0,00	6,82		y4		5,42 kN			
y5	1,55 m	9,69 m	9,69 m	0,16	6,91 m	1,11 m	6,54 m	0,37 m	0,02 m2							y5		5,60 kN			
y6	1,49 m	9,69 m	9,69 m	0,12	10,04 m	1,20 m	6,54 m	3,50 m	1,47 m2							y6		4,31 kN			
y7	2,19 m	9,69 m	9,69 m	0,25	10,04 m	2,51 m	6,54 m	3,50 m	3,07 m2							y7		8,98 kN			
y8	0,95 m	9,69 m	9,69 m	0,06	12,91 m	0,77 m	6,54 m	6,37 m	2,44 m2							y8		2,20 kN			
y9	0,81 m	9,69 m	9,69 m	0,04	12,91 m	0,52 m	6,54 m	6,37 m	1,62 m2							y9		1,47 kN			
y10	2,63 m	9,69 m	9,69 m	1,50	12,91 m	19,37 m	6,54 m	6,37 m	60,93 m2							y10		55,10 kN			
y11	2,81 m	9,69 m	9,69 m	0,30	16,58 m	4,97 m	6,54 m	10,04 m	30,26 m2							y11		11,34 kN			
				Sum Y	0,85	Sum	7,06 m	Sum	39,30 Sum	43,70 m2						Sum	0,00 kN	211,56 kN			
				Sum X	6,06	Sum	39,61 m	Sum	17,17 Sum	162,07 m2						Lastet	0,00 kN	211,56 kN			

Hel bygn.										Vridningsstivhed			Reaktioner 2-sal		
2-sal	L	HO	H	alpha y (Koordinat)		alpha* y	Y0	Y-Y0	x	X:Y Koordinat			Rx		
x1	3,35 m	3,56 m	9,69 m	0,24	0,38 m	0,09 m	9,81 m	-9,43 m	21,27 m2				x1	7,98 kN	
x2	2,01 m	3,56 m	9,69 m	0,05	6,25 m	0,31 m	9,81 m	-3,56 m	0,63 m2				x2	1,73 kN	
x3	3,55 m	3,56 m	9,69 m	0,27	7,25 m	1,95 m	9,81 m	-2,56 m	1,76 m2	15,15 9,81			x3	9,33 kN	
x4	8,28 m	3,56 m	9,69 m	0,85	10,42 m	8,86 m	9,81 m	0,61 m	0,32 m2				x4	30,10 kN	
x5	1,68 m	3,56 m	9,69 m	0,06	10,42 m	0,63 m	9,81 m	0,61 m	0,02 m2				x5	2,13 kN	
x6	2,79 m	3,56 m	9,69 m	0,17	14,77 m	2,45 m	9,81 m	4,96 m	4,08 m2	Den totale vridningsstivhed			x6	6,02 kN	
x7	3,17 m	3,56 m	9,69 m	0,20	18,33 m	3,67 m	9,81 m	8,52 m	14,52 m2				x7	7,40 kN	
x8	1,85 m	3,56 m	9,69 m	0,07	18,33 m	1,34 m	9,81 m	8,52 m	5,29 m2	lw			x8	2,70 kN	
x9	0,76 m	3,56 m	9,69 m	0,01	18,33 m	0,23 m	9,81 m	8,52 m	0,89 m2	222,28 m2			x9	0,46 kN	
x10	1,07 m	3,56 m	9,69 m	0,02	18,33 m	0,45 m	9,81 m	8,52 m	1,77 m2				x10	0,90 kN	
x11	3,59 m	3,56 m	9,69 m	0,27	0,38 m	0,10 m	9,81 m	-9,43 m	24,43 m2				x11	9,17 kN	
x12	2,79 m	3,56 m	9,69 m	0,17	8,68 m	1,44 m	9,81 m	-1,13 m	0,21 m2	Afstand "origo" til vindlast			x12	5,81 kN	
x13	2,23 m	3,56 m	9,69 m	0,11	8,68 m	0,92 m	9,81 m	-1,13 m	0,13 m2				x13	3,71 kN	
x14	0,79 m	3,56 m	9,69 m	0,01	8,68 m	0,12 m	9,81 m	-1,13 m	0,02 m2	Y X			x14	0,47 kN	
x15	0,90 m	3,56 m	9,69 m	0,02	10,42 m	0,18 m	9,81 m	0,61 m	0,01 m2	9,35 0,00			x15	0,61 kN	
x16	1,12 m	3,56 m	9,69 m	0,03	11,23 m	0,30 m	9,81 m	1,42 m	0,05 m2				x16	0,95 kN	
x17	1,36 m	3,56 m	9,69 m	0,04	17,91 m	0,71 m	9,81 m	8,10 m	2,59 m2	Vridningsmomentet			x17	1,45 kN	
x18	1,96 m	3,56 m	9,69 m	0,08	17,91 m	1,47 m	9,81 m	8,10 m	5,37 m2				x18	3,02 kN	
x19	2,09 m	3,56 m	9,69 m	0,09	17,91 m	1,67 m	9,81 m	8,10 m	6,11 m2				x19	3,43 kN	
x20	1,15 m	3,56 m	9,69 m	0,03	17,91 m	0,50 m	9,81 m	8,10 m	1,85 m2	-44,69 kNm			x20	1,04 kN	
										alpha x (Koordinat)			alpha*x		
										X0	X-X0	y			Ry
y1	1,21 m	3,56 m	9,69 m	0,03	0,38 m	0,01 m	15,15 m	-14,78 m	6,81 m2				y1		0,09 kN
y2	0,95 m	3,56 m	9,69 m	0,02	0,38 m	0,01 m	15,15 m	-14,78 m	4,20 m2				y2		0,06 kN
y3	1,35 m	3,56 m	9,69 m	0,04	3,01 m	0,12 m	15,15 m	-12,14 m	5,72 m2				y3		0,09 kN
y4	2,83 m	3,56 m	9,69 m	0,17	3,01 m	0,51 m	15,15 m	-12,14 m	25,15 m2				y4		0,42 kN
y5	3,03 m	3,56 m	9,69 m	0,20	6,91 m	1,35 m	15,15 m	-8,24 m	13,28 m2				y5		0,32 kN
y6	2,93 m	3,56 m	9,69 m	0,18	10,04 m	1,84 m	15,15 m	-5,11 m	4,78 m2				y6		0,19 kN
y7	1,44 m	3,56 m	9,69 m	0,04	10,04 m	0,44 m	15,15 m	-5,11 m	1,15 m2				y7		0,05 kN
y8	2,40 m	3,56 m	9,69 m	0,12	12,91 m	1,58 m	15,15 m	-2,24 m	0,62 m2				y8		0,06 kN
y9	2,83 m	3,56 m	9,69 m	0,17	12,91 m	2,20 m	15,15 m	-2,24 m	0,86 m2				y9		0,08 kN
y10	1,90 m	3,56 m	9,69 m	0,08	12,91 m	0,99 m	15,15 m	-2,24 m	0,39 m2				y10		0,03 kN
y11	2,65 m	3,56 m	9,69 m	0,15	15,45 m	2,31 m	15,15 m	0,30 m	0,01 m2				y11		-0,01 kN
y12	2,45 m	3,56 m	9,69 m	0,13	17,26 m	2,21 m	15,15 m	2,11 m	0,57 m2				y12		-0,05 kN
y13	4,52 m	3,56 m	9,69 m	0,44	17,26 m	7,51 m	15,15 m	2,11 m	1,93 m2				y13		-0,18 kN
y14	1,48 m	3,56 m	9,69 m	0,05	17,26 m	0,81 m	15,15 m	2,11 m	0,21 m2				y14		-0,02 kN
y15	1,55 m	3,56 m	9,69 m	0,05	20,01 m	1,02 m	15,15 m	4,86 m	1,21 m2				y15		-0,05 kN
y16	1,49 m	3,56 m	9,69 m	0,05	20,01 m	0,95 m	15,15 m	4,86 m	1,12 m2				y16		-0,05 kN
y17	2,19 m	3,56 m	9,69 m	0,10	20,01 m	2,04 m	15,15 m	4,86 m	2,41 m2				y17		-0,10 kN
y18	0,95 m	3,56 m	9,69 m	0,02	25,51 m	0,49 m	15,15 m	10,36 m	2,06 m2				y18		-0,04 kN
y19	0,81 m	3,56 m	9,69 m	0,01	25,51 m	0,36 m	15,15 m	10,36 m	1,50 m2				y19		-0,03 kN
y20	2,63 m	3,56 m	9,69 m	0,15	28,59 m	4,21 m	15,15 m	13,44 m	26,61 m2				y20		-0,40 kN
y21	2,81 m	3,56 m	9,69 m	0,17	28,59 m	4,81 m	15,15 m	13,44 m	30,37 m2				y21		-0,45 kN
				Sum Y	2,79	Sum	27,35 m	Sum	46,35 Sum	91,33 m2				Sum	98,41 kN
				Sum X	2,36	Sum	35,77 m	Sum	-10,23 Sum	130,95 m2				Laster	98,41 kN

Hel bygn.											Reaktioner 1-sal		
1-sal	L	HO	H	alpha y (Koordinat)	alpha* y	Y0	Y-Y0	x	X:Y Koordinat		Rx		
x1	3,35 m	6,63 m	9,69 m	0,24	0,38 m	0,09 m	9,81 m	-9,43 m	21,27 m2		x1	14,95 kN	
x2	2,01 m	6,63 m	9,69 m	0,05	6,25 m	0,31 m	9,81 m	-3,56 m	0,63 m2		x2	3,24 kN	
x3	3,55 m	6,63 m	9,69 m	0,27	7,25 m	1,95 m	9,81 m	-2,56 m	1,76 m2	15,15 9,81	x3	17,49 kN	
x4	8,28 m	6,63 m	9,69 m	0,85	10,42 m	8,86 m	9,81 m	0,61 m	0,32 m2		x4	56,39 kN	
x5	1,68 m	6,63 m	9,69 m	0,06	10,42 m	0,63 m	9,81 m	0,61 m	0,02 m2		x5	3,99 kN	
x6	2,79 m	6,63 m	9,69 m	0,17	14,77 m	2,45 m	9,81 m	4,96 m	4,08 m2	Den totale vridningsstivhed	x6	11,27 kN	
x7	3,17 m	6,63 m	9,69 m	0,20	18,33 m	3,67 m	9,81 m	8,52 m	14,52 m2		x7	13,87 kN	
x8	1,85 m	6,63 m	9,69 m	0,07	18,33 m	1,34 m	9,81 m	8,52 m	5,29 m2	lw	x8	5,05 kN	
x9	0,76 m	6,63 m	9,69 m	0,01	18,33 m	0,23 m	9,81 m	8,52 m	0,89 m2	222,28 m2	x9	0,85 kN	
x10	1,07 m	6,63 m	9,69 m	0,02	18,33 m	0,45 m	9,81 m	8,52 m	1,77 m2		x10	1,69 kN	
x11	3,59 m	6,63 m	9,69 m	0,27	0,38 m	0,10 m	9,81 m	-9,43 m	24,43 m2		x11	17,17 kN	
x12	2,79 m	6,63 m	9,69 m	0,17	8,68 m	1,44 m	9,81 m	-1,13 m	0,21 m2	Afstand "origo" til vindlast	x12	10,89 kN	
x13	2,23 m	6,63 m	9,69 m	0,11	8,68 m	0,92 m	9,81 m	-1,13 m	0,13 m2		x13	6,96 kN	
x14	0,79 m	6,63 m	9,69 m	0,01	8,68 m	0,12 m	9,81 m	-1,13 m	0,02 m2	Y X	x14	0,87 kN	
x15	0,90 m	6,63 m	9,69 m	0,02	10,42 m	0,18 m	9,81 m	0,61 m	0,01 m2	9,35 0,00	x15	1,14 kN	
x16	1,12 m	6,63 m	9,69 m	0,03	11,23 m	0,30 m	9,81 m	1,42 m	0,05 m2		x16	1,78 kN	
x17	1,36 m	6,63 m	9,69 m	0,04	17,91 m	0,71 m	9,81 m	8,10 m	2,59 m2	Vridningsmomentet	x17	2,72 kN	
x18	1,96 m	6,63 m	9,69 m	0,08	17,91 m	1,47 m	9,81 m	8,10 m	5,37 m2		x18	5,66 kN	
x19	2,09 m	6,63 m	9,69 m	0,09	17,91 m	1,67 m	9,81 m	8,10 m	6,11 m2		x19	6,44 kN	
x20	1,15 m	6,63 m	9,69 m	0,03	17,91 m	0,50 m	9,81 m	8,10 m	1,85 m2	-83,73 kNm	x20	1,95 kN	
	alpha x (Koordinat)				alpha*x	X0	X-X0	y			Ry		
y1	1,21 m	6,63 m	9,69 m	0,03	0,38 m	0,01 m	15,15 m	-14,78 m	6,81 m2		y1	0,17 kN	
y2	0,95 m	6,63 m	9,69 m	0,02	0,38 m	0,01 m	15,15 m	-14,78 m	4,20 m2		y2	0,11 kN	
y3	1,35 m	6,63 m	9,69 m	0,04	3,01 m	0,12 m	15,15 m	-12,14 m	5,72 m2		y3	0,18 kN	
y4	2,83 m	6,63 m	9,69 m	0,17	3,01 m	0,51 m	15,15 m	-12,14 m	25,15 m2		y4	0,78 kN	
y5	3,03 m	6,63 m	9,69 m	0,20	6,91 m	1,35 m	15,15 m	-8,24 m	13,28 m2		y5	0,61 kN	
y6	2,93 m	6,63 m	9,69 m	0,18	10,04 m	1,84 m	15,15 m	-5,11 m	4,78 m2		y6	0,35 kN	
y7	1,44 m	6,63 m	9,69 m	0,04	10,04 m	0,44 m	15,15 m	-5,11 m	1,15 m2		y7	0,09 kN	
y8	2,40 m	6,63 m	9,69 m	0,12	12,91 m	1,58 m	15,15 m	-2,24 m	0,62 m2		y8	0,10 kN	
y9	2,83 m	6,63 m	9,69 m	0,17	12,91 m	2,20 m	15,15 m	-2,24 m	0,86 m2		y9	0,14 kN	
y10	1,90 m	6,63 m	9,69 m	0,08	12,91 m	0,99 m	15,15 m	-2,24 m	0,39 m2		y10	0,06 kN	
y11	2,65 m	6,63 m	9,69 m	0,15	15,45 m	2,31 m	15,15 m	0,30 m	0,01 m2		y11	-0,02 kN	
y12	2,45 m	6,63 m	9,69 m	0,13	17,26 m	2,21 m	15,15 m	2,11 m	0,57 m2		y12	-0,10 kN	
y13	4,52 m	6,63 m	9,69 m	0,44	17,26 m	7,51 m	15,15 m	2,11 m	1,93 m2		y13	-0,35 kN	
y14	1,48 m	6,63 m	9,69 m	0,05	17,26 m	0,81 m	15,15 m	2,11 m	0,21 m2		y14	-0,04 kN	
y15	1,55 m	6,63 m	9,69 m	0,05	20,01 m	1,02 m	15,15 m	4,86 m	1,21 m2		y15	-0,09 kN	
y16	1,49 m	6,63 m	9,69 m	0,05	20,01 m	0,95 m	15,15 m	4,86 m	1,12 m2		y16	-0,09 kN	
y17	2,19 m	6,63 m	9,69 m	0,10	20,01 m	2,04 m	15,15 m	4,86 m	2,41 m2		y17	-0,19 kN	
y18	0,95 m	6,63 m	9,69 m	0,02	25,51 m	0,49 m	15,15 m	10,36 m	2,06 m2		y18	-0,08 kN	
y19	0,81 m	6,63 m	9,69 m	0,01	25,51 m	0,36 m	15,15 m	10,36 m	1,50 m2		y19	-0,05 kN	
y20	2,63 m	6,63 m	9,69 m	0,15	28,59 m	4,21 m	15,15 m	13,44 m	26,61 m2		y20	-0,75 kN	
y21	2,81 m	6,63 m	9,69 m	0,17	28,59 m	4,81 m	15,15 m	13,44 m	30,37 m2		y21	-0,85 kN	
			Sum Y	2,79	Sum	27,35 m	Sum	46,35 Sum	91,33 m2		Sum	184,39 kN	0,00 kN
			Sum X	2,36	Sum	35,77 m	Sum	-10,23 Sum	130,95 m2		Laster	184,39 kN	0,00 kN

Hel bygn.																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

26.1 Hovedstabilitet

Hovedstabiliteten er udregnet i Excel og beregningerne er gennemgået i rapporten. Alle udregninger for væggene er indsat nedenfor. Væggene er undersøgt for om de kan optage den rotation der kommer i væggene vinkelret på kraftretningen. Disse er ikke indsat nedenfor da dette ikke er det dimensionsgivende lasttilfælde.

Det har i nogle tilfælde været nødvendigt at indsætte M20 gevindstænger for at undgå væltning, disse er markeret med et rødt felt i tabellerne hvori der står M20.

Der er desuden udregnet for om, hvis der indlægges pap mellem etagedækkene og væggene, der er et behov for at indlægge lim-pap-lim, under den nederste blok.

Dette er gjort for at øge vedhæftningen og dermed undgå glidning. De vægge der skal forstærkes med lim-pap-lim- løsningen har fået en note i højre side at tabellerne.

26.1.1 Del 1

Y1														
Væglængde	1,21 m													
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	74,39	1,21	2,94	3,55	3,80	13,50	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	13,50
1. sal	6,13	139,20	1,21	2,94	3,55	3,80	13,50	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	13,50
Stueetage	3,07	129,84	1,21	2,94	3,55	3,80	13,50	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	13,50
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger		
Væltning om dæk over 2. sal	12,15		7,35	3,09	12,15	0,35	200,00	0,09	2,85	0,87		0 Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over 1. sal	24,29		14,70	10,72	24,29	0,16	200,00	0,37	5,71	2,49	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over stueetage	36,44		22,04	15,37	36,44	0,18	200,00	0,50	8,56	4,01	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke		

Y2														
Væglængde	0,95 m													
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	74,39	0,95	2,94	2,79	3,80	10,60	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	10,60
1. sal	6,13	139,20	0,95	2,94	2,79	3,80	10,60	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	10,60
Stueetage	3,07	129,84	0,95	2,94	2,79	3,80	10,60	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	10,60
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger		
Væltning om dæk over 2. sal	9,54		4,53	1,48	9,54	0,32	200,00	0,07	2,24	0,42		0 Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over 1. sal	19,07		9,06	5,15	19,07	0,20	200,00	0,23	4,48	1,20	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over stueetage	28,61		13,59	7,38	28,61	0,22	200,00	0,33 (Max 12 Mpa)	6,72	1,92	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke		

Y3																	
Væglængde	1,35 m																
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	74,39	1,35	2,94	3,96	3,80	15,06	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	15,06		
1. sal	6,13	139,20	1,35	2,94	3,96	3,80	15,06	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	15,06		
Stueetage	3,07	129,84	1,35	2,94	3,96	3,80	15,06	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	15,06		

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{ed} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger				
Væltning om dæk over 2. sal	13,55			9,15	2,62	13,55	0,48	200,00	0,07	3,18	0,74	0 Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over 1. sal	27,10			18,29	9,11	27,10	0,34	200,00	0,20	6,37	2,12	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke			
Væltning om dæk over stueetage	40,65			27,44	13,05	40,65	0,35	200,00	0,29	9,55	3,40	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke			

Y4																	
Væglængde	2,83 m																
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	74,39	2,83	2,94	8,31	3,80	31,56	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	31,56		
1. sal	6,13	139,20	2,83	2,94	8,31	3,80	31,56	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	31,56		
Stueetage	3,07	129,84	2,83	2,94	8,31	3,80	31,56	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	31,56		

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{ed} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger				
Væltning om dæk over 2. sal	28,41	130,70	2,53	370,87	81,05	159,11	1,82	200,00	0,22	37,39	22,78	0 Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over 1. sal	56,81	130,70	2,53	411,06	281,58	187,51	0,69	200,00	0,68	111,99	65,40	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim			
Væltning om dæk over stueetage	85,22	130,70	2,53	451,26	403,48	215,92	0,22	200,00	2,44	118,66	105,17	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim			

Y5														
Væglængde		3,03 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	74,39	3,03	2,94	8,89	3,80	33,79	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	33,79
1. sal	6,13	139,20	3,03	2,94	8,89	3,80	33,79	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	33,79
Stueetage	3,07	129,84	3,03	2,94	8,89	3,80	33,79	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	33,79

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
30,41			46,08	15,99	30,41	0,99	200,00	0,08	7,15	4,49		0 Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
60,83			92,16	55,54	60,83	0,60	200,00	0,25	14,29	12,90	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
91,24			138,23	79,59	91,24	0,64	200,00	0,35	21,44	20,74	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

Y6														
Væglængde		2,93 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	74,39	2,93	2,94	8,60	3,80	32,68	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	32,68
1. sal	6,13	139,20	2,93	2,94	8,60	3,80	32,68	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	32,68
Stueetage	3,07	129,84	2,93	2,94	8,60	3,80	32,68	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	32,68

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
29,41	130,70	2,63	386,83	75,33	160,11	1,95	200,00	0,21	37,63	21,17		0 Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
58,82	130,70	2,63	429,91	261,73	189,52	0,89	200,00	0,53	112,46	60,79	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim
Væltning om dæk over stueetage												
88,23	130,70	2,63	473,00	375,04	218,93	0,45	200,00	1,22	119,37	97,75	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim

Y7																	
Væglængde		1,44 m															
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	74,39	1,44	2,94	4,23	3,80	16,06	0,00	6,61	0,00	3,24	0,00	0,00	16,06			
1. sal	6,13	139,20	1,44	2,94	4,23	3,80	16,06	0,00	6,61	0,00	3,71	0,00	0,00	16,06			
Stueetage	3,07	129,84	1,44	2,94	4,23	3,80	16,06	0,00	6,61	0,00	3,71	0,00	0,00	16,06			

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbrædder [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger	
Væltning om dæk over 2. sal	14,45		10,41	1,05	14,45	0,65	200,00	0,06	3,40	0,29	0	Glidningssikres ikke	
Væltning om dæk over 1. sal	28,91		20,81	3,64	28,91	0,59	200,00	0,12	6,79	0,84	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke	
Væltning om dæk over stueetage	43,36		31,22	5,21	43,36	0,60	200,00	0,18	10,19	1,36	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke	

Y8																	
Væglængde		2,40 m															
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	74,39	2,40	2,94	7,04	3,80	26,77	0,00	6,61	0,00		3,24	0,00	0,00	26,77		
1. sal	6,13	139,20	2,40	2,94	7,04	3,80	26,77	0,00	6,61	0,00		3,71	0,00	0,00	26,77		
Stueetage	3,07	129,84	2,40	2,94	7,04	3,80	26,77	0,00	6,61	0,00		3,71	0,00	0,00	26,77		
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbrædder [mm]	Spænding [Mpa]	V ₁₀ [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger					
Væltning om dæk over 2. sal	24,09		28,91	12,55	24,09	0,68	240,00	0,07	5,66	3,53	0	Glidningssikres ikke					
Væltning om dæk over 1. sal	48,18		57,82	43,59	48,18	0,30	240,00	0,34	11,32	10,12	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke					
Væltning om dæk over stueetage	72,27		86,73	62,46	72,27	0,34	240,00	0,45	16,98	16,28	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke					

Y9																	
Væglængde		2,83 m															
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	74,39	2,83	2,94	8,31	3,80	31,56	0,00	6,61	0,00		3,24	0,00	0,00	31,56		
1. sal	6,13	139,20	2,83	2,94	8,31	3,80	31,56	0,00	6,61	0,00		3,71	0,00	0,00	31,56		
Stueetage	3,07	129,84	2,83	2,94	8,31	3,80	31,56	0,00	6,61	0,00		3,71	0,00	0,00	31,56		
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger					
Væltning om dæk over 2. sal	M20																
	28,41	130,70	2,53	370,87	69,00	159,11	1,90	240,00	0,17	37,39	19,39	0	Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over 1. sal																	
	56,81	130,70	2,53	411,06	239,74	187,51	0,91	240,00	0,43	111,99	55,69	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim				
Væltning om dæk over stueetage																	
	85,22	130,70	2,53	451,26	343,53	215,92	0,50	240,00	0,90	118,66	89,54	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim				

Y10																	
Væglængde		1,90 m															
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	74,39	1,90	2,94	5,58	3,80	21,19	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	21,19		
1. sal	6,13	139,20	1,90	2,94	5,58	3,80	21,19	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	21,19		
Stueetage	3,07	129,84	1,90	2,94	5,58	3,80	21,19	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	21,19		
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger					
Væltning om dæk over 2. sal																	
	19,07			18,12	2,51	19,07	0,82	200,00	0,06	4,48	0,71	0	Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over 1. sal																	
	38,14			36,24	8,72	38,14	0,72	200,00	0,13	8,96	2,02	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over stueetage																	
	57,21			54,35	12,49	57,21	0,73	200,00	0,20	13,45	3,26	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				

26.1.2 Del 2

Y1														
Væglængde		2,65 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	66,17	1,21	2,94	3,55	3,80	13,50	0,00	0,00	0,00	3,24	0,00	0,00	13,50
1. sal	6,13	124,21	1,21	2,94	3,55	3,80	13,50	0,00	0,00	0,00	3,71	0,00	0,00	13,50
Stueetage	3,07	115,78	1,21	2,94	3,55	3,80	13,50	0,00	0,00	0,00	3,71	0,00	0,00	13,50

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
12,15			16,09	6,27	12,15	0,81	200,00	0,04	2,85	1,76	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
24,29			32,19	21,82	24,29	0,43	200,00	0,14	5,71	5,07	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
36,44			48,28	31,27	36,44	0,47	200,00	0,20	8,56	8,15	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

Y2														
Væglængde		2,45 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	66,17	2,45	2,94	7,19	4,56	32,79	0,00	0,00	0,00	3,24	0,00	0,00	32,79
1. sal	6,13	124,21	2,45	2,94	7,19	4,56	32,79	0,00	0,00	0,00	3,71	0,00	0,00	32,79
Stueetage	3,07	115,78	2,45	2,94	7,19	4,56	32,79	0,00	0,00	0,00	3,71	0,00	0,00	32,79

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
29,51			36,15	18,44	29,51	0,60	240,00	0,10	6,94	5,18	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
59,02			72,30	64,17	59,02	0,14	240,00	0,89	84,43	14,91	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim
Væltning om dæk over stueetage												
88,53			108,45	91,98	88,53	0,19	240,00	0,99	91,37	23,98	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim

Y3																	
Væglængde	4,52 m																
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	66,17	4,52	2,94	13,27	4,56	60,49	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	60,49		
1. sal	6,13	124,21	4,52	2,94	13,27	4,56	60,49	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	60,49		
Stueetage	3,07	115,78	4,52	2,94	13,27	4,56	60,49	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	60,49		

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{ed} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger	
Væltning om dæk over 2. sal	120												
54,44	130,70	4,22	674,60	105,63	185,14	3,07	240,00	0,13	43,51	29,69	0	Glidningssikres ikke	
Væltning om dæk over 1. sal													
108,89	130,70	4,22	797,64	367,53	239,59	1,80	240,00	0,28	164,78	85,42	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim	
Væltning om dæk over stueetage													
163,33	130,70	4,22	920,69	526,81	294,03	1,34	240,00	0,46	199,27	137,37	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim	

Y4																	
Væglængde	1,48 m																
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	66,17	1,48	2,94	4,34	3,80	16,51	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	16,51		
1. sal	6,13	124,21	1,48	2,94	4,34	3,80	16,51	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	16,51		
Stueetage	3,07	115,78	1,48	2,94	4,34	3,80	16,51	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	16,51		

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{ed} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger	
Væltning om dæk over 2. sal													
14,86			10,99	6,04	14,86	0,33	200,00	0,11	3,49	1,70	0	Glidningssikres ikke	
Væltning om dæk over 1. sal													
29,71			21,99	21,00	29,71	0,03	200,00	2,24	6,98	4,88	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke	
Væltning om dæk over stueetage													
44,57			32,98	30,10	44,57	0,06	200,00	1,73	10,47	7,85	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke	

Y5														
Væglængde		1,55 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	66,17	1,55	2,94	4,55	3,80	17,29	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	17,29
1. sal	6,13	124,21	1,55	2,94	4,55	3,80	17,29	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	17,29
Stueetage	3,07	115,78	1,55	2,94	4,55	3,80	17,29	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	17,29

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
15,56			12,06	6,24	15,56	0,37	200,00	0,10	3,66	1,75		0 Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
31,12			24,12	21,69	31,12	0,08	200,00	1,00	7,31	5,04	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
46,68			36,17	31,09	46,68	0,11	200,00	1,07	10,97	8,11	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

Y6														
Væglængde		1,49 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	66,17	1,49	2,94	4,37	3,80	16,62	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	16,62
1. sal	6,13	124,21	1,49	2,94	4,37	3,80	16,62	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	16,62
Stueetage	3,07	115,78	1,49	2,94	4,37	3,80	16,62	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	16,62

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
14,96			11,14	4,80	14,96	0,42	200,00	0,09	3,51	1,35		0 Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
29,91			22,28	16,69	29,91	0,19	200,00	0,40	7,03	3,88	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
44,87			33,43	23,92	44,87	0,21	200,00	0,53	10,54	6,24	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

Y7																	
Væglængde		2,19 m															
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	66,17	2,19	2,94	6,43	3,80	24,43	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	24,43		
1. sal	6,13	124,21	2,19	2,94	6,43	3,80	24,43	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	24,43		
Stueetage	3,07	115,78	2,19	2,94	6,43	3,80	24,43	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	24,43		

Egenvægt [kN]	Forank-ring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredd e [mm]	Spændin g [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger				
Væltning om dæk over 2. sal	21,98		24,07	9,99	21,98	0,64	200,00	0,09	5,17	2,81		0 Glidningssikres ikke				
Overklipping																
Væltning om dæk over 1. sal	43,97		48,14	34,76	43,97	0,30	200,00	0,36	10,33	8,08	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				
Overklipping																
Væltning om dæk over stueetage	65,95		72,21	49,83	65,95	0,34	200,00	0,49	15,50	12,99	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				
Overklipping																

Y8																	
Væglængde		0,95 m															
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	66,17	0,95	2,94	2,79	3,80	10,60	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	10,60		
1. sal	6,13	124,21	0,95	2,94	2,79	3,80	10,60	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	10,60		
Stueetage	3,07	115,78	0,95	2,94	2,79	3,80	10,60	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	10,60		

Egenvægt [kN]	Forank-ring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredd e [mm]	Spændin g [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger				
Væltning om dæk over 2. sal	9,54		4,53	2,45	9,54	0,22	200,00	0,11	2,24	0,69		0 Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over 1. sal	19,07		9,06	8,53	19,07	0,03	200,00	1,73	4,48	1,98	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over stueetage	28,61		13,59	12,23	28,61	0,05	240,00	1,26	6,72	3,19	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				

Y9																	
Væglængde		0,81 m															
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	66,17	0,81	2,94	2,38	3,80	9,03	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	9,03		
1. sal	6,13	124,21	0,81	2,94	2,38	3,80	9,03	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	9,03		
Stueetage	3,07	115,78	0,81	2,94	2,38	3,80	9,03	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	9,03		

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger	
Væltning om dæk over 2. sal	8,13		3,29	1,64	8,13	0,20	240,00	0,08	1,91	0,46	0	Glidningssikres ikke	
Væltning om dæk over 1. sal	16,26		6,59	5,69	16,26	0,06	240,00	0,61	3,82	1,32	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke	
Væltning om dæk over stueetage	24,39		9,88	8,16	24,39	0,07	240,00	0,72	5,73	2,13	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke	

Y10																	
Væglængde		2,63 m															
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	66,17	2,63	2,94	7,72	3,80	29,33	0,00	0,00	0,00		3,24	0,00	0,00	29,33		
1. sal	6,13	124,21	2,63	2,94	7,72	3,80	29,33	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	29,33		
Stueetage	3,07	115,78	2,63	2,94	7,72	3,80	29,33	0,00	0,00	0,00		3,71	0,00	0,00	29,33		

Egenvægt [kN]	Forank-ring [kN]	Afstand til forankrin g [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbred de [mm]	Spændin g [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal	M20											
Overklipping	26,40	130,70	2,33	339,25	61,32	157,10	1,77	200,00	0,22	36,92	17,23	0 Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
Overklipping	52,80	130,70	2,33	373,96	213,36	183,50	0,88	200,00	0,52	106,24	49,59	Glidningssikres ikke Glidningssikres med lim-pap-lim
Væltning om dæk over stueetage												
Overklipping	79,20	130,70	2,33	408,68	305,82	209,90	0,49	200,00	1,07	112,45	79,74	Glidningssikres ikke Glidningssikres med lim-pap-lim

Y11														
Væglængde		2,81 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	66,17	2,81	2,94	8,25	3,80	31,34	0,00	0,00	0,00	3,24	0,00	0,00	31,34
1. sal	6,13	124,21	2,81	2,94	8,25	3,80	31,34	0,00	0,00	0,00	3,71	0,00	0,00	31,34
Stueetage	3,07	115,78	2,81	2,94	8,25	3,80	31,34	0,00	0,00	0,00	3,71	0,00	0,00	31,34
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vægt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger		
Væltning om dæk over 2. sal	28,21		39,63	12,62	28,21	0,96	200,00	0,07	6,63	3,55	0	Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over 1. sal	56,41		79,26	43,89	56,41	0,63	200,00	0,22	80,70	10,20	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim		
Væltning om dæk over stueetage	84,62		118,89	62,91	84,62	0,66	200,00	0,32	87,33	16,40	Glidningssikres ikke	Glidningssikres med lim-pap-lim		

26.1.3 Hel bygning

For vind på langs, er det de bærende vægge der skal optage den vandrette kraft og det skal derfor medregnes at der kan forekomme et sug på taget, som vil reducere egenlasten af konstruktionen.

Dette sug, samt hvilket opland væggene har, er udregnet og indsat i nedenstående tabel.

Sug på taget, ved vind på tværs								Sug pr m2	Opland af tag
Zone	Faktor	Areal (m2)	Peakhast. (kN/m2)	Indv. tryk kN/m2	Sug (kN)	Regn. last kN			
F	-1,70	5,11	0,85	-0,30	-8,92	-13,38		x1	21,71 m2
G	-1,25	5,11	0,85	-0,30	-8,50	-12,74		x2	0,00 m2
H	-0,70	35,39	0,85	-0,30	-31,67	-47,50		x3	35,69 m2
I	-0,20	185,29	0,85	-0,30	-87,09	-130,63		x4	47,00 m2
		230,89						x5	26,86 m2
								x6	6,66 m2
					Sum	-204,25	-0,88 kN/m2	x7	8,32 m2
								x8	11,02 m2
								x9	8,45 m2
								x10	16,77 m2
								x11	16,66 m2
								x12	25,51 m2
								x13	15,02 m2
								x14	8,99 m2
								x15	6,29 m2
								x16	5,31 m2
								x17	12,00 m2
								x18	17,25 m2
								x19	18,27 m2
								x20	10,98 m2

Herefter er oplandet multipliceret med suget pr m2 og denne værdi er derefter fratrasket egenlasten.

x1														
Væglængde		3,35 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	3,35	2,94	9,83	3,80	37,36	3,36	3,35	11,26		3,24	26,51	0,00 44,67
1. sal	6,13	184,39	3,35	2,94	9,83	3,80	37,36	3,36	3,35	11,26		3,71	41,76	0,00 79,12
Stueetage	3,07	136,03	3,35	2,94	9,83	3,80	37,36	3,36	3,35	11,26		3,71	41,76	0,00 79,12
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger		
Væltning om dæk over 2. sal														
40,20			67,33	28,40	40,20	0,97	200,00	0,10	9,45	7,98		0 Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over 1. sal														
111,41			186,61	98,72	111,41	0,79	200,00	0,35	26,18	22,94	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over stueetage														
182,62			305,89	132,55	182,62	0,95	200,00	0,48	42,92	33,97	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke		

x2														
Væglængde		2,01 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	2,01	2,94	5,90	3,80	22,42	3,27	2,07	6,77		3,24	15,94	31,37
1. sal	6,13	184,39	2,01	2,94	5,90	3,80	22,42	3,27	2,07	6,77		3,71	25,11	47,53
Stueetage	3,07	136,03	2,01	2,94	5,90	3,80	22,42	3,27	2,07	6,77		3,71	25,11	47,53
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{ld} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]		Bemærkninger	
Væltning om dæk over 2. sal		28,23		28,37	6,15	28,23	0,79	200,00	0,09	6,63	1,73	0 Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over 1. sal		71,01		71,36	21,38	71,01	0,70	200,00	0,25	16,69	16,68	Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over stueetage		113,79		114,36	28,71	113,79	0,75	200,00	0,38	26,74	19,07	Glidningssikres ikke		

x3																	
Væglængde	3,55 m																
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	98,41	3,55	2,94	10,42	3,80	39,59	5,21	5,06	26,36		3,24	62,09	0,00	70,12		
1. sal	6,13	184,39	3,55	2,94	10,42	3,80	39,59	5,21	5,06	26,36		3,71	97,81	0,00	137,40		
Stueetage	3,07	136,03	3,55	2,94	10,42	3,80	39,59	5,21	5,06	26,36		3,71	97,81	0,00	137,40		

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger				
Væltning om dæk over 2. sal	63,10		112,01	33,21	63,10	1,25	200,00	0,13	14,83	9,33	0	Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over 1. sal	186,76		331,50	115,45	186,76	1,16	200,00	0,40	43,89	26,82	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over stueetage	310,42		551,00	155,01	310,42	1,28	200,00	0,61	72,95	39,72	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				

x4																	
Væglængde	8,28 m																
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum			
2. sal	9,69	98,41	8,28	2,94	24,30	3,80	92,35	8,33	5,52	45,98		3,24	108,30	0,00	159,07		
1. sal	6,13	184,39	8,28	2,94	24,30	3,80	92,35	8,33	5,52	45,98		3,71	170,59	0,00	262,94		
Stueetage	3,07	136,03	8,28	2,94	24,30	3,80	92,35	8,33	5,52	45,98		3,71	170,59	0,00	262,94		

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger				
Væltning om dæk over 2. sal	143,16		592,70	107,09	143,16	3,39	240,00	0,09	33,64	30,10	0	Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over 1. sal	379,81		1572,41	372,27	379,81	3,16	240,00	0,25	89,26	86,49	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				
Væltning om dæk over stueetage	616,45		2552,12	499,83	616,45	3,33	240,00	0,39	144,87	128,09	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke				

x5														
Væglængde		1,68 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	1,68	2,94	4,93	3,80	18,74	4,06	3,93	15,96	3,24	51,70	0,00	46,67
1. sal	6,13	184,39	1,68	2,94	4,93	3,80	18,74	4,06	3,93	15,96	3,71	59,20	0,00	77,93
Stueetage	3,07	136,03	1,68	2,94	4,93	3,80	18,74	4,06	3,93	15,96	3,71	59,20	0,00	77,93

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
42,00			35,28	7,57	42,00	0,66	200,00	0,16	9,87	2,13	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
112,14			94,20	26,33	112,14	0,61	200,00	0,46	26,35	6,12	Glidningssikring ikke n	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
182,28			153,12	35,35	182,28	0,65	200,00	0,71	42,84	9,06	Glidningssikring ikke n	Glidningssikres ikke

x6														
Væglængde		2,79 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	2,79	2,94	8,19	3,80	31,12	2,79	1,77	4,94	3,24	16,00	0,00	41,23
1. sal	6,13	184,39	2,79	2,94	8,19	3,80	31,12	2,79	1,77	4,94	3,71	18,32	0,00	49,44
Stueetage	3,07	136,03	2,79	2,94	8,19	3,80	31,12	2,79	1,77	4,94	3,71	18,32	0,00	49,44

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
37,10			51,76	21,40	37,10	0,82	200,00	0,11	8,72	6,02	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
81,60			113,83	74,41	81,60	0,48	200,00	0,42	19,18	17,29	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
126,09			175,90	99,91	126,09	0,60	200,00	0,52	29,63	25,60	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x7													
Væglængde	3,17 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring Sum
2. sal	9,69	98,41	3,17	2,94	9,30	3,80	35,36	3,41	1,77	6,04	3,24	19,56	0,00 47,55
1. sal	6,13	184,39	3,17	2,94	9,30	3,80	35,36	3,41	1,77	6,04	3,71	22,39	0,00 57,75
Stueetage	3,07	136,03	3,17	2,94	9,30	3,80	35,36	3,41	1,77	6,04	3,71	22,39	0,00 57,75

Egenvægt [kN]	Forank-ring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredd e [mm]	Spændin g [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
42,80			67,83	26,33	42,80	0,97	200,00	0,11	10,06	7,40	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
94,77			150,21	91,53	94,77	0,62	200,00	0,38	22,27	21,26	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
146,74			232,59	122,89	146,74	0,75	200,00	0,49	34,48	31,49	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x8													
Væglængde		1,85 m											
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring Sum
2. sal	9,69	98,41	1,85	2,94	5,43	3,80	20,63	2,58	3,93	10,14		3,24	32,85 0,00 43,74
1. sal	6,13	184,39	1,85	2,94	5,43	3,80	20,63	2,58	3,93	10,14		3,71	37,62 0,00 58,25
Stueetage	3,07	136,03	1,85	2,94	5,43	3,80	20,63	2,58	3,93	10,14		3,71	37,62 0,00 58,25
Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredd e [mm]	Spændin g [Mpa]	V ₁₀ [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for Bemærkninger		
Væltning om dæk over 2. sal													
39,37			36,41	9,60	39,37	0,68	200,00	0,14	9,25	2,70	0 Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over 1. sal													
91,79			84,91	33,36	91,79	0,56	200,00	0,41	21,57	7,75	Glidningssikres ikke Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over stueetage													
144,22			133,40	44,79	144,22	0,61	200,00	0,59	33,89	11,48	Glidningssikres ikke Glidningssikres ikke		

x9													
Væglængde		0,76 m											
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring Sum
2. sal	9,69	98,41	0,76	2,94	2,23	3,80	8,48	2,18	3,93	8,57		3,24	27,76
1. sal	6,13	184,39	0,76	2,94	2,23	3,80	8,48	2,18	3,93	8,57		3,71	31,79
Stueetage	3,07	136,03	0,76	2,94	2,23	3,80	8,48	2,18	3,93	8,57		3,71	31,79

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal	25,88		9,83	1,62	25,88	0,32	200,00	0,20	6,08	0,46	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal	62,12		23,60	5,63	62,12	0,29	200,00	0,54	14,60	1,31	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage	98,35		37,37	7,56	98,35	0,30	200,00	0,81	23,11	1,94	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x10													
Væglængde		1,07 m											
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring Sum
2. sal	9,69	98,41	1,07	2,94	3,14	3,80	11,93	3,97	3,93	15,60		3,24	50,55
1. sal	6,13	184,39	1,07	2,94	3,14	3,80	11,93	3,97	3,93	15,60		3,71	57,88
Stueetage	3,07	136,03	1,07	2,94	3,14	3,80	11,93	3,97	3,93	15,60		3,71	57,88

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal	42,88		22,94	3,21	42,88	0,46	200,00	0,23	10,08	0,90	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal	105,72		56,56	11,16	105,72	0,43	200,00	0,62	24,84	2,59	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage	168,55		90,18	14,98	168,55	0,45	200,00	0,94	39,61	3,84	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x11														
Væglængde	3,59 m													
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	3,59	2,94	10,54	3,80	40,04	4,70	4,13	19,41	3,24	62,89	0,00	88,19
1. sal	6,13	184,39	3,59	2,94	10,54	3,80	40,04	4,70	4,13	19,41	3,71	72,01	0,00	112,05
Stueetage	3,07	136,03	3,59	2,94	10,54	3,80	40,04	4,70	4,13	19,41	3,71	72,01	0,00	112,05

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal	79,37		142,48	32,61	79,37	1,38	200,00	0,14	18,65	9,17	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal	180,22		323,50	113,37	180,22	1,17	200,00	0,39	42,35	26,34	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage	281,07		504,52	152,22	281,07	1,25	200,00	0,56	66,05	39,01	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x12														
Væglængde	2,79 m													
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	2,79	2,94	8,19	3,80	31,12	2,86	8,82	25,23	3,24	81,73	0,00	90,28
1. sal	6,13	184,39	2,79	2,94	8,19	3,80	31,12	2,86	8,82	25,23	3,71	93,59	0,00	124,70
Stueetage	3,07	136,03	2,79	2,94	8,19	3,80	31,12	2,86	8,82	25,23	3,71	93,59	0,00	124,70

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal	81,25		113,34	20,68	81,25	1,14	240,00	0,15	19,09	5,81	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal	193,48		269,91	71,90	193,48	1,02	240,00	0,39	45,47	16,70	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage	305,71		426,47	96,53	305,71	1,08	240,00	0,59	71,84	18,87	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x13														
Væglængde		2,23 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankrin	Sum
2. sal	9,69	98,41	2,23	2,94	6,55	3,80	24,87	3,04	4,60	13,98	3,24	45,31	0,00	56,89
1. sal	6,13	184,39	2,23	2,94	6,55	3,80	24,87	3,04	4,60	13,98	3,71	51,88	0,00	76,75
Stueetage	3,07	136,03	2,23	2,94	6,55	3,80	24,87	3,04	4,60	13,98	3,71	51,88	0,00	76,75

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [Mpa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger		
Væltning om dæk over 2. sal														
51,21			57,09	13,21	51,21	0,86	200,00	0,15	12,03	3,71	0	Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over 1. sal														
120,28			134,11	45,93	120,28	0,73	200,00	0,41	28,27	10,67	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke		
Væltning om dæk over stueetage														
189,36			211,13	61,67	189,36	0,79	200,00	0,60	44,50	11,91	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke		

x14														
Væglængde		0,79 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankrin	Sum
2. sal	9,69	98,41	0,79	2,94	2,32	3,80	8,81	1,60	4,60	7,36	3,24	23,85	0,00	24,70
1. sal	6,13	184,39	0,79	2,94	2,32	3,80	8,81	1,60	4,60	7,36	3,71	27,31	0,00	36,12
Stueetage	3,07	136,03	0,79	2,94	2,32	3,80	8,81	1,60	4,60	7,36	3,71	27,31	0,00	36,12

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
22,23			8,78	1,66	22,23	0,32	200,00	0,17	5,22	0,47	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
54,74			21,62	5,76	54,74	0,29	200,00	0,47	12,86	1,34	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
87,24			34,46	7,74	87,24	0,31	200,00	0,71	20,50	1,50	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x15														
Væglængde	0,90 m													
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	0,90	2,94	2,64	3,80	10,04	1,82	8,30	15,11		3,24	48,94	53,42
1. sal	6,13	184,39	0,90	2,94	2,64	3,80	10,04	1,82	8,30	15,11		3,71	56,04	66,08
Stueetage	3,07	136,03	0,90	2,94	2,64	3,80	10,04	1,82	8,30	15,11		3,71	56,04	66,08

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
48,08			21,63	2,17	48,08	0,40	240,00	0,25	11,30	0,61	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
107,55			48,40	7,56	107,55	0,38	240,00	0,59	25,27	1,76	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
167,02			75,16	10,15	167,02	0,39	240,00	0,89	39,25	1,94	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x16														
Væglængde	1,12 m													
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	1,12	2,94	3,29	3,80	12,49	2,45	3,34	8,18		3,24	26,51	34,30
1. sal	6,13	184,39	1,12	2,94	3,29	3,80	12,49	2,45	3,34	8,18		3,71	30,36	42,85
Stueetage	3,07	136,03	1,12	2,94	3,29	3,80	12,49	2,45	3,34	8,18		3,71	30,36	42,85

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
30,87			17,29	3,38	30,87	0,45	200,00	0,17	7,26	0,95	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
69,44			38,89	11,76	69,44	0,39	200,00	0,44	16,32	2,73	Glidningssikring ikke nok	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
108,00			60,48	15,78	108,00	0,41	200,00	0,65	25,38	4,05	Glidningssikring ikke nok	Glidningssikres ikke

x17														
Væglængde		1,36 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	1,36	2,94	3,99	3,80	15,17	2,21	4,60	10,17		3,24	32,94	37,49
1. sal	6,13	184,39	1,36	2,94	3,99	3,80	15,17	2,21	4,60	10,17		3,71	37,72	52,88
Stueetage	3,07	136,03	1,36	2,94	3,99	3,80	15,17	2,21	4,60	10,17		3,71	37,72	52,88

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbræde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
33,74			22,94	5,17	33,74	0,53	200,00	0,16	7,93	1,45	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
81,33			55,31	17,99	81,33	0,46	200,00	0,44	19,11	4,18	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
128,93			87,67	24,15	128,93	0,49	200,00	0,65	30,30	6,19	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x18														
Væglængde		1,96 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	98,41	1,96	2,94	5,75	3,80	21,86	3,60	4,60	16,56		3,24	53,65	60,25
1. sal	6,13	184,39	1,96	2,94	5,75	3,80	21,86	3,60	4,60	16,56		3,71	61,44	83,30
Stueetage	3,07	136,03	1,96	2,94	5,75	3,80	21,86	3,60	4,60	16,56		3,71	61,44	83,30

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbræde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	Vd [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
54,23			53,14	10,75	54,23	0,78	200,00	0,17	12,74	3,02	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
129,19			126,61	37,36	129,19	0,69	200,00	0,47	30,36	8,68	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
204,16			200,08	50,16	204,16	0,73	200,00	0,70	47,98	12,86	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x19																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
56,33			58,86	12,22	56,33	0,83	200,00	0,17	13,24	3,43	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
134,44			140,49	42,48	134,44	0,73	200,00	0,46	31,59	9,87	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
212,56			222,13	57,04	212,56	0,78	200,00	0,68	49,95	14,62	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

x20														
Væglængde		1,15 m												
Dæk over	Højde	Vandret last	Bredde, væg	Højde, væg	Areal, væg	Egenlast pr. m2	Egenlast, væg	Bredde, dæk	Længde, dæk	Areal, dæk	Last pr. m2	Egenlast, dæk	Forankring	Sum
2. sal	9,69	1,96	1,15	2,94	3,38	3,80	12,83	2,06	4,60	9,48	3,24	30,70	0,00	33,81
1. sal	6,13	1,96	1,15	2,94	3,38	3,80	12,83	2,06	4,60	9,48	3,71	35,16	0,00	47,98
Stueetage	3,07	1,96	1,15	2,94	3,38	3,80	12,83	2,06	4,60	9,48	3,71	35,16	0,00	47,98

Egenvægt [kN]	Forankring [kN]	Afstand til forankring [m]	M _{stab} [kNm]	M _{vælt} [kNm]	Lodret Reaktion [kN]	z [m]	Vægbredde [mm]	Spænding [MPa]	V _{rd} [kN]	V _d [kN]	Glidningssikres for [kN]	Bemærkninger
Væltning om dæk over 2. sal												
30,43			17,50	3,70	30,43	0,45	200,00	0,17	7,15	1,04	0	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over 1. sal												
73,61			42,33	12,86	73,61	0,40	200,00	0,46	17,30	2,99	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke
Væltning om dæk over stueetage												
116,80			67,16	17,27	116,80	0,43	200,00	0,68	27,45	4,43	Glidningssikres ikke	Glidningssikres ikke

27 Appendiks 4

27.1 Lodret belastet murværk

Der vil i følgende afsnit blive udført beregninger for en lodret belastet væg i henhold til DS/EN 1996-1-1.

Først skal det regningsmæssige bøjningsmoment som kommer fra etageadskillelsens lastexcentricitet, beregnes.

Den lodrette last findes i tabel 10 i rapporten, til 47,3 kN for n_h .

Den vandrette last findes ved vindsug på zone A og giver et sug på facaden på $1,02 \frac{kN}{m^2}$, samt indvendigt tryk på $0,255 \frac{kN}{m^2}$.

Længden sættes til længden af væg X1 for del 1 som findes til 3,35 m.

Bøjningsmomentet beregnes til:

$$M_{id} = \frac{1}{8} * \left(1,02 \frac{kN}{m^2} + 0,255 \frac{kN}{m^2} \right) * 1,5 * (3,35 \text{ m})^2 = 2,68 \text{ kNm}$$

Herefter skal excentriciteten i toppen eller bunden beregnes, dette gøres med værdierne:

M_{id} er regnet til 2,68 kNm

N_h er jf. tabel 10 i rapporten fundet til 47,3 kN

e_{init} er sat til 20 mm jf. tolerancer for murværk DS/EN 1996-2

$$e_i = \frac{2,68 \text{ kNm}}{47,3 \text{ kN/m}} + 0,020 \text{ m} = 0,07 \text{ m} (\geq 0,05 * 0,200 \text{ m} = 0,01 \text{ m}) \text{ OK}$$

Herefter skal reduktionsfaktoren for bæreevnen beregnes, dette gøres ved:

$$\phi = 1 - 2 * \frac{0,07 \text{ m}}{0,200 \text{ m}} = 0,23$$

Det er herefter muligt at udregne trykkapaciteten af murværket, dette gøres med værdierne:

ϕ er regnet til 0,23

t er 0,2 m tykkelse af bærende vægge.

f_{cd} er fundet til 7,625 MPa jf. stabilitetsafsnittet for kontrol af knusning.

Hermed bliver den regningsmæssige trykkapacitet:

$$0,23 * 0,2 \text{ m} * 7,625 \text{ MPa} = 0,35 \text{ MPa}$$

Den regningsmæssige last fra de ovenliggende etager bliver:

$$284,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 10^{-3} = 0,28 \text{ MPa}$$

Hermed:

$$0,35 \text{ MPa} \geq 0,28 \text{ MPa OK}$$

27.2 Lodret belastet væg beregnet i EC6design

Del 1 væg X1

Der vil herunder blive indsat de i EC6-design, beregnede resultater for samme væg som beregnet ovenfor.

Alle data er hentet fra EC6-Design-rapporten, og indsat direkte.

Specifikke forudsætninger

Regningsmæssige dimensioner

Længde = 3,350 m

Tykkelse af formur = 0 mm

Tykkelse = 200 mm

(tykkelse=0 betyder ingen formur)

Højde = 2,800 m

Understøtningsforhold

Antal understøtninger = 3

$\rho_2 = 1,00$

Karakteristiske materialeparametre

Trykstyrke = 12,20 MPa

E-modul = 7564 MPa

Densitet = 1900 kg/m³

Bøjningstrækstyrke = 0,35 MPa

E-modul evt. formur = 3000 MPa

Konsekvensklasse = Høj

Kontrolklasse = Normal

Regningsmæssig last på bærende væg alene

Lodret last = 284,5 kN/m

Excentricitetsintervaller inden korrektion med værdien e_{init} . Positiv mod højre:

Top: fra -43 til 43 mm;

Tværlast (vindlast) = 1,87 kN/m² (positiv mod venstre)

Bund: fra -43 til 43 mm

Generelle forudsætninger

I EN 1996 - 1 - 1 tages der hensyn til lastexcentriciteter og søjlevirkning i en væg ved hjælp af en såkaldt kapacitetsreduktionsfaktor Φ idet væggen regningsmæssige bæreevne pr. længdeenhed for lodret last bestemmes som

$$N_{Rd} = \Phi \times t \times f_d$$

Her er t væggen tykkelse og f_d er murværkets regningsmæssige trykstyrke. Indeks R står for resistance som på dansk betyder bæreevne, og indeks d står for design value som på dansk betyder regningsmæssig værdi. Udtrykket findes i EN 1996 - 1 - 1 som formel (6.2).

For at kunne bestemme værdien af kapacitetsreduktionsfaktoren Φ i de tre snit som EN 1996 - 1 - 1 kræver undersøgelse, er det nødvendigt at bestemme den lodrette lasts excentricitet og excentricitetsbidraget fra den vandrette tværlast i de tre snit: top, bund og midte.

Top- og bundexcentriciteter

EN 1996 - 1 - 1 giver i aneks C en metode til bestemmelse af den lodrette lasts excentricitet i toppen og bunden af en væg baseret på en elastisk model af den betragtede væg og de tilstødende vægge og dæk. Denne fremgangsmåde er meget følsom overfor de stivhedsantagelser der benyttes og i mange tilfælde er resultatet uforeneligt med at der ikke kan regnes med trækspændinger i væggen. Som følge heraf er der i anekset også angivet en metode til bestemmelse af excentriciteterne baseret på en antagelse om at spændingerne i væggen kan omlejres som følge af revnedannelse således at der ikke optræder trækspændinger. Hvorledes disse metoder kan gøres operationelle fremgår ikke klart.

I programmodulet er valgt den fremgangsmåde, at brugeren i stedet for at angive excentriciteten af den lodrette last i væggen top og bund, som man alligevel ikke kan bestemme med nogen grad af sikkerhed - skal angive et interval i væggen top og bund inden for hvilket resultanten af den lodrette last, hhv. den lodrette reaktion, skal befinde sig, således at kraften kan overføres fra til de tilstødende konstruktioner. Disse intervaller kaldes excentricitetsintervaller. Som krævet i EN 1996 - 1 - 1 tager programmodulet højde for konstruktionsimperfektioner ved at korrigere excentricitetsintervallet med en imperfectionsexcentricitet e_{init} til ugunst for væggen. Imperfectionsexcentriciteten bestemmes som $e_{init} = h_{ef} / 450$. Det korrigerede excentricitetsinterval benævnes "det regningsmæssige excentricitetsinterval".

Akser, linier, excentriciteter og udbøjninger

Det geometriske sted for trykresultanterne i væggen forskellige tværnsnit kaldes **tryklinien**. Det er en krum linie, som krummer mod tværlastens retning. Dens krumning bestemmes éntydigt af den lodrette og vandrette last samt væggen højde. Symmetrisk omkring tryklinien defineres en **trykbue** som består af en trykzone med en mindste bredde på N_d / f_d , altså den regningsmæssige tryknormalkraft pr. længdeenhed af væggen i det aktuelle vandrette snit, divideret med vægmaterialets regningsmæssige trykstyrke. Ved væggen top og bund skal hele trykbuen befinde sig i det regningsmæssige excentricitetsinterval.

Væggen antages normalt at være krum. Den krumme linie der er det geometriske sted for midtpunkterne af alle vandrette snit i væggen, benævnes **vægaksen**. Krumningens størrelse defineres ofte ved vægaksens udbøjning på midten.

Den lodrette linie gennem vægaksens skæringer med top- og bundsnittene benævnes **systemlinien**. Trykliniens excentriciteter og vægaksens udbøjninger måles ud fra systemlinien og regnes positive mod højre, mens resulterende excentriciteter måles fra vægaksen til tryklinien og altid regnes positive.

Trykbuen, vægaksen og systemlinien er vist i "Trykbufiguren" nedenfor.

Trykbuens ender placeres sådan i det regningsmæssige excentricitetsinterval, at trykliniens excentricitet i midtersnittet e_{midt} bliver mindst mulig. Vægaksens udbøjning i midtersnittet består af imperfectionsbidraget e_{init} og evt. et bidrag e_k fra krybning, udregnet efter formel (6.8) i EN 1996 - 1 - 1. Summen af disse to bidrag benævnes e_5 .

Den resulterende excentricitet e_{mr} i midtersnittet fås som den positive differens $abs(e_5 - e_{midt})$; endvidere skal e_{mr} mindst sættes til $0,05 \times$ vægtykkelsen.

Herefter bestemmes kapacitetsreduktionsfaktoren Φ_m efter formlerne i EN 1996 - 1 - 1, Annex G. Endelig bestemmes midtersnittets bæreevne $N_{mRd} = \Phi_m \times t \times f_d$.

Bemærk: Såfremt forholdet mellem E_{0k} og f_k er mindre end 500 kan beregningen ikke gennemføres. Dette skyldes, at formeludtrykket i EN 1996-1-1 er rent empirisk og optimeret til $E_{0k}/f_k = 1000$. For lave værdier af dette forhold stiger bæreevnen markant såfremt f_k reduceres og alle andre parametre fastholdes. Dette virker ikke korrekt, hvorfor beregningen afbrydes. Som alternativ kan anvendes "Ritter-modellen eller trykstyrken f_k kan reduceres således, at forholdet bliver 500. Det vurderes værende konservativt at reducere f_k .

Bæreevnen er ikke éntydig

Bemærk at excentriciteten i midtersnittet - og dermed Φ_m - er bestemt af det aktuelle forhold mellem vandret og lodret last. Hvis fx den vandrette last holdes konstant, mens den lodrette last reduceres, så øges excentriciteten i midtersnittet, og den lodrette bæreevne N_{Rd} reduceres, ofte hurtigere end den lodrette last. Den lodrette bæreevne er altså ikke en konstant størrelse for en given væg, men den afhænger bl.a. af den aktuelle lodrette og vandrette last.

Lille lodret last

Bæreevnen af en lodret belastet muret væg med samtidig vandret last beregnes normalt som beskrevet ovenfor, dvs. med de lodrette trykspændinger som stabiliserende faktor. Beregning efter denne metode benævnes **EN 1996 - 1 - 1 - beregning**. Når den lodrette last er lille, er den stabiliserende virkning af de lodrette trykspændinger lille og midterexcentriciteten for en given vandret last stor. I mange almindeligt forekommende tilfælde, hvor den lodrette last er lille i forhold til den vandrette, er bæreevnen efter en EN 1996 - 1 - 1 - beregning derfor ikke tilstrækkelig.

Da erfaringen viser, at også vægge med ingen eller lille lodret last ofte kan optage de forekommende vindlaste, er der indbygget en alternativ beregningsmetode i programmodulet, den såkaldte **Navier-beregning**.

Ved en Navier-beregning tages murværkets bøjningstrækstyrke om liggefugerne i regning. De regningsmæssige tryk- og trækspændinger beregnes efter den "udvidede Naviers formel" og sammenlignes med de regningsmæssige tryk- og trækstyrker. Tilføjelsen "udvidede" går på, at der tages hensyn til søjlevirkning gennem en momentforøgelsesfaktor $N_{cr} / (N_{cr} - N_d)$ på bøjningsspændingsbidraget. Denne faktor svarer til søjleudbøjningen u_s og den deraf følgende forøgelse af momentet.

Ved Navier-beregningen forudsættes vægaksens udbøjning på midten at være $e_5 = e_{init} + u_s$, hvor de to bidrag har samme fortegn.

En EN 1996 - 1 - 1 - beregning forudsætter at excentriciteterne indstiller sig således at excentriciteten i væggen midte er *mindst* mulig. Dette begrundes med at begyndende bøjningstrækbrud betyder revner og deformationer ved væggen top og bund som medfører en omlejring af kraftresultanterne, der normalt vil reducere momentet i væggen midte.

Når der forudsættes urevnede tværnsnit er denne gunstige mekanisme ikke til stede. I Navier-beregningen er der efter forskellige overvejelser valgt følgende forudsætning: Top- og bundexcentricitet er placeret til ugunst i 1/6 af bredden af det regningsmæssige excentricitetsinterval.

I programmodulet er implementeret den regel, at væggen bæreevne er tilstrækkelig hvis *enten* Beregningen med det revnede tværnsniteller Navier-beregningen viser tilstrækkelig bæreevne.

Delresultater

Geometriske forhold

Areal = 0,670 m²

Eff. højde = 2598 mm

Initialexcentricitet e_{init} = 6 mm

$\rho_3 = 0,93$

Eff. tykkelse = 200 mm

$\rho_4 = 0,59$

Slankhedsforhold = 13,0

Krybningsexcentricitet e_k = 0 mm

Materialeparametre

Trykstyrke

Bøjningstrækstyrke

E-modul

Specifik tyngde

Karakt. værdi

$f_k = 12,20$ MPa

$f_{yk1} = 0,35$ MPa

$E_{0k} = 7564$ MPa

Partialkoeff

1,60

1,70

1,60

0,00001863 N/mm³

Regn.mæss. værdi

$f_d = 7,62$ MPa

$f_{xd1} = 0,21$ MPa

$E_{0d} = 4727$ MPa

Bæreevneforhold

Regningsmæssig normalkraft, N_{Ed}

Minimal trykzonebredde, N_{Ed} / f_{cd}

top

284,5 N/mm

37 mm

midt

289,7 N/mm

38 mm

bund

294,9 N/mm

39 mm

EN 1996 - 1 - 1 - beregning

Trykbuens excentricitet

Væggens udbøjning, e_g

Resulterende excentricitet, e_{mr}

(i midten mindst $1/20 \times$ vægtykkelsen)

Reduktionsfaktor Φ (jfr. EN 1996 - 1 - 1(6.4) og (G.1))

Regn.mæss. bæreevne N_{Rd} (jfr. EN 1996 - 1 - 1(6.2))

Udnyttelsesgrad N_{Ed} / N_{Rd}

-7 mm

-

7 mm

0,93

1423,2 N/mm

20 %

0 mm

10 mm

10 mm

0,71

1086,8 N/mm

27 %

-6 mm

-

6 mm

0,94

1433,7 N/mm

21 %

Navier-beregning

Trykbuens excentricitet

Væggens udbøjning, e_g

Resulterende excentricitet, e_{mr}

1. ordens moment $M_0 = N_{Ed} \times e$

Eulerlast N_{cr}

Momentforøgelsesfaktor $a = N_{cr} / (N_{cr} - N_{Ed})$

Resulterende moment $M_{max} = a \times M_0$

Modstandsmoment Z

Bøjningsspænding $abs(M_{max}) / Z$

Normalspænding $N_{Ed} /$ vægtykkelse

Kanttrækspænding og -styrke

Kanttrykspænding og -styrke

Største udnyttelsesgrad = kantspænding / styrke

20 mm

-

20 mm

9331 Nmm/mm

1046,7 N/mm

1,38

12902 Nmm/mm

6667 mm³/mm

1,935 MPa

1,449 MPa

0,487 MPa

3,384 MPa

236 %

26 mm

-18 mm

45 mm

9331 Nmm/mm

1046,7 N/mm

1,38

12902 Nmm/mm

6667 mm³/mm

1,935 MPa

1,449 MPa

0,487 MPa

3,384 MPa

236 %

20 mm

-

20 mm

9331 Nmm/mm

1046,7 N/mm

1,38

12902 Nmm/mm

6667 mm³/mm

1,935 MPa

1,449 MPa

0,487 MPa

3,384 MPa

236 %

Resultat

Dimensionsgivende udnyttelsesgrader

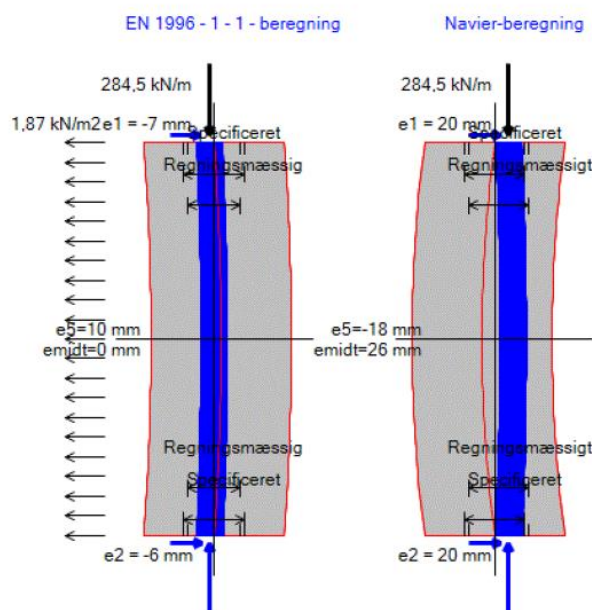
20 %

27 %

21 %

Konklusion

Da alle dimensionsgivende udnyttelsesgrader (top, midt og bund) er < eller = 100 %, er væggen bæreevne tilstrækkelig.



Det grå område er væggen. Det blå område er den smalste trykbue, symmetrisk om tryklinien og med bredden NE_c

Den krumme røde linie gennem vægtværsnittenes midtpunkter benævnes vægaksen. Den lodrette sorte linie gennem væggen benævnes tryklinien. Tryklinien er ikke vist, men ligger midt i trykbuen.

For EN 1996-1-1-beregningens vedkommende er i top i de specificerede og de regningsmæssige excentricitetsintervaller. Trykbuen skal ramme inden for de regningsmæssige intervaller.

For Navier-beregningens vedkommende er excentriciteten placeret til ugunst i 1/6 af det regningsmæssige excentricitetsintervaller.

Laster er markeret med sorte pile, reaktioner med blå. Alle breddemål er forstørret 5 gange i forhold til højdemål.

Yderligere informationer findes i "Generelle forudsætninger" og "Delresultater" i rapporten.

Beregningen har givet følgende resultat:

Bæreevnen er tilstrækkelig.

27.3 Optagelse af vandrette reaktioner gennem pap

Beregninger efter lærebogen på mur-tag.dk

Der vil i følgende afsnit blive undersøgt for om væg X1 for del 1 kan føre det halve af den maksimale vandrette fladelast gennem pappet i bunden. Den maksimale vindlast fremkommer ved vind på langs som giver et sug på væg X1 som kombineres med indvendigt tryk.

Den vandrette påvirkning på understøtningen beregnes:

$$Q_{\text{vandret}} = \frac{1}{2} * \left(1,5 * 0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (0,2 + 1,2) \right) * 2,8 \text{ m} = 2,68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hvor:

1,5 Er partialkoefficienten for vinden.

$0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Er peakhastighedsstrykket.

(0,2+1,2) Er formfaktorene for udv. Og ind. Vind.

2,8 m Er højden af væggen.

Herefter skal den vandrette modstandsevne af understøtningen beregnes:

$$R_{Vandret} = 3,8 \frac{kN}{m^2} * 2,8 m * 0,34 = 3,61 \frac{kN}{m}$$

Hvor:

$3,8 \frac{kN}{m^2}$ Er lasten pr m² for Silkablokkene, jf. egenlast-afsnittet i rapporten.

2,8 m Er højden af væggen.

0,31 Er den regningsmæssige friktionskoefficient mellem pap og lim, og regnes ved:

$$\mu_d = \frac{\mu_{lim-pap}}{\gamma_{c,friktion} * \gamma_3}$$

Hvor:

$\mu_{lim-pap}$ Er den karakteristiske friktionskoefficient mellem pap og lim som jf. mur-tag sættes til 0,44.

$\gamma_{c,friktion}$ Er partialkoefficienten for friktion, som sættes til 1,3 jf. DS/EN 1996-1-1 DK/NA: 2014.

γ_3 Er en partialkoefficient der tager hensyn til kontrolklassen, og for normal sættes til 1,0.

Dermed kan det eftervises at:

$$2,68 kNm < 3,61 kNm OK$$

27.4 Tværbelastet murværk

Der vil i følgende afsnit blive udført beregninger for en tværbelastet væg i henhold til DS/EN 1996-1-1.

Først er det nødvendigt at bestemme det elastiske modstandsmoment, dette gøres ved:

$$Z = \frac{\frac{1}{12} * 200 mm * (2800 mm)^3}{\frac{2800 mm}{2}} = 26,1 * 10^6 mm^3$$

Herefter er det muligt at udregne modstandsmomentet, dette gøres med værdierne:

f_{xd} er den regningsmæssige bøjningsstyrke, som fremgår af figur 3 i rapporten, på 0,35 som gøres regningsmæssig ved: $\frac{0,35 \text{ MPa}}{1,6} = 0,219 \text{ MPa}$, da der benyttes byggesten i kat. 1.

Modstandsmomentet bliver:

$$M_{Rd} = (0,219 \text{ MPa} * 26,1 * 10^6 \text{ mm}^3) * 10^{-6} = 5,72 \text{ kNm}$$

Momentet er udregnet med følgende værdier:

Peakhastighedstrykket på $0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Formfaktorer for udvendigt sug på -1,2

Formfaktor for indvendigt tryk på (-) 0,3

Partialkoefficienten for vindlast på (1,5* 1,0)

Oplandet af den vandrette last på (1,4 m *1,0 m)

Armen fra, hvor vindlasten virker til toppen af væggen på 1,4 m

$$M_{Ed} = 0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (-1,2 - 0,3) * (1,5 * 1,0) * (1,4 \text{ m} * 1 \text{ m}) * 1,4 \text{ m} = -4,28 \text{ kNm}$$

Da:

$$5,72 \text{ kNm} \geq (-) 4,28 \text{ kNm}$$

Er det hermed eftervist at væg X1 i del 1, kan modstå tværbelastningen.

27.5 Tværbelastet væg beregnet i EC6design

Del 1 væg X1

Der vil herunder blive indsat de i EC6-design, beregnede resultater for samme væg som beregnet ovenfor.

Alle data er hentet fra EC6-Design-rapporten, og indsat direkte.

Specifikke forudsætninger

Væggen er udført af: Murværk

Væggens (regningsmæssige) dimensioner:

Længde = 3,350 m

Højde = 2,800 m

Tykkelse = 200 mm

Understøtningsforhold og evt. randmomenter for vægfeltets fire rande:

Venstre lodrette kant	: Simpelt understøttet; randmoment = 0 Nm/m
Højre lodrette kant	: Fri
Nederste vandrette kant	: Simpelt understøttet; randmoment = 0 Nm/m
Øverste vandrette kant	: Simpelt understøttet; randmoment = 0 Nm/m

Åbningers form, placering og størrelse:

Form	Koordinater til åbningens nederste venstre hjørne x (m)	y (m)	Bredde (m)	Højde (m)
rektangel	0,350	0,000	1,190	2,190

Materialeparametre og last:

Karakterist. bøjningstrækstyrker i horisontale og vertikale snit:	$f_{xk1} = 0,35 \text{ MPa}$	$f_{xk2} = 0,46 \text{ MPa}$
Konsekvensklasse = Høj	Kontrollklasse = Normal	
Regningsmæssig tværlast (se også randmomenter ovenfor)	$w = 1,42 \text{ kN/m}^2$	
Regningsmæssig lodret last	$n = 169,50 \text{ kN/m}$	

Generelle forudsætninger

Væggens tværbæreevne beregnes efter brudlinieteorien, idet de regningsmæssige brudmomenter pr. længdeenhed om vandrette og lodrette akser, m_{lU} og m_{sU} , beregnes som de tilhørende bøjningstrækstyrker gange modstandsmomentet pr. længdeenhed, altså $m_{lU} = f_{xd1} \cdot t^2/6$ og $m_{sU} = f_{xd2} \cdot t^2/6$. Hvis der er lodret last på væggen, forøges m_{lU} med normalspændingen gange modstandsmomentet pr. længdeenhed, altså med $(n/t) \cdot t^2/6$, idet n forudsættes centralt virkende. Denne regel anvendes også for letbetonelementvægge.

For vægge med lodret last foruden tværlasten beregnes brudmomenterne således som $m_{lU} = (f_{xd1} + (n/t)) \cdot t^2/6$, hhv. $m_{sU} = f_{xd2} \cdot t^2/6$.

I symbolerne m_{lU} og m_{sU} står m for moment pr. længdeenhed, l og s for liggefuger og studsfiger, altså hovedsnitretningerne med reference til en muret væg, og u står for ultimate, dvs. det regningsmæssige brudmoment.

For murede vægges vedkommende bestemmer programmet f_{xd1} og f_{xd2} ved division af f_{xk1} og f_{xk2} med partialkoefficienten.

For porebetonelementvægges vedkommende tages der i henhold til sædvanlig praksis højde for eventuelle svagheder i udførelsen af de lodrette fuger ved at sætte bøjningstrækstyrken om en lodret akse ("studsfiger") ret lavt. Den sædvanligt anvendte "deklarerede" værdi er $f_{xk2} = 0,5 \text{ MPa}$.

Selve brudlinieberegningen foregår ved, at programmet gætter på en række tilfældige brudfigurer og beregner bæreevnen efter princippet ydre arbejde = indre arbejde. Herefter udvælges den af de gennemregnede brudfigurer, der gav mindst bæreevne, som udgangspunkt for den følgende række brudfigurer, idet variationsområdet indsnævres. Efter yderligere et vist antal beregninger udvælges den af de senest gennemregnede brudfigurer, der gav mindst bæreevne, som udgangspunkt for den nu følgende række brudfigurer, idet variationsområdet yderligere indsnævres. Således fortsættes, indtil det specificerede totale antal beregninger (200) er udført.

Den brudfigur, der gav den mindste bæreevne, vises bagerst i rapporten og resultaterne af de 200 brudlinieberegninger vises i kronologisk rækkefølge som et "Konvergensdiagram". Her skulle det gerne vise sig, at resultaterne konvergerer mod minimalværdien, men i sjældne tilfælde, især ved specielle geometrier af åbninger eller ved specielle understøtningsforhold, kan det ske, at konvergens ikke er overbevisende. I så tilfælde kan man forsøge med en eller flere nye beregninger indtil man får en tilfredsstillende konvergens.

Det anbefales at kaste et blik på skitserne efter hver beregning, dels for at få erfaring for, hvordan beregningerne normalt forløber, dels for at "fange" eventuelle "fejlskud".

Delresultater

Væggens areal og totale tværlast:	$A = 9,4 \text{ m}^2$	$W = 13,4 \text{ kN}$
Partialkoefficient på styrker		$\gamma_c = 1,70$
Regningsmæssige bøjningstrækstyrker:	$f_{xd1} = 0,21 \text{ MPa}$	$f_{xd2} = 0,27 \text{ MPa}$
Regn.mæss. brudmoment om lodret akse	$m_{sU} = f_{xd2} \cdot t^2/6$	$= 1804 \text{ Nm/m}$
Regn.mæss. brudmoment om vandret akse:		
bidrag fra bøjningstrækstyrke	$m_0 = f_{xd1} \cdot t^2/6$	$= 1373 \text{ Nm/m}$
bidrag fra lodret last	$m_1 = n \cdot t/6$	$= 5650 \text{ Nm/m}$
Resulterende brudmoment om vandret akse		$m_{lU} = 7023 \text{ Nm/m}$

Resultat

Brudlinieberegningen giver en regningsmæssig tværbæreevne på

$$q_U = 5,63 \text{ kN/m}^2$$

på basis af de regningsmæssige brudmomenter $m_{SU} = 1804 \text{ Nm/m}$ og $m_{LU} = 7023 \text{ Nm/m}$

Tværlasten er $w = 1,42 \text{ kN/m}^2$

Udnyttelsesgraden er $UG = w / q_U$

$$UG = 25 \%$$

Konklusion: Udnyttelsesgraden er $< 100 \%$: Tværbæreevnen er tilstrækkelig.

Supplerende krav

Da vægfeltet er påvirket af lodret last, skal vægfeltets søjlebæreevne bestemmes, såfremt den lodrette last er dominerende. Beregningen af søjlebæreevnen forudsætter et vægfelt understøttet foroven og forneden (*2-sidigt understøttet*). Vægfeltet skal belastes med en ækvivalent tværlast og et ækvivalent topmoment, som bestemmes ved at multiplicere den aktuelle tværlast og det aktuelle topmoment med en reduktionsfaktor k_a .

k_a og dermed den ækvivalente last bestemmes som beskrevet nedenfor:

Ved aktuelle understøtningsforhold og aktuelle reduktioner af væggets tværsnit som følge af åbninger giver tværlasten q_U momentet

$$m_{LU} = 7023 \text{ Nm/m}$$

I en væg med simpelt lodret spænd og uden åbninger medfører tværlasten q_U det simple maksimalmoment

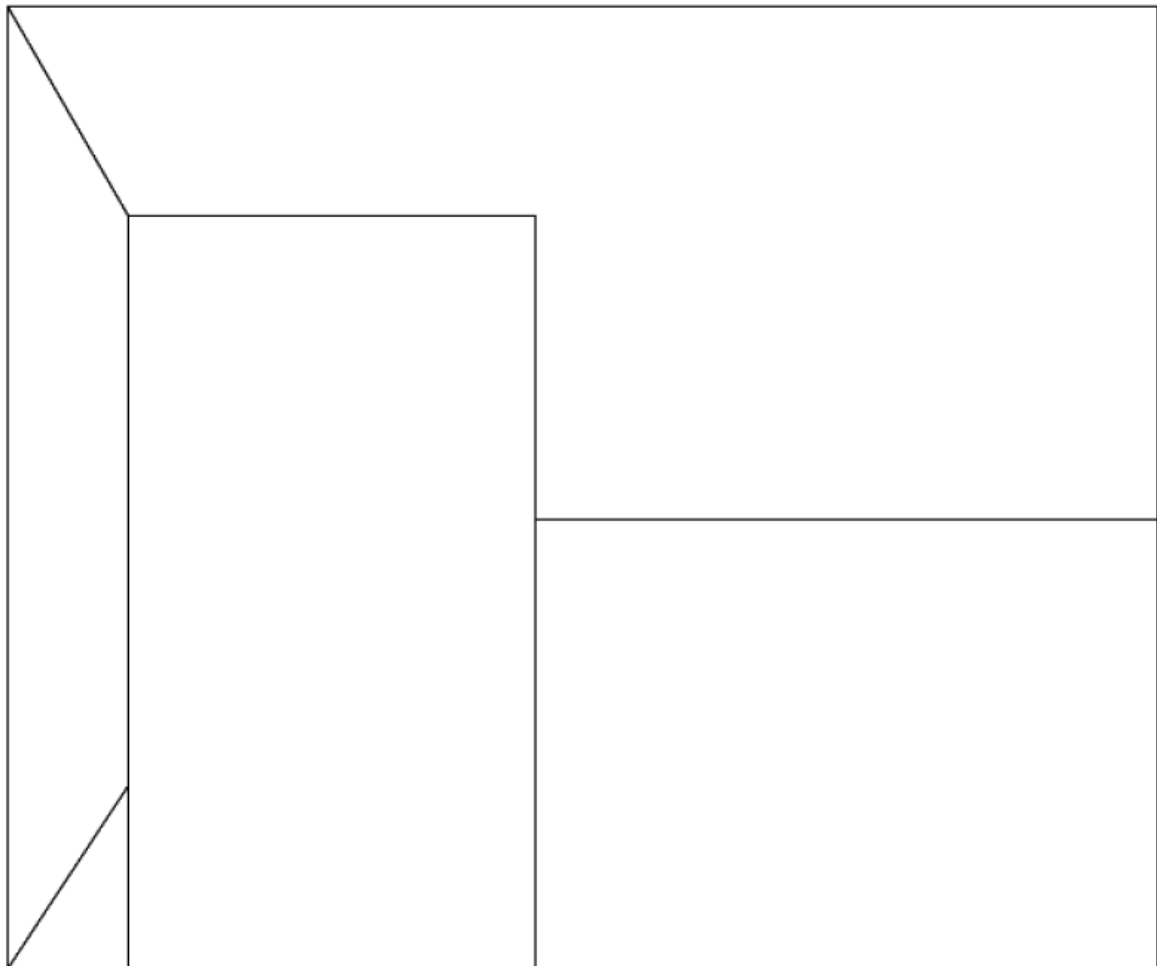
$$m_S = q_U \cdot h^2 / 8 = 5521 \text{ Nm/m}$$

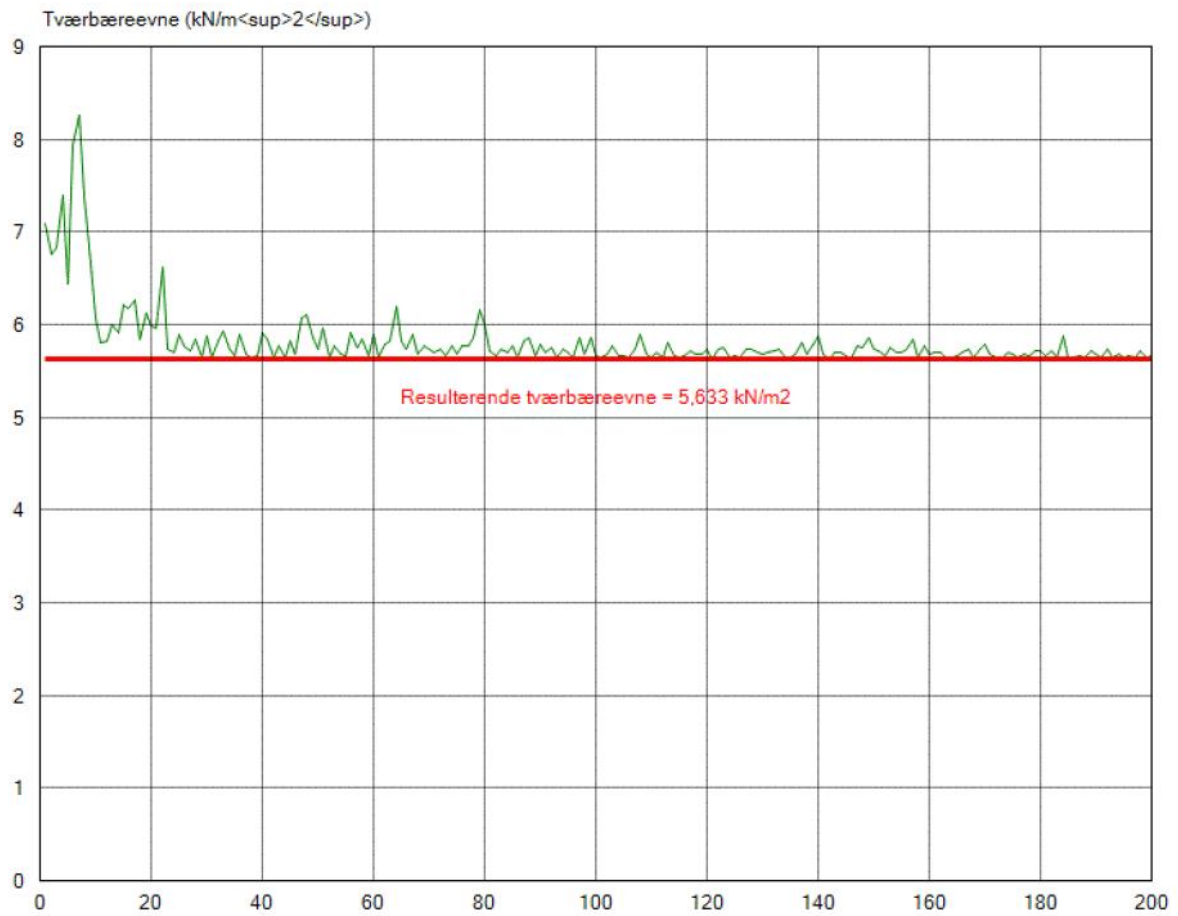
Reduktionsfaktor k_a

$$= m_{LU} / m_S = 7023 / 5521 = 1,27$$

Ækvivalent tværlast $= k_a \cdot w$

$$= 1,27 \cdot 1,42 \text{ kN/m}^2 = 1,81 \text{ kN/m}^2$$





27.6 Murskiver

Nedenfor er beregningerne for kontrol af murskive indsat. Beregningerne er foretaget for væg X1 del 1, i EC6 Design og er indsat direkte.

Specifikke forudsætninger:

Det stabiliserende vægfelt (regningsmæssige) dimensioner:

Højde	= 2,800 m	Længde	= 3,350 m	Tykkelse	= 200 mm
-------	-----------	--------	-----------	----------	----------

Lastværdier:

Regn.mæss. lodret last ved vægtop	(pos. nedad)	N	= 182,60 kN
Regn.mæss. vandret last v. vægtop	(pos. højre)	W	= 11,00 kN
excentricitet vinkelret på væg	(abs. værdi)	e ₀	= 82 mm
excentricitet parallel med væg	(pos. højre)	e _L	= 0 mm

Materialeparametre for vægfelt og bund:

Kar. kohæsion i vægfelt	= 0,35 MPa	Kar. friktionskoeff. i vægfelt	= 1,00
Kar. kohæsion ved bund	= 0,00 MPa	Kar. friktionskoeff. ved bund	= 0,40
Konsekvensklasse	= Høj	Kontrolklasse	= Normal
Partialkoefficient	= 1,70	Partialkoefficient	= 1,30
Regn.mæss. kohæsion i vægfelt	= 0,21 MPa	Regn.mæss. friktionskoeff. i vægfelt	= 0,77
Regn.mæssig kohæsion ved bund	= 0,00 MPa	Regn.mæssig friktionskoeff. ved bund	= 0,31
Densitet	= 1900 kg/m ³	km-faktor	= 0,20
Sten/blokstyrke	= 12,20 MPa	Genn.gående studs fuger pr:	5 skifte
Regningsmæssig kapacitet af trækstringer			= 17,50 kN

Generelle forudsætninger

Beregningsmodel

Det stabiliserende vægfelt bliver beregnet efter følgende model:

- Forskydningskapaciteten (Q_{Flange}) mellem flanger og vægfelt bestemmes. Kraften regnes overført ved skrå tryk- og vandrette trækstringere (bindere).
- Flangernes længde reduceres evt pga. Q_{Flange} eller for at skabe en spændingsfordeling som stemmer overens med den begyndende rotation af væggen.
- Flangelængden regnes ikke mindre end vægtykkelsen.
- Lodret og vandret last regnes ensformigt fordelt symmetrisk om deres reaktioner.

Lodrette snit gennem væggen er benævnt A, B, C, D:

A: Overgang mellem venstre flange og stabiliserende vægfelt

B: Lodret snitflade umiddelbart for forudsat lastområde

C: Lodret snitflade umiddelbart for reaktion

D: Overgang mellem højre flange og stabiliserende vægfelt

Vandrette afstande er benævnt f.eks. LBC

-Spændingsfordelingen kan have flere forløb:

(LBC er forskellen på udstrækningen af spændingsfordelingen i bund og top)

e: excentriciteten af reaktionen

Ekstrem	$e > L/2$	Resultanten falder uden for væggen, og holder dermed ikke.
Normal	$LBC > 0$	Typisk fordeling.
Lodret	$LBC = 0$	
Stabil	$LBC < 0$	Ingen problemer.
Yderst stabil	$e < 0$	Excentriciteten fra reaktionen modsat W

-For 'normal' og 'lodret' fordeling undersøges væggen i en række snit:

Ved understøtningen	:	Normalkraft og glidning.
Snit B	:	Lodret brud gennem sten. Brud i liggefuge. Træk- og trykstringer.
Snit C. (normal fordeling)	:	Som ovenstående samt normalspænding.
Liggefuge over trykstringer	:	Forskydningsspændinger Strækning AB-BC-CD.
Liggefuge under trækstringer	:	Som ovenstående samt excentrisk påvirkning.
Belastningsfladen	:	Normal- og forskydningsspænding.

-Forskydningsspændinger parallel med liggefugen regnes ikke større end 1,5 MPa.

DelresultaterLodret forskydningskapacitet i det stabiliserende vægfelt

<Kapacitet af gennemmuret vægssnit>

Q_{Ber}	$= km \cdot \bar{f}_D \cdot tykk. \cdot højde \cdot (1 - 1/s) \cdot 0,825$	$= 901,82 \text{ kN}$
Q_{max}	$= (1,5 \text{ MPa}) \cdot tykk. \cdot højde \cdot (1 - 1/s) \cdot 0,825$	$= 554,40 \text{ kN}$
$Q_{Kap, \wedge liggef}$	$= \text{Minimum}(Q_{Ber}, Q_{max})$	$= 554,40 \text{ kN}$

Reaktioner, længder, egenvægt

Reaktionerne er udregnet på baggrund af lasterne på den stabiliserende væg og eventuelle reducerede flanger.

SN	= Summen af egenvægte og lodrette laster	= 218,24 kN
e	= Excentricitet af SN. Pos. mod højre	= 0,141 m
egv	= Egenvægt af den stabiliserende væg	= 10,640 kN/m
LAB	= Afstand til last fra venstre flange	= 0,000 m
LBC	= Afstand mellem spændingsfordeling -top og bund	= 0,282 m
LCD	= Udstrækn. af reaktionen fra højre kant	= 3,07 m
n_b	= Ensfordelt lodret reaktion	= 0,36 MPa
w_b	= Ensfordelt vandret reaktion	= 0,02 MPa
$\bar{f}_d$	= Regningsmæssig trykstyrke	= 2,85 MPa
$\bar{f}_{bund,d}$	= Regn. forskyd.styrke ($n_b \cdot \mu_{bund,d} + \bar{f}_{bund,d0}$)	= 0,11 MPa

 $n_b < \bar{f}_d$: ok ! $w_b < \bar{f}_{bund,d}$: ok !Lodret snitflade (B). Umiddelbart før lastpåvirkning

Q_B	$= egv \cdot LAB$	$= 0,00 \text{ kN}$
-------	-------------------	---------------------

Kapacitet mht brud i liggefuger:

$Q_{Kap, liggef.}$	$= \bar{f}_{vd0} \cdot højde \cdot tykkelse$	$= 115,29 \text{ kN}$
Q_{Kap}	$= \text{Minimum}(Q_{Kap, liggef.}, Q_{Kap, \wedge liggef.})$	$= 115,29 \text{ kN}$

 $Q_B < Q_{Kap}$: ok !

Optagelse af momentet:

M_B		$= 0,00 \text{ kNm}$
h_{ts}	= Trykzonehøjden i væggen	$= 0,000 \text{ m}$

$h_{ts} < 0,3 \cdot \text{væghøjde}$: ok !

$$\begin{aligned} f_{B, \text{Stringer}} &= M / (h_{\text{øjde}} - \frac{1}{2} \cdot h_{ts}) &= 0,00 \text{ kN} \\ T_s &= \text{Trækstringerens kapacitet} &= 17,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

$f_{B, \text{Stringer}} < T_s$: ok !

Lodret snitflade (C). Umiddelbart før reaktion

$$Q_C = Q_B + \text{egv} \cdot LBC + LBC \cdot N / LBD = 18,39 \text{ kN}$$

Kapacitet mht brud i liggefuger:

$$\begin{aligned} Q_{\text{Ber, liggef.}} &= (\mu_d \cdot \sigma + f_{vd0}) \cdot (h_{\text{øjde}} \cdot \text{tykkelse}) &= 250,61 \text{ kN} \\ Q_{\text{max, liggef.}} &= (1,5 \text{ MPa}) \cdot (h_{\text{øjde}} \cdot \text{tykkelse}) &= 840,00 \text{ kN} \\ Q_{\text{Kap, liggef.}} &= \text{Minimum}(Q_{\text{Ber, lf.}}, Q_{\text{max, lf.}}) &= 250,61 \text{ kN} \\ Q_{\text{Kap}} &= \text{Minimum}(Q_{\text{Kap, liggef.}}, Q_{\text{Kap}}^{\wedge} \text{ liggef.}) &= 250,61 \text{ kN} \end{aligned}$$

$Q_C < Q_{\text{Kap}}$: ok !

Optagelse af momentet:

$$M_C = 1,30 \text{ kNm}$$

$$h_{ts} = \text{Trykzonehøjden i væggen} = 0,00 \text{ m}$$

$h_{ts} < 0,3 \cdot \text{væghøjde}$: ok !

$$\begin{aligned} f_{C, \text{Stringer}} &= M / (h_{\text{øjde}} - \frac{1}{2} \cdot h_{ts}) &= 0,46 \text{ kN} \\ T_s &= \text{Trækstringerens kapacitet} &= 17,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

F

$f_{C, \text{Stringer}} < T_s$: ok !

Optagelse af normalkraften:

$$\begin{aligned} s_C &= \text{Normalkraftens trykspænding i resttværsnittet} &= 0,00 \text{ MPa} \\ \frac{1}{2} \cdot f_d &= \text{Tilladelig trykspænding} &= 1,42 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$s_C < \frac{1}{2} \cdot f_d$: ok !

Forhold umiddelbart over trykstringer

Kræfterne i trykstringeren samt den vandrette reaktion fremkalder forskydningsspændinger i liggefugen umiddelbart over stringeren.

Strækning BC:

$$\begin{aligned} w\text{-BC} &= \text{abs}(f_{B,\text{Stringer}} - f_{C,\text{Stringer}})/\text{LBC} \cdot \text{tykkelse} &= 0,01 \text{ MPa} \\ f_{vd0} &= \text{Regningsmæssig forskydningsstyrke} &= 0,21 \text{ MPa} \\ w\text{-BC} &< f_{vd0}: \text{ok !} \end{aligned}$$

Strækning CD:

$$\begin{aligned} w\text{-CD} &= \text{abs}(f_{C,\text{Stringer}} - W)/\text{LCD} \cdot \text{tykkelse} &= 0,02 \text{ MPa} \\ f_{vd} &= \text{Regn. forskyd.spænd. (n_b \cdot \mu_d + f_{vd0})} &= 0,48 \text{ MPa} \end{aligned}$$

w-CD < f_{vd}: ok !

Forhold umiddelbart under trækstringer

Kræfterne i trækstringeren samt den vandrette påvirkning fremkalder forskydningsspændinger i liggefugen umiddelbart under stringeren.

Excentrisk virkende forskydningsspænding fra vandret belastning (w_l):

$$w_l = W/((\text{tykkelse} - 2 \cdot e_0) \cdot \text{LBD}) = 0,09 \text{ MPa}$$

Excentrisk virkende normalspænding fra lodret belastning (n_l):

$$n_l = N/((\text{tykkelse} - 2 \cdot e_0) \cdot \text{LBD}) = 1,51 \text{ MPa}$$

Strækning BC:

Centralt virkende forskydningsspænding fra trækstringer (w_a):

$$w_a = (f_{C,\text{Stringer}} - f_{B,\text{Stringer}})/\text{LBC} \cdot \text{tykkelse} = 0,01 \text{ MPa}$$

Under lasten:

$$\begin{aligned} w\text{-BC} &= \text{Samlet forskydningsspænding abs}(w_a + w_l) &= 0,10 \text{ MPa} \\ f_{vd} &= \text{Regningsmæssig forskydningsstyrke}(n_l \cdot \mu_d + f_{vd0}) &= 1,37 \text{ MPa} \end{aligned}$$

w-BC < f_{vd}: ok !

Udenfor lasten:

$$\begin{aligned} w_a &= \text{Forskydningsspænding abs}(w_a) &= 0,01 \text{ MPa} \\ f_{vd0} &= \text{Regningsmæssig forskydningsstyrke} &= 0,21 \text{ MPa} \end{aligned}$$

abs(w_a) < f_{vd0}: ok !

Strækning CD:

Centralt virkende forskydningsspænding fra trækstringer (w_a):

$$w_a = -(f_{C,\text{Stringer}})/\text{LCD} \cdot \text{tykkelse} = 0,00 \text{ MPa}$$

Under lasten:

$$\begin{aligned} w\text{-CD} &= \text{Samlet forskydningsspænding abs}(w_a + w_l) &= 0,09 \text{ MPa} \\ f_{vd} &= \text{Regningsmæssig forskydningsstyrke}(n_l \cdot \mu_d + f_{vd0}) &= 1,37 \text{ MPa} \end{aligned}$$

w-CD < f_{vd}: ok !

Udenfor lasten:

$$\begin{aligned} w_a &= \text{Forskydningsspænding abs}(w_a) &= 0,00 \text{ MPa} \\ f_{vd0} &= \text{Regningsmæssig forskydningsstyrke} &= 0,21 \text{ MPa} \end{aligned}$$

w_a < f_{vd0}: ok !

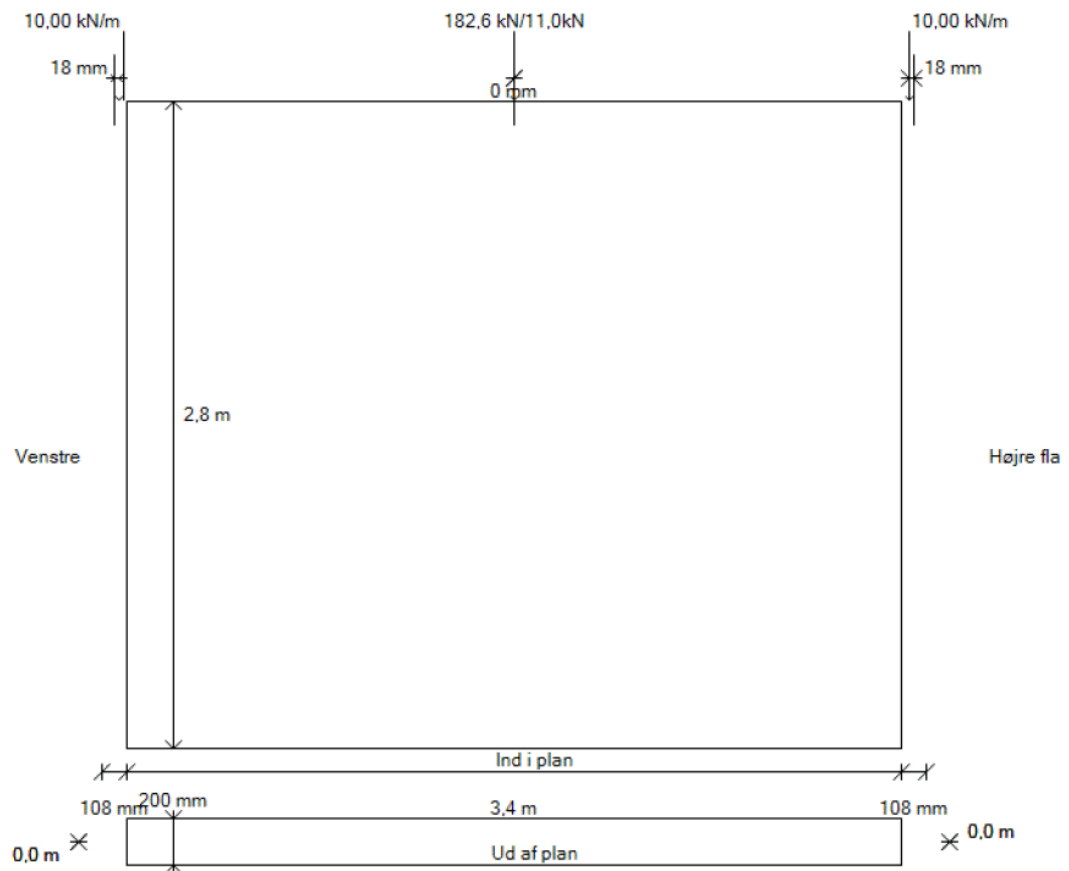
Belastningsfladen

$$\begin{aligned} w_l &= \text{Samlet forskydningsspænding} &= 0,09 \text{ MPa} \\ f_{vd} &= \text{Regningsmæssig forskydningsstyrke}(n_l \cdot \mu_d + f_{vd0}) &= 1,37 \text{ MPa} \end{aligned}$$

w_l < f_{vd}: ok !

Resultat

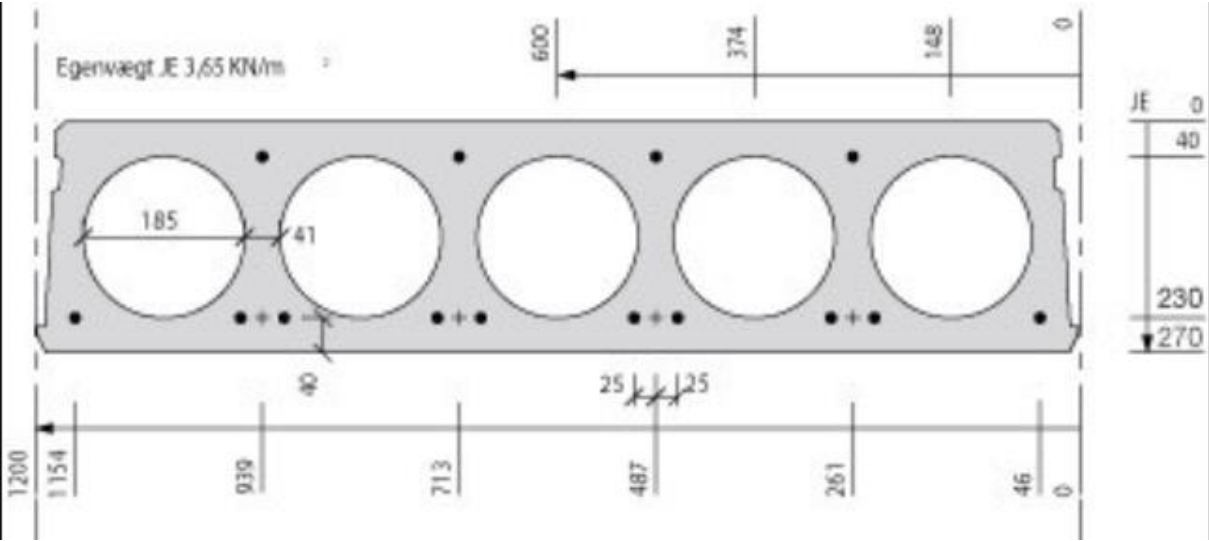
Bæreevnen af den stabiliserende væg er tilstrækkelig!



Det anses herefter for eftervist at kapaciteten af væggen er tilstrækkelig.

28 Appendiks 5

28.1 Tværsnit af dækelementer



29 Appendiks 6

30 Fundamenter

30.1 Geoteknisk rapport



K.G Hansen og Sønner A/S

Att.: Ib Nielsen
Odinsvej 8
7200 Grindsted

Dato: 14. september 2015
Sag nr.: 15.5424.01

Side: 1/5

Geoteknisk rapport

Sag

Driftsbygning, Agerbækvej 4, 6682 Hovborg.
Jordbundsundersøgelse for opførelse af en driftsbygning i 1 plan, uden kælder.

Formål

Formålet med undersøgelsen er at belyse funderings- og grundvandsforholdene i forbindelse med opførelsen af bebyggelsen.

Byggegrundens historie

Byggefeltet har været delvis bebygget.

Markarbejder

Der er den 22. juni 2015 udført 4 geotekniske borer (GB1 – GB4), til 5 meter under terræn (m.u.t.), med prøveudtagning pr. halve meter (samt i mellemliggende afvigende jordlag).
Efterfølgende den 07. september er der udført yderligere 2 borer GB5 og GB6 til 5,0 m.u.t.
Boringerne er afsluttet i senglaciale aflejringer.

Boringerne placering fremgår af vedlagte situationsplan, - bilag nr. 1.
Boringerne er indmålt af Vestermærk A/S, gulvkoten (i portåbning) i eksisterende driftsbygning er anvendt som fixpunkt, og givet relativ kote + 10,0 m. relativ.

I forbindelse med markarbejdets udførelse er der udført in'situ forsøg i form af rammesonderinger (SPT-ramme-sonde) for bestemmelse af aflejringeres styrkeegenskaber.
Boringerne er udbygget med et 25 mm PEL-pejlrør.

Laboratoriearbejder

Der er efterfølgende udført jordartsbeskrivelse på hjemtagne prøver, samt glødetabsbestemmelser på udvalgte prøver.

Resultaterne af de udførte in'situ forsøg samt laboratoriearbejder er overført til boreprofiler, bilagene nr.: 2 – 7.



Glødetab

Der er ved boring GB5 udført en sandpudeopfyldning, som ifølge rammesonderingerne er udført korrekt, dog vurderedes det, på hjemtagne prøver, at den muligvis indeholdte for meget humus hvorfor der er blevet udført glødetabsbestemmelse.

Der er udført glødetabsbestemmelser på prøverne [0,2; 1,0; 1,5; og 2,0 m.u.t.] i boring GB5 for bestemmelse af humusindholdet med henblik på muligheden for at fundere på den udførte sandpude.

Et mindre indhold af organiske stoffer er ofte uskadeligt. Det organiske indhold er fastlagt ved en bestemmelse af glødetabet Glr (reduceret for kalkindhold) og må normalt ikke overskride 1,0 % for sandede aflejringer. jfr. G.I. Informationsblad 7.2

Boring / dybde [m.u.t.]	Glødetab [%] Boring GB5
0,2	0,8
1,0	3,1
1,5	0,7
2,0	1,1

I niveauet 1,0 og 2,0 er der fundet overskridelse af humusindholdet, men med baggrund i rammesonderingerne, samt udførte udgravningskontrol (Sags nr. 15.5424.02), anbefales det at udføre prøvegravninger for undersøgelse af om indholdet af humus kun genfindes lokalt ved boringen (laget er ikke genfundet ved boring GB6, hvor der ligeledes er udført en sandpudeopfyldning).

Hvis der ikke findes ugunstigere forhold ved prøvegravningen, bør det overvejes om laget omkring GB5 skal udsættes, eller evt. bibeholdes med udførelse af en armeret fundering. Armeringsmængden skal svare til mindst 0,2 % af fundamenttværsnitsarealet i både underside og overside, - armeringen føres med rundt om fundamentets hjørner og ender.

Vandspejlsforhold

Efter endt borearbejde (hhv. 22.06.2015 og 07.09.2015) er der ved pejling af grundvandsspejlet ikke konstateret et frit vandspejl ved endt pejlørersdybde 4,8 á 5,0 m.u.t.

Jordbundsforhold

Området er beliggende på en hedeslette, på kanten af Holsted Bakkeø, som er et morænelandskab dannet siden næstsidsidste istid.

Øverst er der konstateret et 0,2 á 2,1 meter tykt fyldlag. Herunder er der til endt boreddybde (5,0 m.u.t) truffet senglacialt smeltevandssand, partielt med grus.

For en detaljeret beskrivelse af påtrufne jordarter henvises der til de optegnede boreprofiler, - bilagene nr. 2 – 7.

Funderingsforhold

Projektet er hjemmørende i geoteknisk kategori 2.

Fundering

Der er ved undersøgelsen konstateret velegnede forhold for direkte fundering kombineret med en sandpude-fundering*¹ i forbindelse med topografiske ændringer af byggefeltet.

*1 Note: Sandpudfundering - Udsætning af fyld og humøse aflejringer med en efterfølgende kontrolleret indbygning af velegnet sandfyld, - jævnfør afsnittet supplerende undersøgelser og appendiks nr. 1 (principsnit af sandpude).

Højeste niveau for direkte fundering/sandpudfundering, - med bæreevneparametre som beskrevet under afsnittet materialeparametre:

Boring nr.:	Terrænkote	Højeste niveau for direkte fundering eller sandpudfundering OSBL		Højeste afrømningsniveau for terrændæk AFRN	
	m. DVR90	m.u.t.	m. DVR90	m.u.t.	m. DVR90
GB1	+9,8	1,3	+8,5	1,3	+8,5
GB2	+10,1	0,8	+9,3	0,8	+9,3
GB3	+11,7	0,5	+11,2	0,2	+11,5
GB4	+10,9	0,6	+10,3	0,6	+10,3
GB5	+9,7	0,0 á 2,1* ²	+7,6 á +9,7* ²	0,0 á 1,1* ²	+8,6 á +9,7* ²
GB6	+9,7	0,0	+9,7	0,0	+9,7

*2 Note: Se afsnittet glødetab.

Råjordsplanum komprimeres efter afrømning.

Yderfundamenter føres overalt som minimum til frostsikker dybde, - svarende til 0,90 meter under fremtidigt terræn for opvarmede bygninger og 1,2 m.u.t. for fritstående konstruktioner, - ligesom forhold til eksisterende konstruktioner skal overholdes (Der henvises til retningslinier som beskrevet i SBI-anvisning nr. 231 Fundering af mindre bygninger. 1. udgave 2011. afsnit 8.2 "Midlertidig udgravning ved nabokonstruktioner", - siderne 97 - 100).

Fundamenter aftrappes ved spring i funderingsniveau. Aftrapningen kan for stribefundamenter ske med vandret underside i spring på maksimalt 0,6 meter og med en resulterende hældning som ikke stejlere end 1 : 1, - jævnfør SBI anvisning nr. 231, side 48.

Materialeparametre:

Aflejring	Rumvægt		Friktionsvinkel Langtidstilstand $\phi_{pl,k}$ (grader)	Konsoliderings modul K MPa
	Over GVS	Under GVS		
	$\gamma'_{\gamma'}$ kN/m ³	$\gamma'_{\gamma'}$ kN/m ³		
Sandpude	18	20 / 10	≥ 36	≥ 30
Sand, Sm, Sg	18	20 / 10	≥ 35	≥ 30

Beregninger udføres iht. Eurocode 7, DS/EN 1997 og nationalt annek DS/EN 1997-1 DK NA:2013.

Terrændæk

Fyld- og humøse aflejringer afømmes med en efterfølgende komprimering og indbygning af velegnet sandfyld til underside af det kapillarbrydende lag.

Kapillarbrydende lag udføres traditionelt. Det kapillarbrydende lag kan f.eks. bestå af grovkornet grus eller coatede løse letklinker, med en mindste kornstørrelse på 4 mm og materialet skal være rent (vasket). For at opnå sikkerhed mod kapilær opugning, skal det kapillarbrydende lag have en tykkelse på mindst det dobbelte af den eksperimentelt bestemte kapillære stighøjde for materialet, - jævnfør SBI-anvisning 224 (1. udgave 2009), side 37. - Eller isoleringsmateriale godkendt som kapillarbrydende lag.

Radon

Bebyggelsen skal, såfremt der ikke udføres detailundersøgelse der afkræfter risikoen for radon, sikres mod opsving af den radioaktive luftart radon.

Sætninger

For korrekt dimensioneret og veludførte fundamenter (og sandopfyldninger) skønnes der ikke at ville opstå sætninger/differenssætninger af skadevoldende størrelse.

Udgravningsforhold

Forpligtelsen til at undgå skader som følge af byggearbejdet er formuleret i Byggelovens §12, til hvilken der henvises.

En midlertidig grundvandssænkning bliver **ikke** påkrævet i udgravningsfasen for såvel funderinger som ved ledningsarbejder, idet et frit vandspejl (den 22.06./07.09.2015) ikke er konstateret 4,8 á 5,0 m.u.t.

Terrænet skal sikres et resulterende fald på minimum 10 ‰ for jord, (vi anbefaler 15 ‰), og 7 ‰ for belægninger bort fra bebyggelsen, - til en afstand af mindst 3 meter (krav for en bebyggelse uden kælder, - jævnfør SBI-anvisning nr. 231– side 70). Såfremt dette ikke kan opnås ved topografiske ændringer af byggefeltet mod højere beliggende terræn, bør der etableres afskærende dræn (jævnfør SBI-anvisning 224. 1. udgave 2009 – afsnit 7.2.2).

Det anbefales, at funderinger der støbes direkte i jordreder støbes samme dag som udgravningen udføres. For funderinger udført i forskalling bør der etableres renselag på udgravningsdagen - med fundamentstøbning den efterfølgende dag.

Miljøtekniske forhold

Arealet er ikke omfattet af områdeklassificering, og kan som udgangspunkt forventes rent.

Muld og ukontrolleret fyld der bortkøres/deponeres udenfor matriklen skal som udgangspunkt håndteres som lettere forurenede jord. Eventuelt kulturaflald kan ved soldning bortskaffes separat, - gennemfald på 50 mm sigte vil kunne deponeres som "ren jord", forudsat dokumentation for indhold af kulbrinter, PAH'er og tungmetaller er under afskærende jordkriterier.

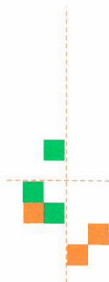
Miljøtekniske forhold er ikke forsøgt belyst ved nærværende undersøgelse.

Supplerende undersøgelser

I henhold til Eurocode DS/EN 1997-2 bør der, af en geoteknisk fagkyndig, udføres en udgravningskontrol til sikring af, at der overalt er udgravet til bæredygtige intakte aflejringer.

Sand- og grusmateriale anvendt til opfyldning bør være bundsikringsgrus/-sand kvalitet 2 (jf. DS/EN 13285) med et uensformighedsstal $U_{60/10} > 2,5$. Sandækvaliteten skal mindst være 30.

Tilført stabilgrus bør som minimum opfylde betingelserne for stabilgrus kvalitet 2 (jf. DS/EN 13285). Sandækvaliteten skal mindst være 30. Indhold af uknuste partikler (runde korn) må højst være 70 %. Indhold af lersten må højst være 1,2 %.



Grus/-sandopfyldninger opbygges i lag a' 20 – 30 centimeter og sikres komprimeret til en komprimeringsgrad som beskrevet i nedenstående tabel.

Anbefalede komprimeringskrav for Stabilt grus (SG), Bundsikring (BS) og genindbygget råjord (GR):

Indhold af partikler over 16 mm %	Kontrolregel ved Gennemsnit/mindsteværdi				Kontrol ved statistisk bedømmelse	
	St. proctor*		Vibration		St. Proctor*	Vibration
	Gnm. %	Min. %	Gnm. %	Min. %	K %	K %
GR < 10	> 100	97	> 95	92	97	92
BS			> 95	92		92
SG			> 95	92		92

*Uden korrektion for indhold af partikler over 16 mm.

- Standard Proctor bør (må) kun anvendes ved genindbygget råjord bestående af kohæsionsjord (silt og ler) med et indhold mindre end 10% af partikler over 16 mm.
- Som reference ved tilført friktionsmateriale (sand/- og grus og genindbygget sand) bør (skal) der anvendes vibrationsindstampning. Markdensitet kun isotopsonde.

Der bør udføres 5 isotopmålinger pr. 0,6 meter sandopfyldning (pr. kontrolafsnit med tilhørende reference for kontrolafsnit), dog minimum 5 isotopmålinger pr. 500 m³ indbygget grus-/sandfyld.

De optagne jordprøver bortkastes, såfremt intet andet aftales, 1 måned fra dags dato.

Skulle der være spørgsmål eller uoplyste punkter vil vi fortsat være til rådighed.

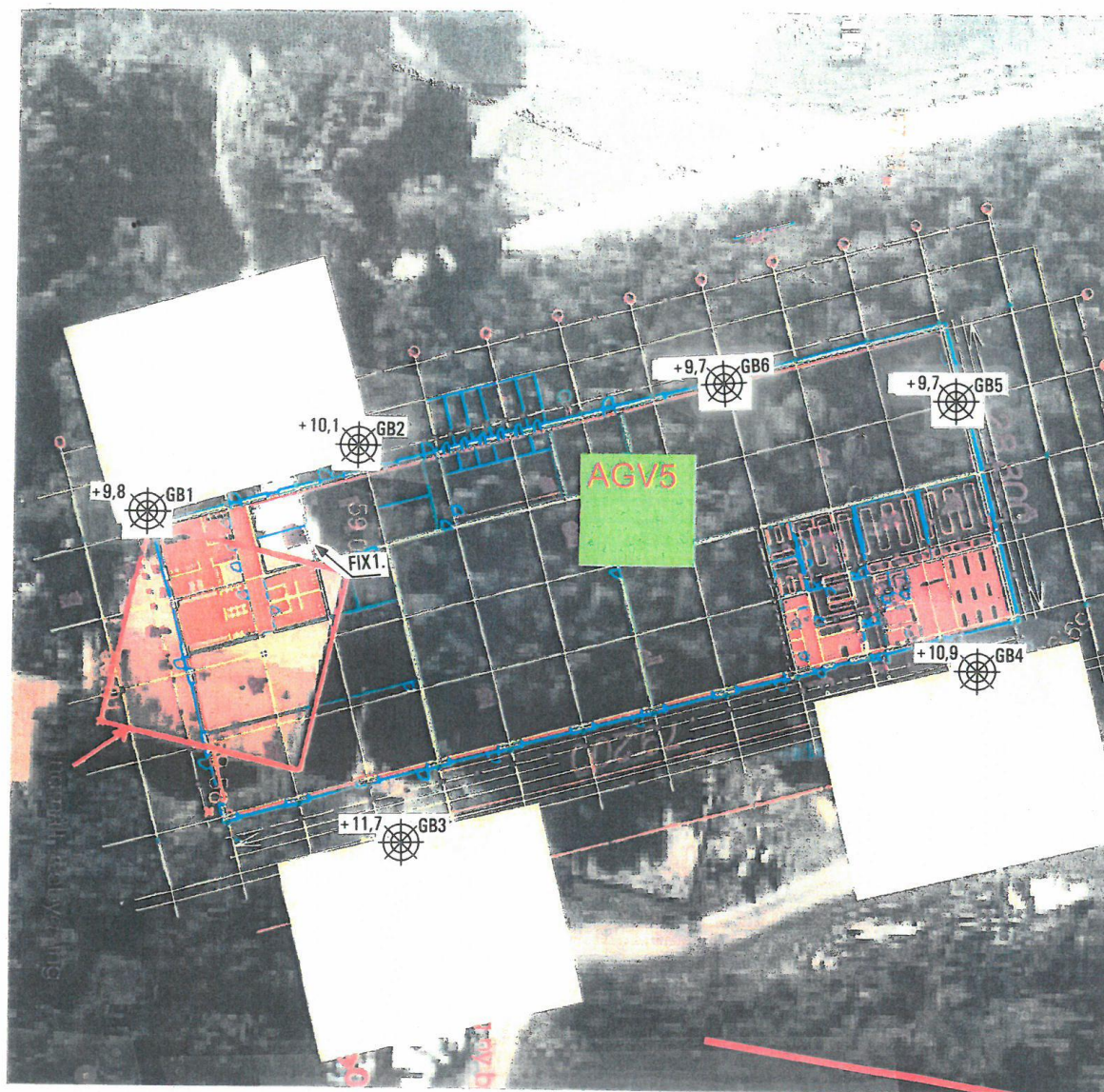
Med venlig hilsen
Jysk Geoteknik A/S


Kit Briuc Bærentsen
Sagsingeniør


Hans Henrik Hansen
Kvalitetssikring

Vedlagt:

Bilag 1..... Skitseplan
Bilag 2 – 7 Boreprofiler
Bilag 8..... Signaturforklaring
Bilag 9..... Glødetabsbestemmelser
Appendiks 1..... Principsnit sandpude



NOTER:

Mål: Ikke målfast

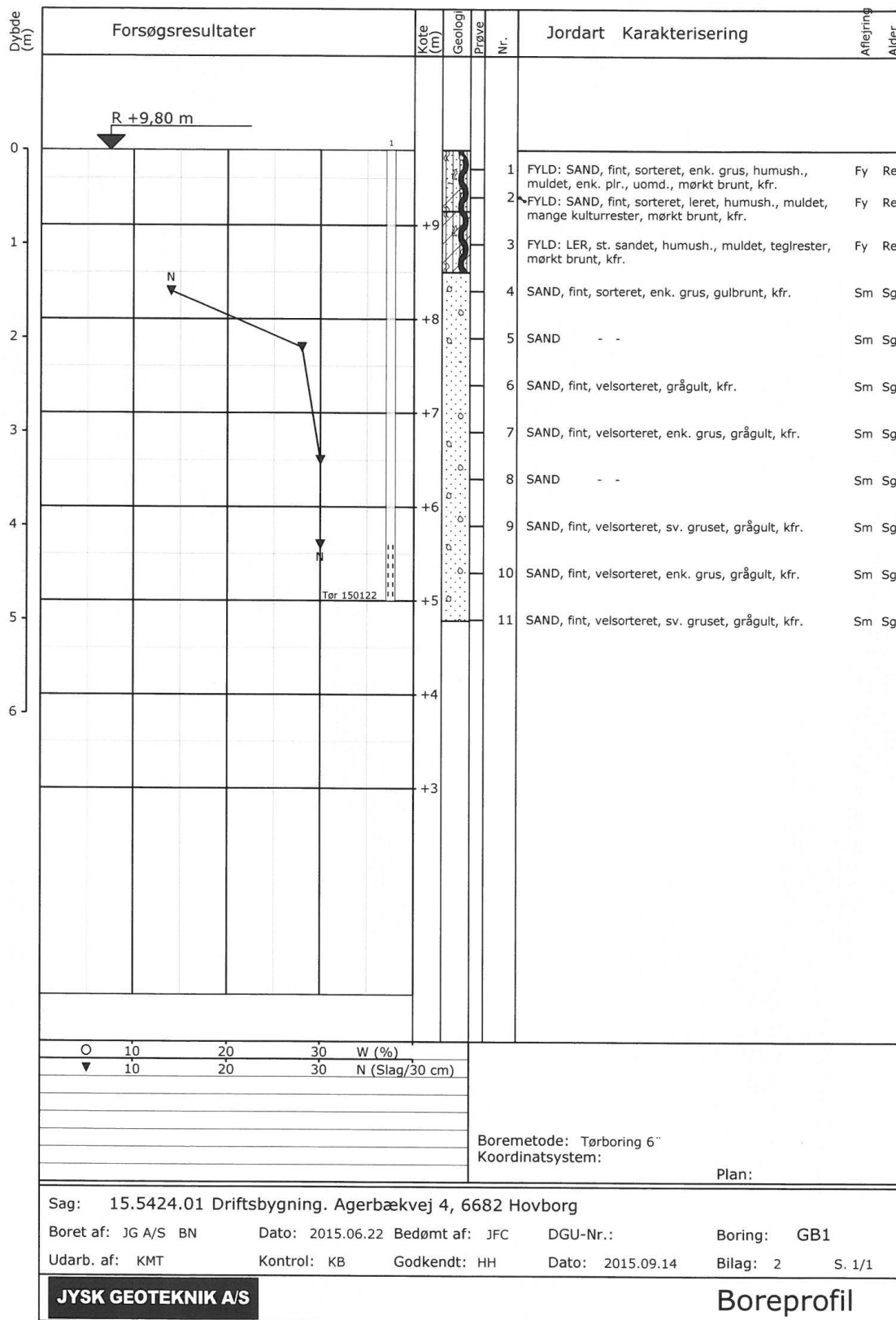
Boringerne er indmålt af Vestermark A/S, gulvkoten (i portåbning) i eksisterende driftsbygning er anvendt som fixpunkt, og givet relativ kote +10,0 m. relativ.

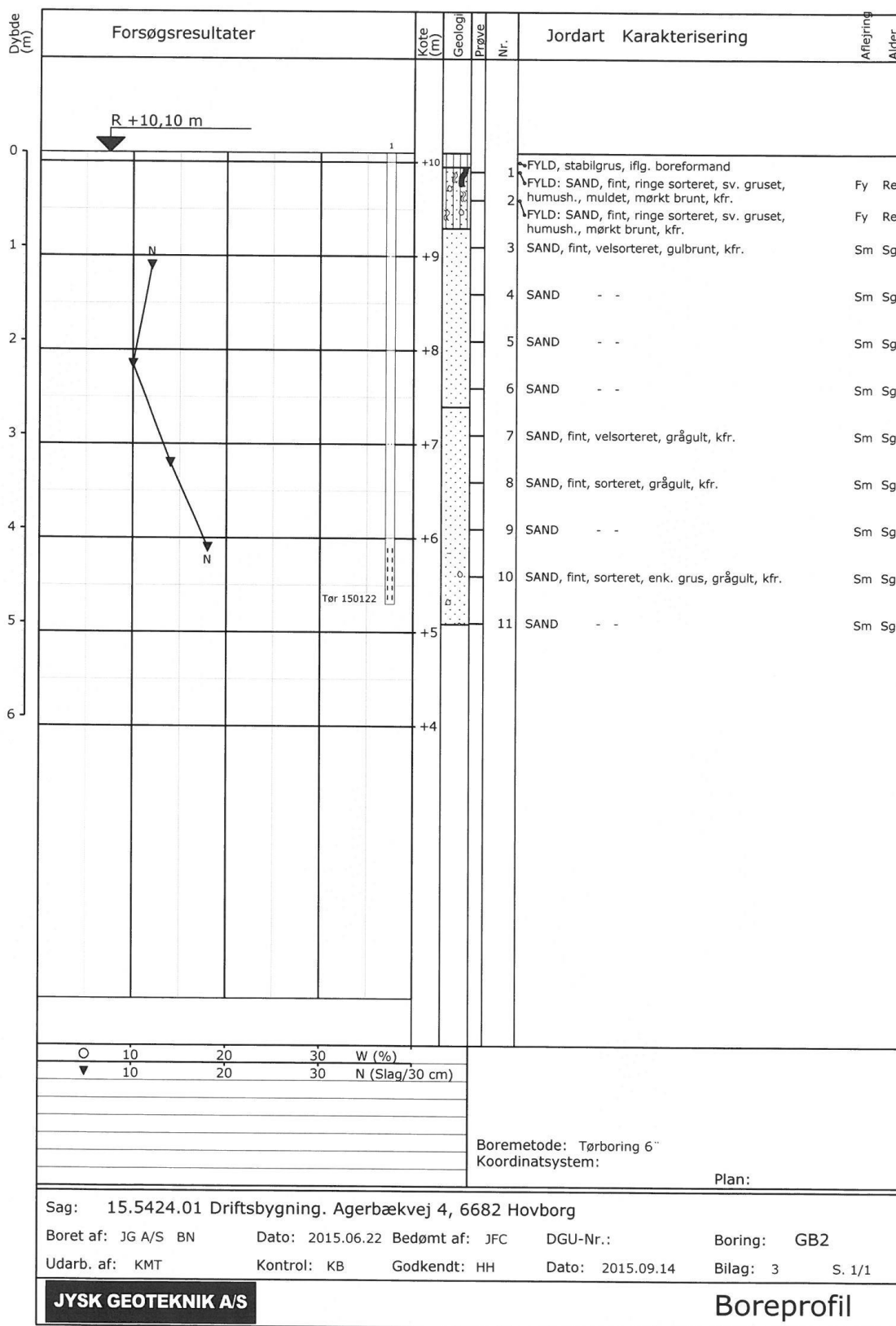
SIGNATURER:

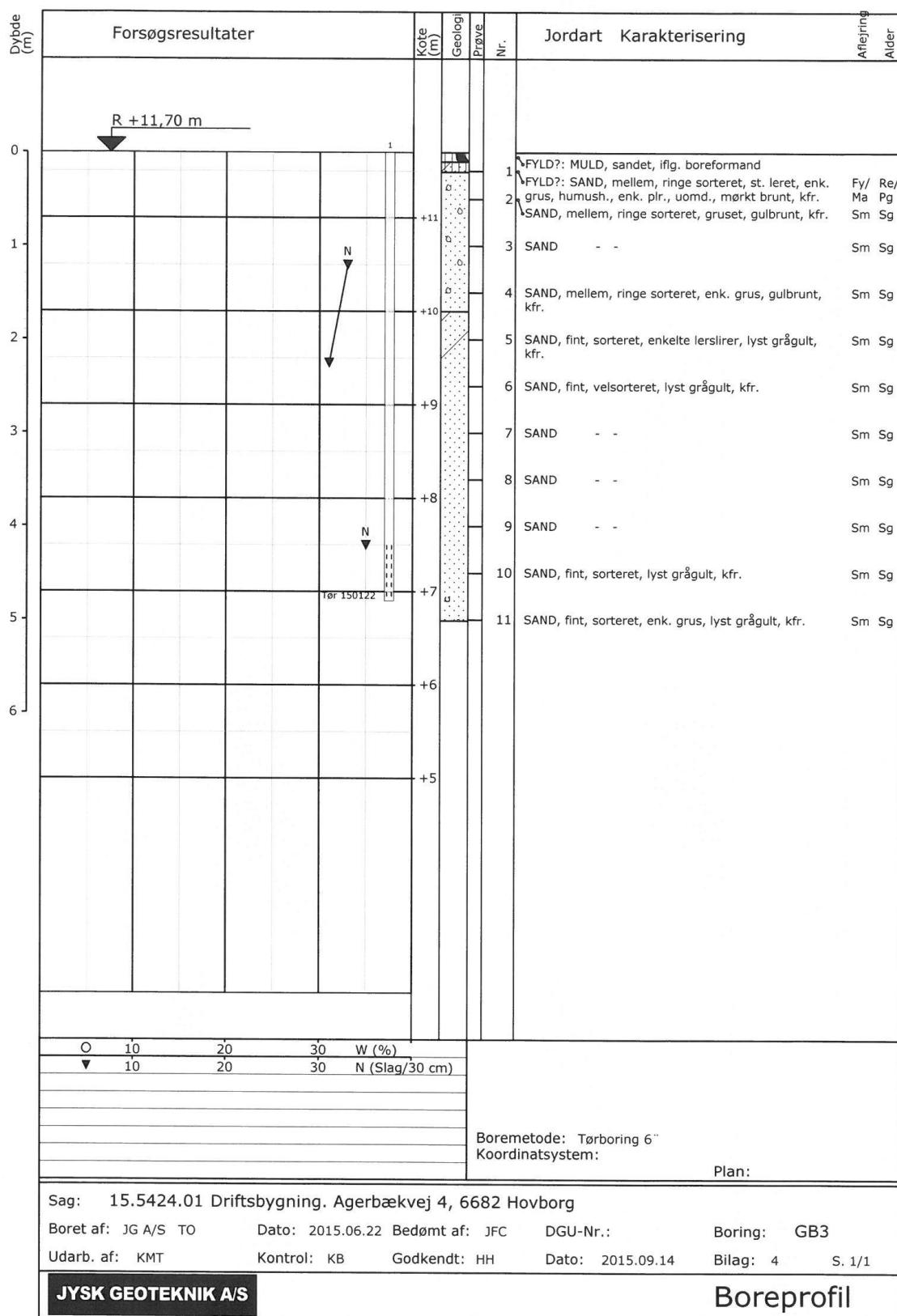
Geoteknisk boring:

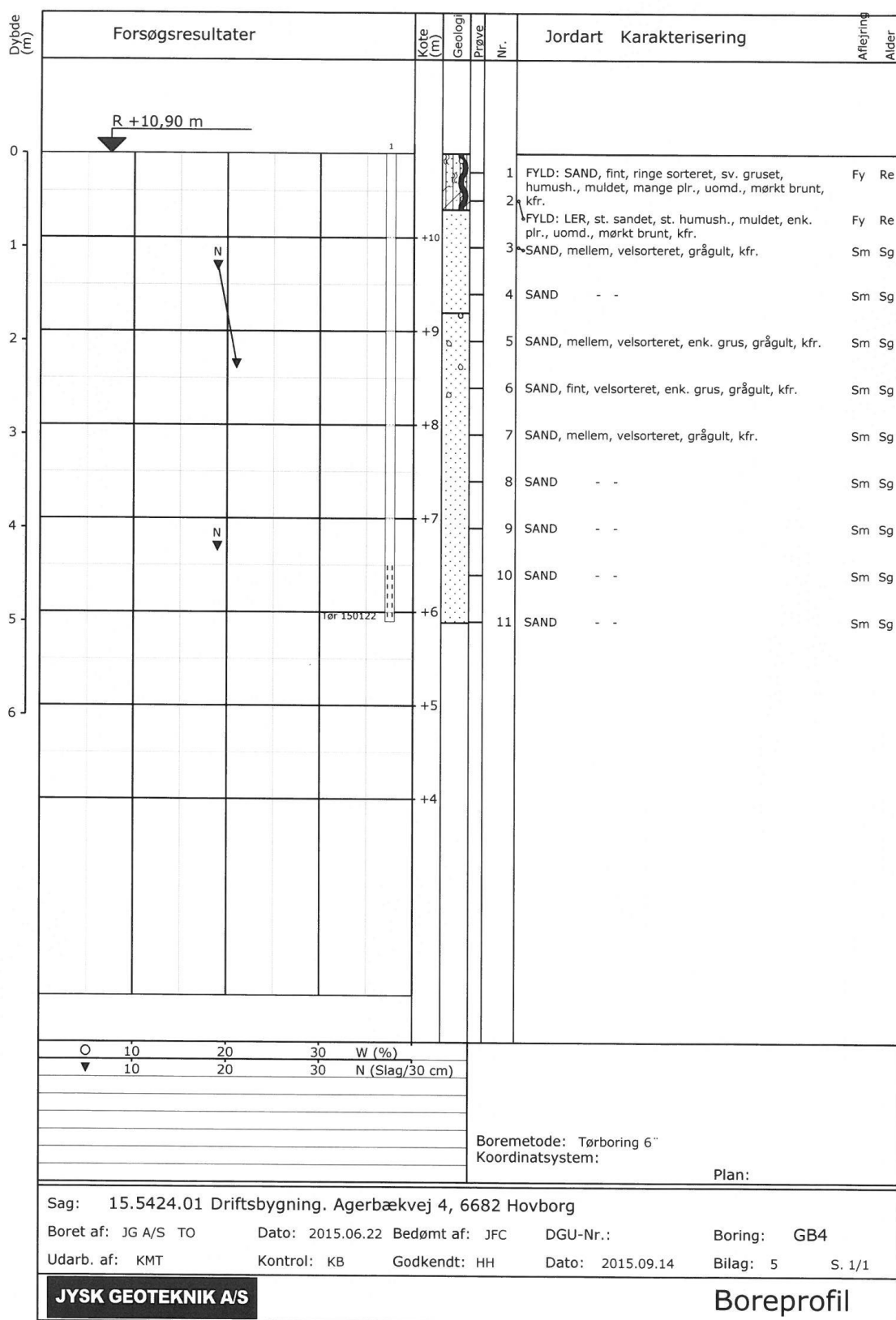
Terrænkote:  Boring nr.

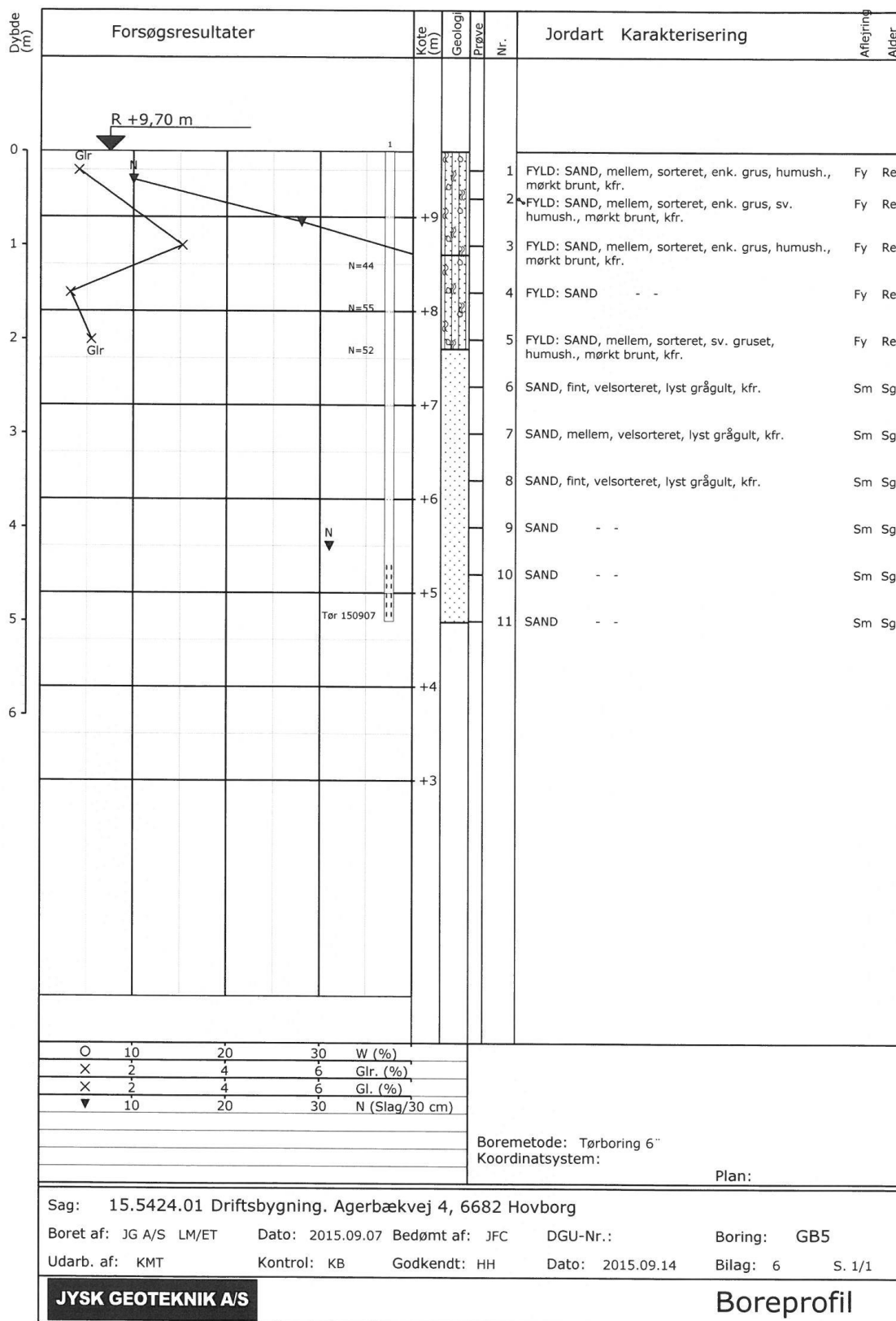
Sag: 15.5424.01. Driftsbygning, Agerbækvej 4, 6682 Hovborg.					
Boring: GB1 - GB6		Boret af: TO/BJN/LM/ET		Dato: 22.06.+07.09.2015	
Udarb. af: KB	Kontrol: KD	Godkendt: HH	Dato: 14.09.2015	Bilag: 1	Side: 1/1.
JYSK GEOTEKNIK A/S		Sallingsundvej 4 6715 Esbjerg N.	Tlf.: 75143022 Fax: 75143023	SITUATIONSPLAN	

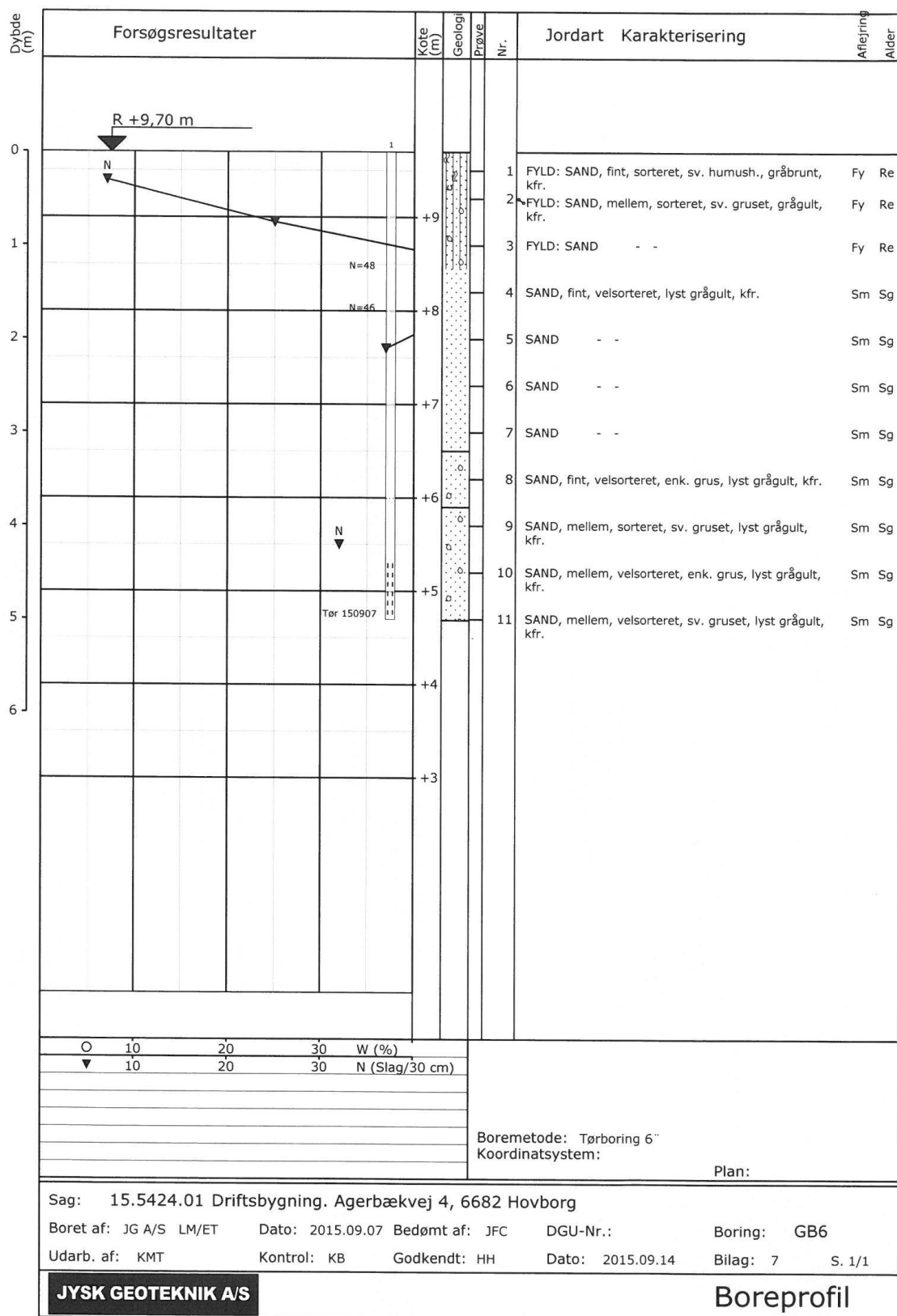


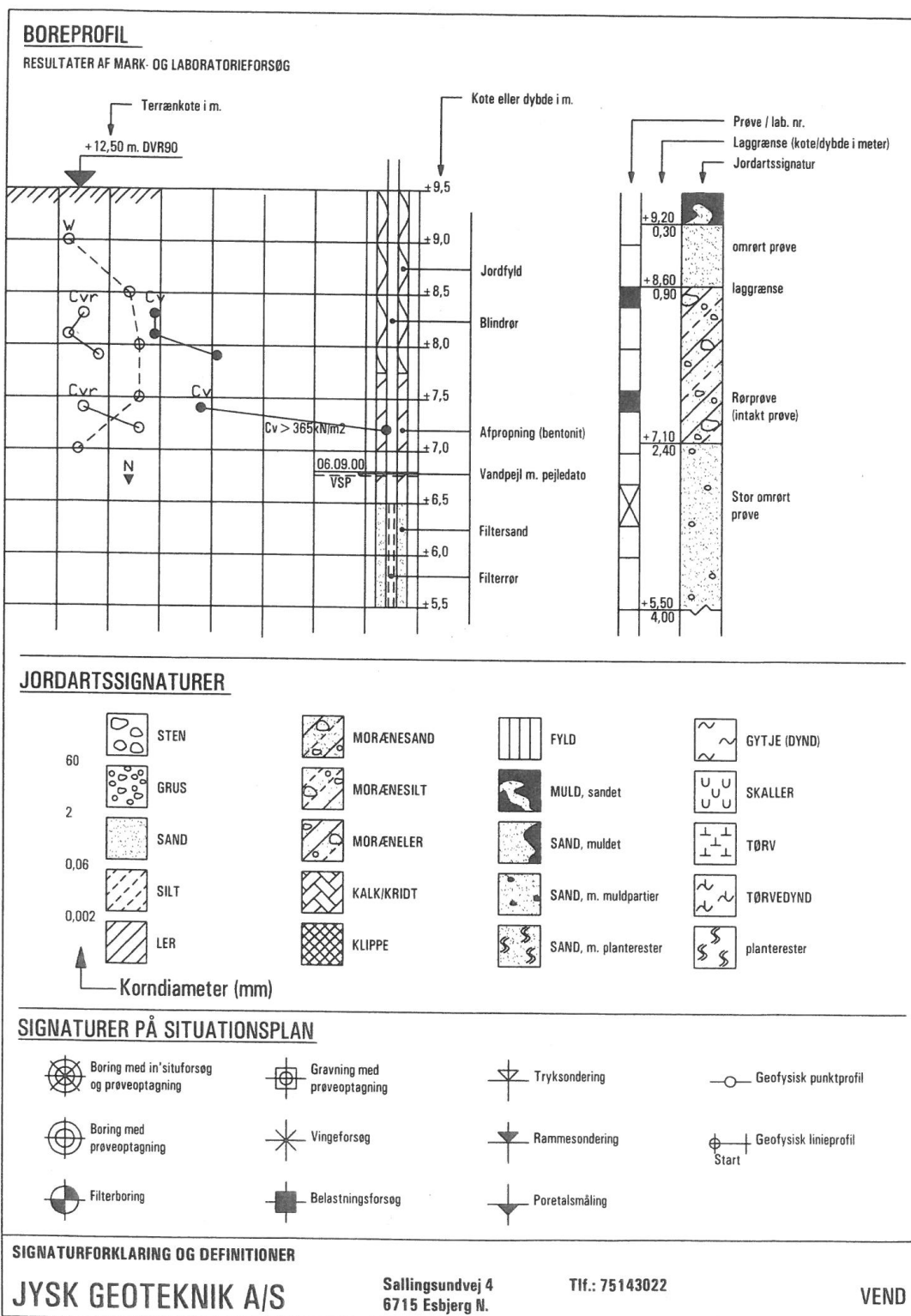












GEOLOGISKE FORKORTELSER**DANNELSESMILJØ**

Br	Brakvand	Sm	Smeltevand
Fe	Ferskvand	Vi	Vindaflejret
Fl	Flydejord		
Gl	Gletscher		
Ma	Marin		
Ne	Nedskyl		
O	Overjord		
Sk	Skredjord		

ALDER

Kv	Kvartær	Tæ	Tertiær	Kt	Kridt
Pg	Postglacial	Pi	Pliocæn	Se	Senon
Sg	Senglacial	Mi	Miocæn		
Al	Allerød	Ol	Oligocæn		
Gc	Glacial	Eo	Eocæn		
Ig	Interglacial	Pl	Palæocæn		
Is	Interstadial	Sl	Selandien		
		Da	Danien		

KORNSTØRRELSE

fint	Finkornet
Mellem	Mellemkornet
Groft	Groftkornet

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(t)	plr.	Planterester
kfr.	Kalkfri	rodgn.	Rodgange
kh.	Kalkholdig(t)	rodtr.	Rodtrævler
muldstr.	Muldstriber	Skalh.	Skalholdig(t)
Organiskh.	Organiskholdig(t)	tørveh.	Tørveholdig(t)

ØVRIGE FORKORTELSER

enk.	Enkelte	klp.	Klumper	part.	Partier	udb.	Udblødt
hom.	Homogent	m.	Med	sli.	Slirer/striber	u.t.	Under terræn
iflg.	Ifølge	misf.	Misfarvet	stk.	Stykker	vsp.	Vandspejl
indh.	Indhold	omdan.	Omdannet	st.	Stærk(t)	veks.	Vekslende
inhom.	Inhomogent	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 (kN/m^3)	γ	=	Forholdet mellem totalvægten og totalvolumen
Kornrumvægt (kN/m^3)	γ	=	Middelværdien af tørstoffets rumvægt
Poretal	e	=	Forholdet mellem porevolumen og tørstofvolumen
Løs/ fast lejring	e_{max}/e_{min}	=	Poretallet i løseste/fasteste standardlejring i laboratoriet
Tæthedsindeks	I_D	=	Relativ lejringstæthed $(e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$
Reduceret glødetab (%)	gl	=	Vægttabet ved langvarig glødning i procent af tørstofvægten (reduceret for eventuelt indhold af $CaCO_3$)
Kalkindhold (%)	ka	=	Vægten af $CaCO_3$ i procent af tørstof
Vingestyrke (kN/m^2)	c_v	=	Den udrænedede forskydningsstyrke målt ved vingeforsøg i intakt jord
Vingestyrke (kN/m^2)	c_{vr}	=	Den udrænedede forskydningsstyrke målt ved vingeforsøg efter omrøring (10 x 360 grader)
SPT-forsøg	N	=	Antal slag pr. 300 mm nedsynkning ved standardpenetrationsforsøg

HENVISNINGER

Fra boreprofiler til bilag med specielle laboratorieforsøg

S	Kornkurve	MP	Modificeret proctorforsøg	T_1	Simpelt trykforsøg	* Henvi- ning til rapport
SP	Standard proctorforsøg	K	Konsolideringsforsøg	T_3	Triaksialt trykforsøg	



K. G. Hansen & Sønner A/S
Stenhuggervej 8
6710 Esbjerg V

Lab. prøve nr.: 543 - 546

Glødetabsbestemmelse

prVI 99-9:2010 Sagsnr.: 15.5424.01

Metode 1: Friktionsmaterialer - uden kalkindhold

Udtaget dato: 07-09-2015

Glødning udført ved 975°C

Modtaget dato: 07-09-2015

Byggesag: Agerbækvej 4, 6682 Hovborg

Afsluttet dato: 11-09-2015

Materiale: Fyldjord fra sandpude

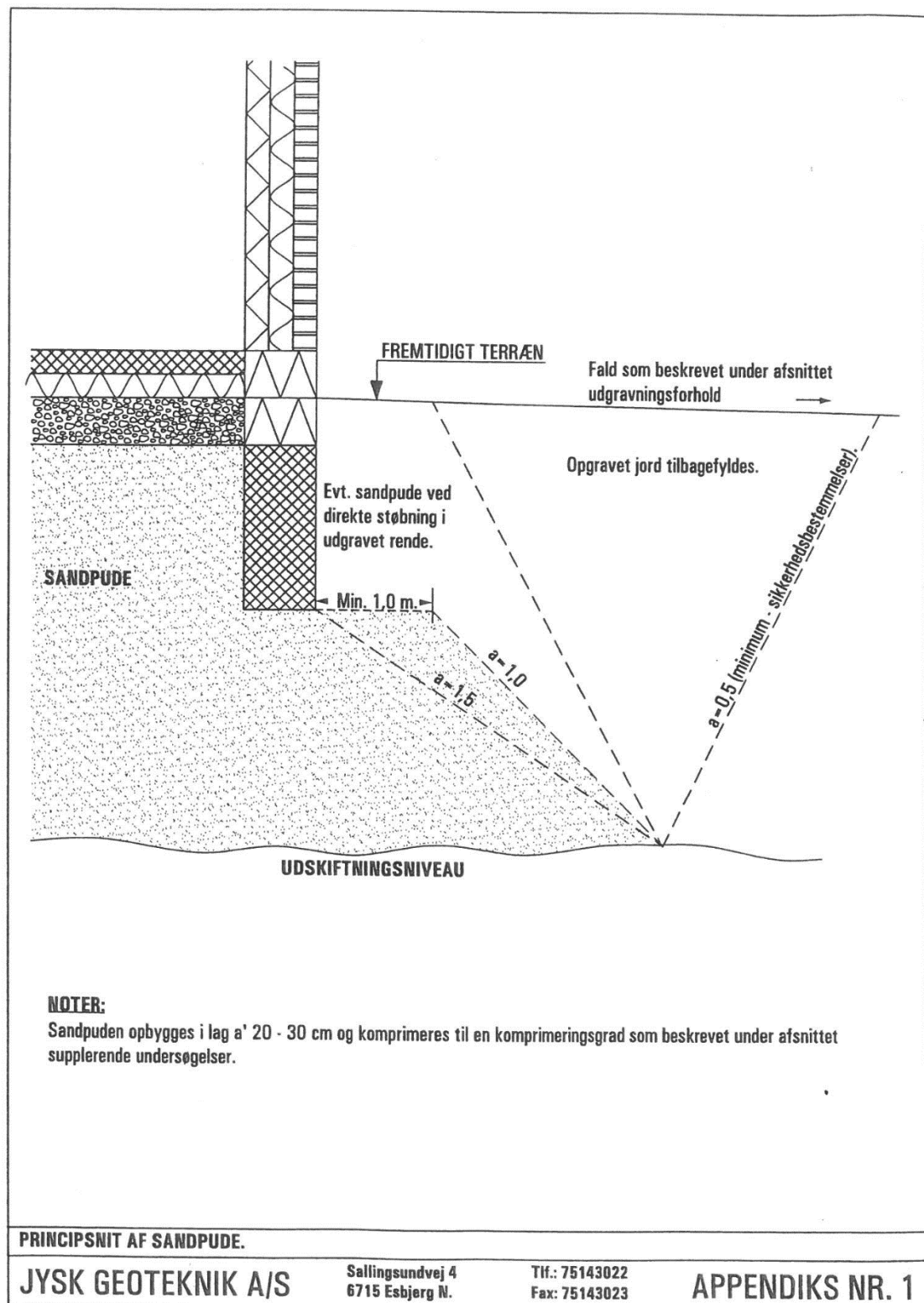
Udtaget af: LM / ET

Udtagningssted: Boreprøver fra GB5

Udført af: BHN

[illegible]

Bilag nr. 9



JYSK GEOTEKNIK A/S

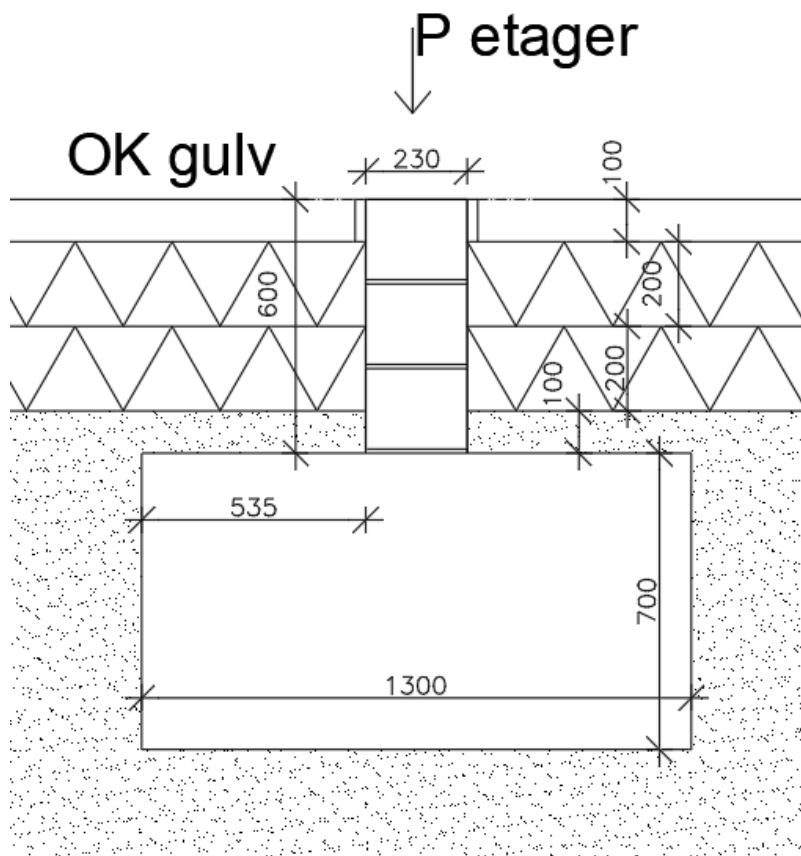
Sallingsundvej 4
6715 Esbjerg N.

Tlf.: 75143022
Fax: 75143023

APPENDIKS NR. 1

30.2 Dimensionering af stribefundament

Der vil i følgende afsnit blive dimensioneret et stribefundament for de skillevægge der bærer etagedæk fra begge sider, udformningen fremgår af Figur 26.



Figur 26 - Illustration af fundament for dobbelt bærende væg

Den totale last på jorden findes til:

$$P_d = \left(569 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,70\text{m} * 1,3\text{ m} + 5,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,6\text{m} * 0,23\text{m} + 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,75\text{m} * 0,1\text{ m} \right) * 1,2$$

$$P_d = 711,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Herefter skal spændingerne i jorden bestemmes dette gøres ved:

$$\sigma_d = \frac{711,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{(1,3 * 1,0) \text{ m}} = 547,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

For at kunne beregne bæreevnefaktorerne skal den regningsmæssige effektive friktionsvinkel bestemmes dette gøres ved:

$$\varphi_d' = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 35}{1,2} \right) = 30,26^\circ$$

Hvor:

γ_φ Er fundet i Tabel A.2-1NA i det nationale annekst til 1,2

φ Er fundet i den geotekniske rapport til 35°

bæreevnefaktorerne kan herefter bestemmes til:

$$N_q = \frac{1 + \sin 30,26}{1 - \sin 30,26} e^{(\pi \cdot \tan 30,26)} = 18,95$$

Og:

$$N_\gamma = \frac{1}{4} * ((18,95 - 1) \cos 30,26)^{\frac{3}{2}} = 15,26$$

Herefter skal formfaktorerne bestemmes, disse sættes til 1,0, da længden anses for meget længere end bredden.

Hældningsfaktorerne bestemmes ligeledes til 1,0, da den vandrette last H er 0.

Herefter skal det effektive overlejringstryk bestemmes dette gøres ved:

$$q' = 0,1 \text{ m} * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,4 \text{ m} * 0,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,8 \text{ m} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 16,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hvor:

Første led tager hensyn til betongulvet.

Andet led tager hensyn til isoleringen

Tredje led tager hensyn til sandet.

Herefter kan jordens effektive bæreevne beregnes til:

$$\frac{R'}{(1,3 * 1,0) \frac{m^2}{m}} = \frac{1}{2} * 18 \frac{kN}{m^3} * 1,3 m * 15,26 * 1,0 * 1,0 + 16,84 \frac{kN}{m^2} * 18,95 * 1,0 m * 1,0 m$$

$$R' = 646,96 \frac{kN}{m^2}$$

Det anses hermed for eftervist at jordens kapacitet er tilstrækkeligt da:

$$646,96 \frac{kN}{m^2} > 547,39 \frac{kN}{m^2}$$

30.3 Glidning af fundament

Det skal undersøges om fundamentet kan modstå de vandrette kræfter uden at glide.

Først skal den minimale lodrette last bestemmes dette gøres ud fra den minimale værdi fra Figur 24 Appendiks 2. Der skal dog tillægges lasten fra fundamentet og disse skal reduceres da egenlasten virker til gunst, dette gøres ved:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \left(\left(169,5 \frac{kN}{m} + 24 \frac{kN}{m^3} * 1,3 m * 0,7 m + 0,1 \frac{kN}{m} \right) * 0,9 \right) * 10,16 m \\ &= 1750,53 kN \end{aligned}$$

Herefter skal den vandrette kraft bestemmes dette gøres ved:

$$W_{Ed} = \left(0,7 * 0,85 \frac{kN}{m^2} * \frac{18,71 m}{2} * 9,69 m \right) * 1,5 = 80,91 \frac{kN}{m^2}$$

Det anses herefter for eftervist at der ikke sker glidning da:

$$1750,53 \frac{kN}{m^2} > 80,91 \frac{kN}{m^2}$$

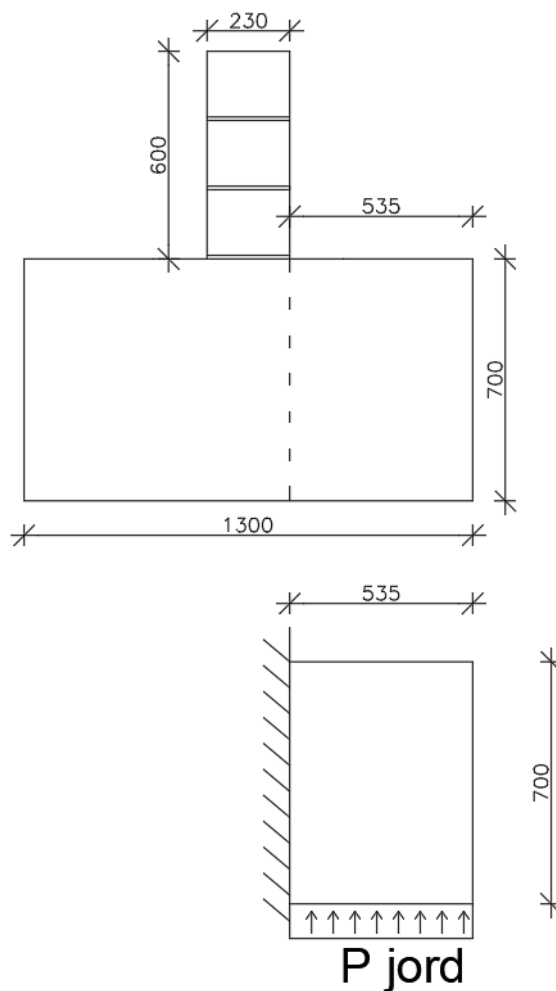
30.4 Armering af stribefundament

I følgende afsnit vil den nødvendige armering blive bestemt. Det er den nødvendige armering til det stribefundament der er beregnet ovenfor.

For at bestemme det nødvendige armeringsareal skal det maksimale spænding i jorden bestemmes, dette gøres ved:

$$\frac{711,61 \frac{kN}{m}}{1,3 m * 1,0 m} * 10^{-3} = 0,547 MPa$$

Fundamentet betragtes som en indspændt bjælke som vist nedenfor.



Figur 27 - Illustration af fundament og statisk system

Herefter skal lasten pr lbm. fundament bestemmes, dette gøres ved:

$$P_{jord} = 0,547 MPa * 1,0 m * 10^3 = 547 \frac{kN}{m}$$

Momentet pr lbm. fundament bestemmes til:

$$M_{Ed} = 547 \frac{kN}{m} * 0,535 m = 292,65 \frac{kNm}{m}$$

Den effektive højde af armeringen bestemmes til:

$$d = 700 mm - 25 mm - 5 mm = 669 mm$$

Herefter skal den dimensionsløse størrelse, μ , bestemmes, dette gøres ved:

$$\mu = \frac{292,65 \frac{kNm}{m} * 10^6}{1000 mm * (669 mm)^2 * 13,8 MPa} = 0,047$$

Armeringsgraden kan herefter bestemmes dette gøres ved:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,047} = 0,048$$

Det skal herefter undersøges om armeringsgraden overholder grænseværdierne, dette gøres ved:

$$\omega \geq \omega_{min} = \begin{cases} 0,26 * \frac{2,2}{550 MPa} * \frac{458 MPa}{13,8 MPa} = 0,035 \\ 0,0013 * \frac{458 MPa}{13,8 MPa} = 0,043 \end{cases} \quad OK$$

Herefter skal det eftervises at:

$$\omega \leq \omega_{bal} = 0,8 * \frac{0,35}{0,35 + 0,229} = 0,48 OK$$

Og til sidst:

$$\omega \leq \omega_{max} = 0,044 * \frac{458 MPa}{1,0 * 13,8 MPa} = 1,46 OK$$

Det er herefter eftervist at armeringsgraden overholder grænseværdierne.

Det nødvendige armeringsareal kan herefter bestemmes, dette gøres ved:

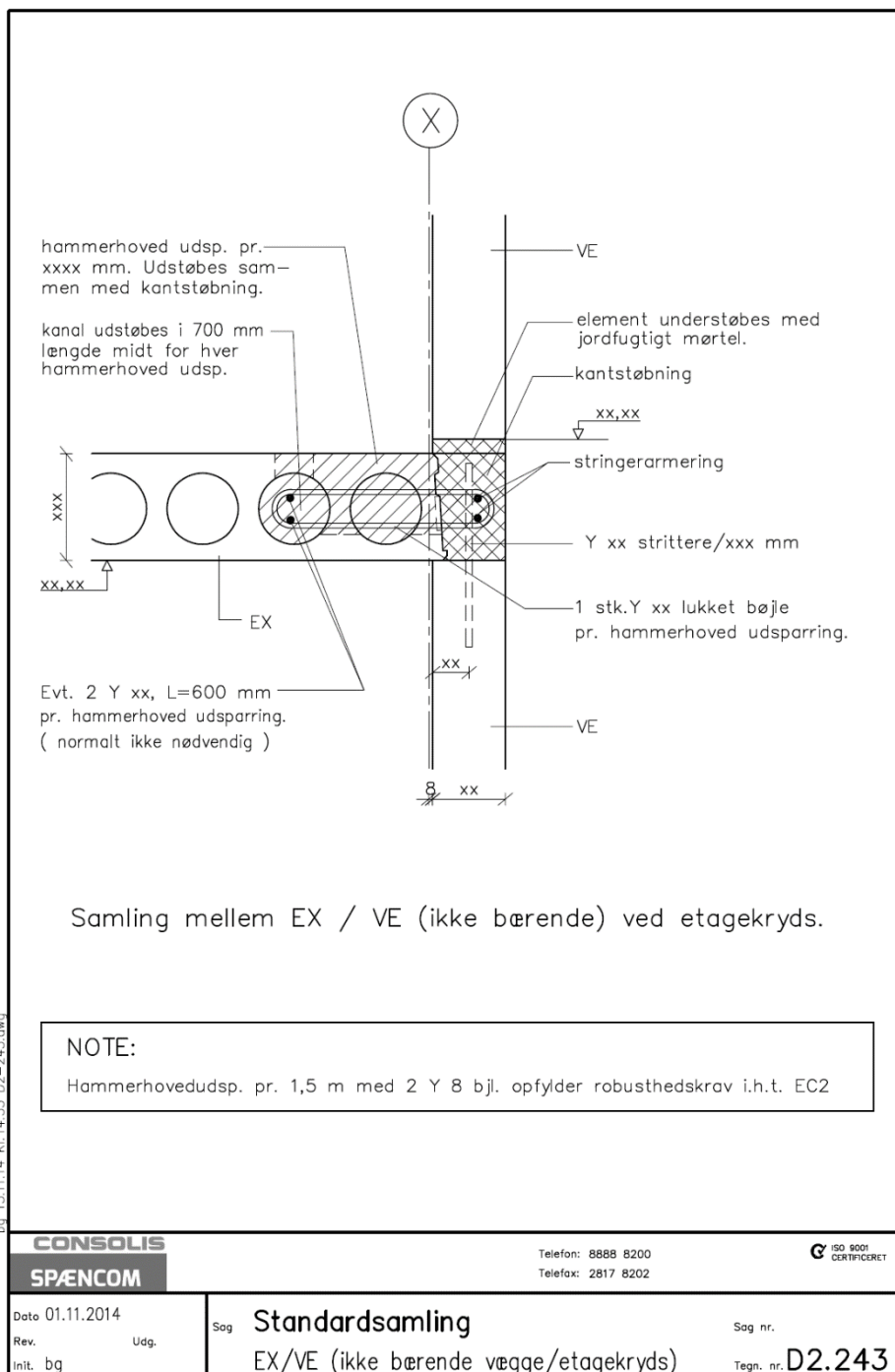
$$A_s = 0,048 * \frac{1000 mm * 670 mm * 1,0 * 13,8 MPa}{458 MPa} = 969,01 mm^2$$

Der armeres med tentorstål med en diameter på 12 mm pr 100 x 100 mm er armeringsarealet på 1130 mm²

Det anses derfor for eftervist at det valgte armeringsareal er tilstrækkeligt da:

$$1130 \text{ mm}^2 > 969,01 \text{ mm}^2$$

30.5 Detalje af hammerhovedudsparring



30.6 Kontrol af Lecablok

Det er valgt at kontrollere om blokkene kan modstå den maksimale spænding der fremkommer, dette gøres ved:

$$\sigma_{max} = \frac{711,61 \frac{kN}{m}}{0,23 m * 1,0 m} * 10^{-3} = 3,09 MPa$$

Herefter skal kapaciteten af Lecablokkene bestemmes dette gøres ud fra en tabel over kapaciteterne for blokkene som er fundet i Leca's produktdatablade og som er indsat nedenfor:

			<i>Leca® blokke 600 og Leca® termblokvanger, MPa</i>	<i>Leca® blokke 800, MPa</i>
Basistrykstyrke	Karakteristisk	f_k	2,30	3,8
	Regningsmæssig	f_d	1,44	2,38
Vederlagstrykstyrke	Regningsmæssig	f_d	1,44	2,38
	Ved tilstrækkelig sidesøtte	f_d	1,87	3,09
Elasticitetsmodul	Karakteristisk	E_k	2300	3800
	Regningsmæssig	E_d	1437	2375
Bøjningstrækstyrke, liggefugerne	Karakteristisk	f_{xk1}	0,20	0,20
	Regningsmæssig	f_{xd1}	0,12	0,12
Bøjningstrækstyrke, studs-fugerne	Karakteristisk	f_{xk2}	0,45	0,45
	Regningsmæssig	f_{xd2}	0,26	0,26

Tabel 30 - Styrkeparametre for lecablokke, taget fra Leca's datablad

Der benyttes lecablokke 800, og det vurderes at der med betongulve på begge sider, er tilstrækkelig med sidesøtte. Den regningsmæssige kapacitet af Lecablokkene er derfor på 3,09 MPa.

Det vurderes derfor tilstrækkeligt da:

$$3,09 MPa \leq 3,09 MPa$$

Det anses herefter for eftervist at kapaciteten af lecablokkene er tilstrækkelig.

30.7 Samling af gevindstang i beton

Der vil i følgende afsnit blive beregnet for gennemlokning. Det er valgt at undersøge for bæreevne uden forskydningsarmering. Dette er på den sikre side.

Der er undersøgt for den maksimale trækraft, fundet i stabilitetsafsnittet for væg Y4 del 1 til 403,48 kNm

Først skal trækraften bestemmes, dette gøres ved:

$$v_{Ed} = \frac{403,48 \text{ kN}}{2,53 \text{ m}} - 85,22 \text{ kN} = 74,26 \text{ kN}$$

Hvor:

M_{Ed} Er det maksimale momentet, fundet i stabilitetsafsnittet

l Er længden af væggen fra hjørne til armeringsstangen

g_d Er egenlasten af væggene, multipliceret med 0,9 da denne virker til gunst

Der er indlagt armering i både top og bund og der skal derfor findes de forskellige nyttehøjder. Begge beregnes:

$$d_1 = 500 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{1}{2} * 12 \text{ mm} = 469 \text{ mm}$$

$$d_2 = 500 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 1,5 * 12 \text{ mm} = 457 \text{ mm}$$

Og herefter beregnes den gennemsnitlige nyttehøjde:

$$d = \frac{1}{2} * (469 \text{ mm} + 457 \text{ mm}) = 463 \text{ mm}$$

Herefter skal længden af kontrolperimeteren bestemmes:

$$u_1 = 2 * (100 \text{ mm} + 500 \text{ mm} + 2 * \pi * 463 \text{ mm}) = 7018 \text{ mm}$$

Herefter skal armeringsforholdet bestemmes dette gøres ligeledes for både den øvre og den nedre armering ved:

$$\rho_1 = \frac{113 \text{ mm}^2}{469 \text{ mm} * 100 \text{ mm}} = 0,0024$$

$$\rho_2 = \frac{113 \text{ mm}^2}{457 \text{ mm} * 100 \text{ mm}} = 0,0025$$

Den maksimale bæreevne findes herefter til:

$$V_{Rd,max} = 0,5 * 0,6 * 13,8 \text{ MPa} * 7018 \text{ mm} * 463 \text{ mm} * 10^{-3} = 13452 \text{ kN}$$

Hvor:

v Er effektivitetsfaktoren som jf. DK/NA for DS/EN 1992-1-1 findes til 0,6

Herefter skal den regningsmæssige gennemlokningsbæreevne bestemmes, dette gøres for den mindste af:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,45} * 1,66 * (100 \text{ mm} * 0,00245 * 20 \text{ MPa})^{\frac{1}{3}} + 0,1 * 0 = 0,35$$

Hvor:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{463 \text{ mm}}} = 1,66 < 2, \quad 1,66 \text{ anvendes derfor ugunstigt.}$$

Og:

$$\rho_l = \sqrt{0,0024 * 0,0025} = 0,00245$$

Eller:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,05}{1,45} * 1,66^{\frac{2}{3}} * 20 \text{ MPa}^{\frac{1}{2}} + 0,1 * 0 = 0,216 \text{ MPa}$$

Herefter kan bæreevnen bestemmes ved:

$$V_{Rd} = 0,216 \text{ MPa} * 7018 \text{ mm} * 463 \text{ mm} * 10^{-3} = 701,86 \text{ kN} < 13452 \text{ kN OK}$$

Herefter skal det eftervises at kapaciteten er større end lasten dette gøres ved:

$$701,86 \text{ kN} > 74,26 \text{ kN}$$

Det er herefter eftervist at kapaciteten af en 100 x 100 x 20 mm plade i enden af gevindstangen, med en sættedybde på 500 mm er tilstrækkeligt.

30.8 Samling mellem plade for gevindstang og Silkablokke.

Det skal ligeledes kontrolleres om pladen i toppen af gevindstangen kan modstå kræfterne, og Silkablokkene kan modstå vederlagstrykket.

Det maksimale moment er ligeledes fundet i stabilitetsafsnittet for væg Y4 del 1, til 403,48 kNm

Denne omregnes til en trækraft:

$$F_{ted} = \frac{403,48 \text{ kNm}}{2,53 \text{ m}} - 85,22 \text{ kN} = 74,26 \text{ kN}$$

Herefter skal momentet i pladen bestemmes dette gøres ved:

$$M_{Ed2} = \frac{1}{2} * \frac{74,26 \text{ kN}}{0,3 \text{ m}} * (0,15 \text{ m})^2 = 2,78 \text{ kNm}$$

Herefter skal kapaciteten af pladen bestemmes dette gøres ved:

$$M_{Rd} = \left(\frac{1}{6} * (200 * 20^2) \text{ mm} \right) * 235 \text{ MPa} * \frac{1}{1,1} * 10^{-6} = 2,85 \text{ kNm}$$

Det er hermed eftervist at kapaciteten af pladen er tilstrækkelig da:

$$2,85 \text{ kNm} > 2,78 \text{ kNm OK}$$

30.8.1 Vederlagstryk

Det skal kontrolleres at:

$$\sigma_{Rd} > \sigma_{Ed}$$

Først skal spændingerne bestemmes dette gøres ved:

$$\sigma_{Ed} = \frac{74,26 * 10^3 \text{ N}}{(200 \text{ mm} * 300 \text{ mm})} = 1,24 \text{ MPa}$$

Og herefter skal kapaciteten af blokkene bestemmes dette gøres ved:

$$\sigma_{Rd} = \frac{12,2 \text{ MPa}}{1,6 * 1,0} = 7,625 \text{ MPa}$$

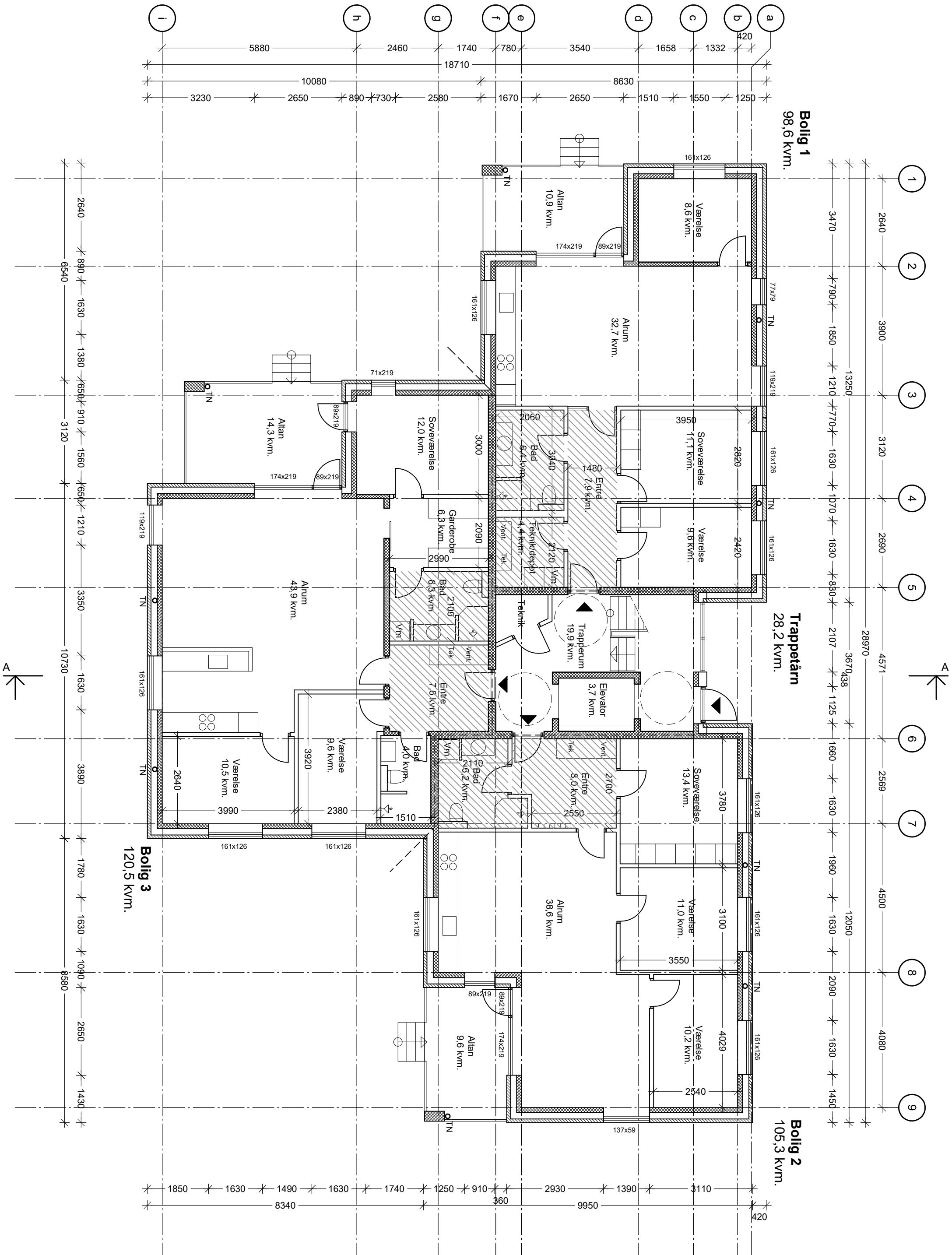
Det kan hermed eftervises at kapaciteten er tilstrækkelig da:

$$7,625 \text{ MPa} > 1,24 \text{ MPa OK}$$



Emne	: Situations- & belægningsplan	Tegn. nr.	: 100
Bygherre	: -	Mål	: 1:200
Byggeadresse	: Hovedgaden 35 - 39, 7190 Billund	Dato	: 01.09.2017
Sag	: Nye etageboliger	Tegn. af	: TLJ
Sagsnr.	: 16070	Kontr. af	: OS
		Rev. dato	:
arkitektfirmaet KLODEN Engtorvet 7, 1.sal, 7200 Grindsted tlf. 75 32 55 58 info@ark-kloden.dk - www.ark-kloden.dk		☐ Skitseforslag	
		☒ Arb./myndighedstegninger	

Stueplan



Tegn. nr. : 170

Emne	:	Stueplan	Tegn. nr.	: 170
------	---	----------	-----------	-------

Bygherre	:	-	Mål	:	1:100
Byggeadresse	:	Hovedgaden 35 - 39, 7190 Billund	Dato	:	01.09.2017
Sag	:	Nye etageboliger	Tegn. af	:	TLJ
Sagsnr.	:	16070	Kont. af	:	OS
			Rev. dato	:	

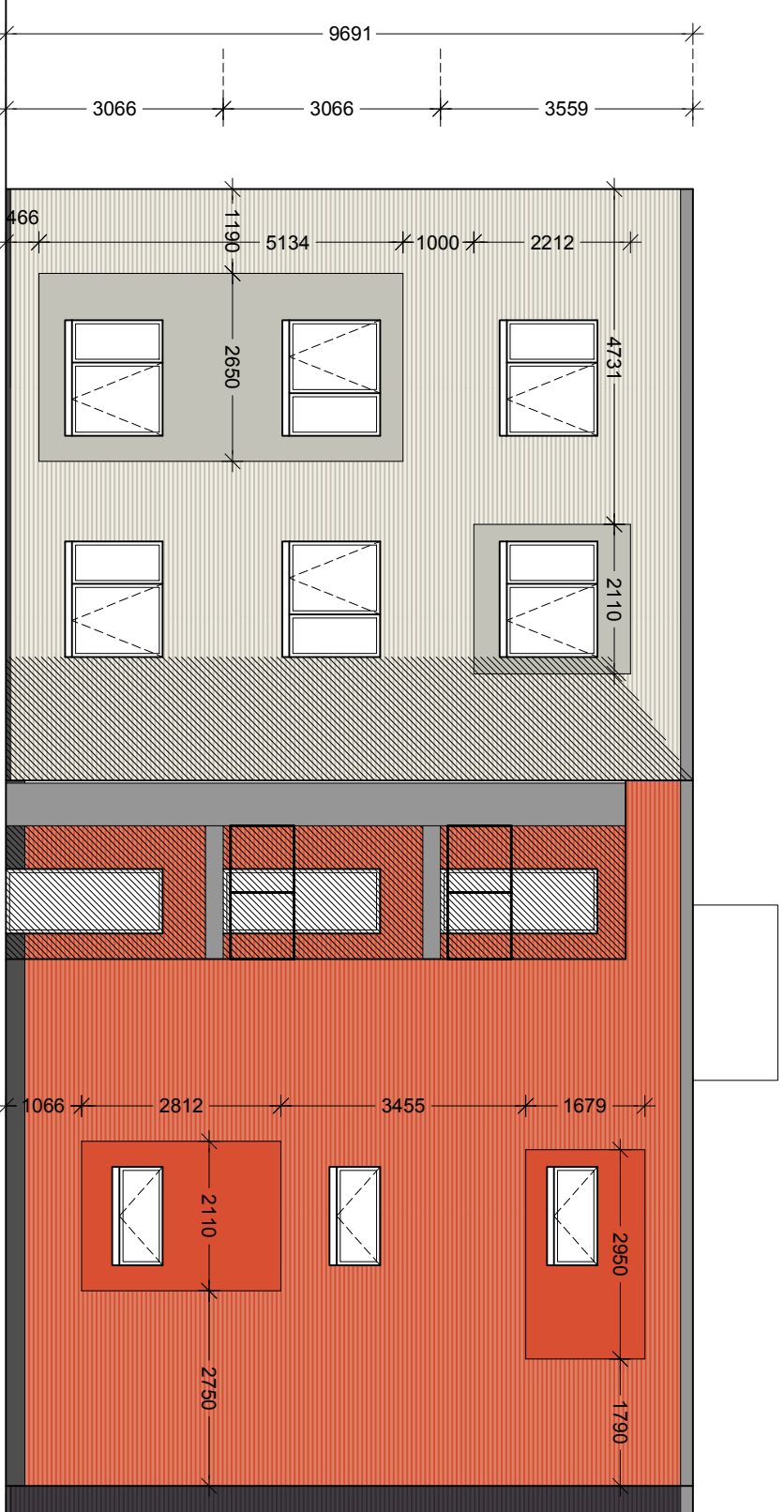


Engtorvet 7, 1.sal, 7200 Grindsted
tlf. 75 32 55 58
info@ark-kloden.dk - www.ark-kloden.dk

- ☐ Skitseforslag
- ☒ Arb./myndighedstegninger



Facade mod nordøst

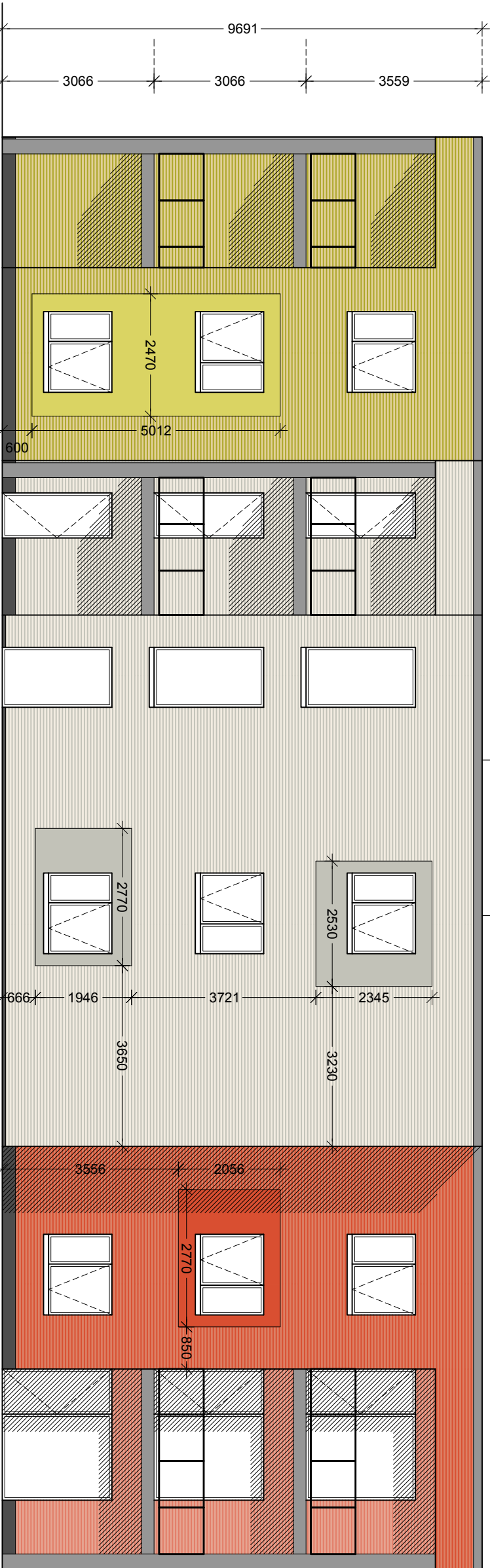


Facade mod sydøst

Tegn. nr. : 250.1



Facade mod nordvest



Facade mod sydvest

- Facadestén**
- Facadestén: RT 307HT Classica Rød
 - Fugefarve: Rød indfarvet fugemørtel
 - Facadestén: RT 473 Primo Como
 - Fugefarve: Lysegrå fugemørtel
 - Facadestén: RT 475 Prima Bari
 - Fugefarve: Sort/antiract indfarvet fugemørtel
 - Facadestén: RT 207 Classica gul
 - Fugefarve: Gul indfarvet fugemørtel

- Facader:**
- Facader udføres i massive facade tegsten i forskellige farver
 - Fæller i facader udføres som indfarvet pud
 - Vinduer og døre udføres i sort

Emne	: Facader Blok 1	Tegn. nr.	: 250.1
Bygherre	: -	Mål	: 1:100
Byggeadresse	: Hovedgaden 35 - 39, 7190 Billund	Dato	: 01.09.2017
Sag	: Nye etageboliger	Tegn. af	: TLJ
Sagsnr.	: 16070	Kont. af	: OS
Rev. dato	:	Rev. dato	:
arkitektfirmaet KLODEN		Engtorvet 7, 1.sal, 7200 Grindsted tlf. 75 32 55 58 info@ark-kloden.dk - www.ark-kloden.dk	
		☐ Skitseforslag ☒ Arb./myndigheds tegninger	

NOTER FOR BETON/FUNDERING:

GEOTEKNISK KATEGORI:	2
KONSEKVENSKLASSE:	CC2
KONTROLKLASSE:	Normal
MILJØKLASSE:	Udførelse og kontrol efter EUROCODE 2+7 Jorddækkede fundamenter C20 Dæklag Moderat miljøklasse 25 mm
ARMERING:	Gulve C20
NORMER:	Dæklag passiv miljøklasse 15 mm
TILSLAGSMATERIALER:	f _{yk} = 550 MPa Eurocode og dertilhørende annekser/ Danske standard
	Der skal anvendes rene tilslagsmaterialer

NOTER FOR DÆKELEMENTER:

Der benyttes dækelementer som EX27 fra Spæcom armeret med 2 liner Ø 9,3 mm og 8 liner Ø12,5.
Der udføres 2 stk Y16 mm tentorstål som randarmering, med f_{yk} på 550 MPa.
Alle stødlængder skal være minimum 2000 mm.
Fugearmering udføres af Y 12 tentorstål-bøjle med f_{yk} på 550 MPa og en længde der går ind i fugerne på min 2000 mm.
Tværarmeringen udføres som 5 bøjler Ø 10 mm tentorstål der fordeles over armeringsstødet.
Der udføres 1 stk 10 mm klæbeanker, med klæb som ESI Xtreme pro fra Expandet, af tentorstål pr. 0,4 m i oversiden af de bærende vægge for at hæfte disse og rundstøbningen sammen.
Der udføres en hammerhovedudsparring med 1500 mm mellemrum langs alle ikke bærende vægsmuligheder, der armeres i disse med 2 stk Y10 mm armeringsbøjler.

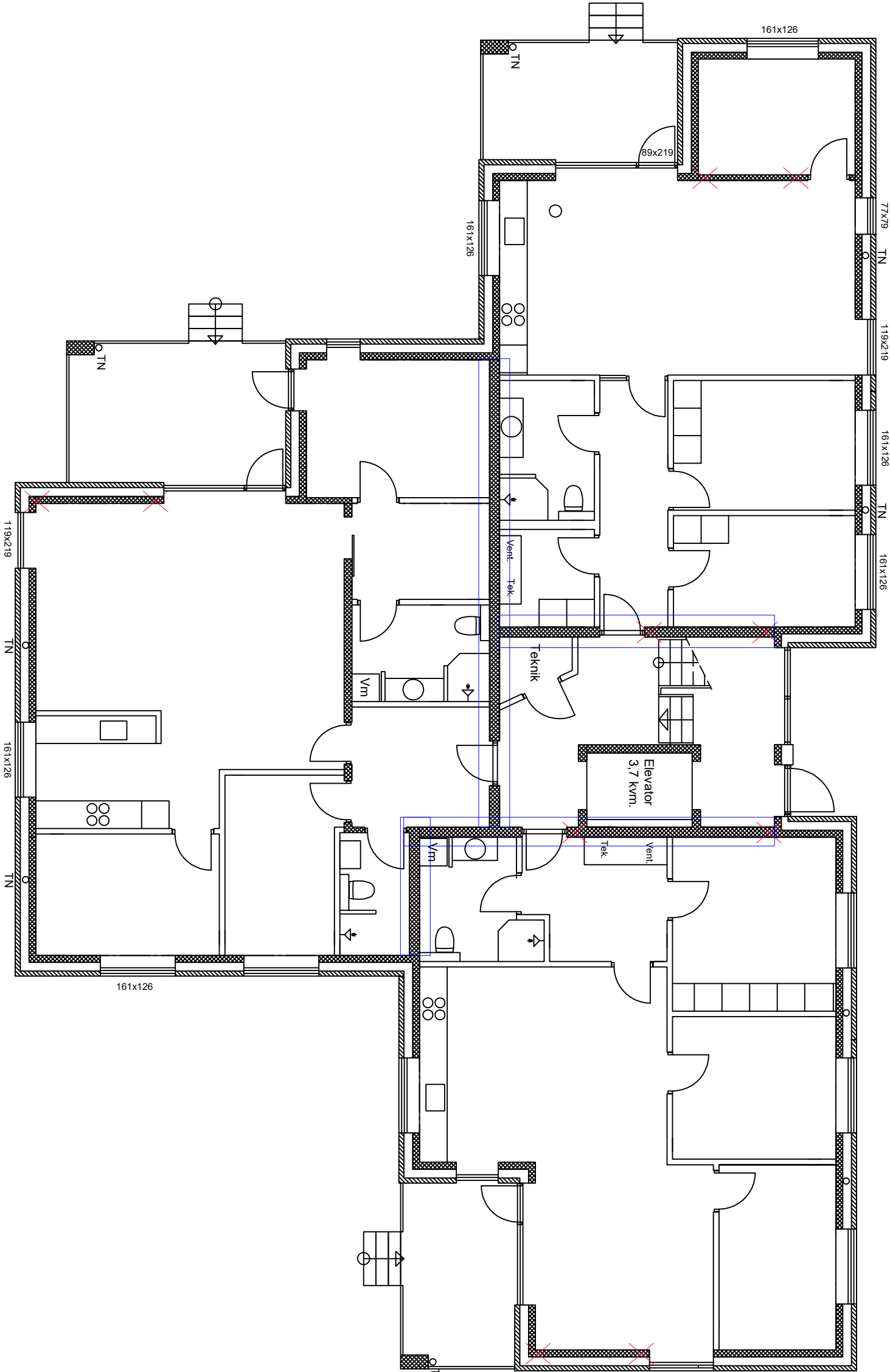
NOTER GULVE:

Gulvopbygning:
100 mm C20 beton
100 mm polystyren som S80
Betonhuldek som EX27 fra Spæcom, armeret med 2 liner Ø9,3 mm og 8 liner Ø12,5 mm stål.

NOTER FOR STÅL:

Der udføres lodrette M20 gevindstænger som placeres midt i væggene for at modstå de væltende kræfter.
Gevindstængen udføres med en plade 15 med dimensionerne 100x100 mm som nedstøbes 500 mm i betonthundamentet.
Disse føres gennem alle etager og afsluttes på toppen med en plade 20 med dimensionerne 200 mm x 300 mm.

Placeringer fremgår af tegning.



SIGNATURER:



Bærende væg i 240 mm Silkeblokke



Lodrette gevindstænger af M20 armeringsjern

Etageejendom

Hovedgaden 35-39 7190 Billund

Bygherre:

-

Emne:

Konstruktionsplan

Dato	Mål	Tegn.	Kontrol	Sags nr. (ING)	Sags nr. (ENTR)
15/1 - 2020	1:100	BNL		19.422	-



Olav Kristensen Rådgivende Ingeniørfirma ApS
Lillebælsvej 5
6715 Esbjerg N
Tlf.: 75142055 / e-mail: info@olavkristensen.dk

Tegningsnr.

1001

NOTER FOR BETON/FUNDERING:

GEOTEKNISK KATEGORI:	2
KONSEKVENSKLASSE:	CC2
KONTROLKLASSE:	Normal
MILJØKLASSE:	Udførelse og kontrol efter EUROCODE 2+7 Jorddækkede fundamenter C20 Dæklag Moderat miljøklasse 25 mm Gulve C20 Dæklag passiv miljøklasse 15 mm
ARMERING:	f _{yk} = 550 MPa
NORMER:	Eurocode og dertilhørende annekser/ Danske standar
TILSLAGSMATERIALER:	Der skal anvendes rene tilslagsmaterialer

Dækelementer:
Der benyttes dækelementer som EX27 fra Spøncorn armeret med 2 liner Ø 9,3 mm og 8 liner Ø12,5.
Der udføres 2 stk Y16 mm tentorstål som randarmering, med f_{yk} på 550 MPa.

Alle stødlængder skal være minimum 2000 mm.

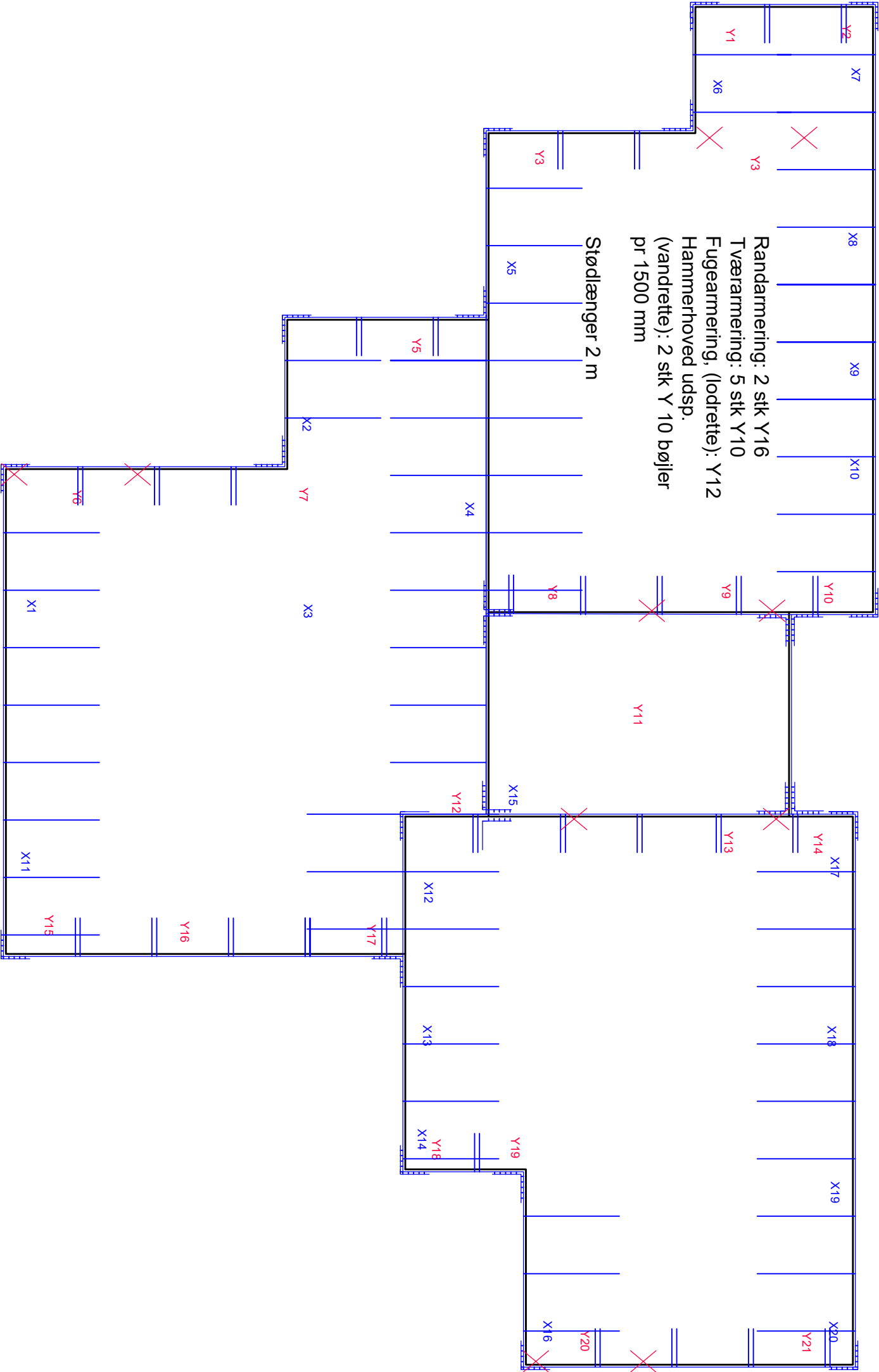
Fugearmering udføres af Y 12 tentorstål-bøjle med f_{yk} på 550 Mpa og en længde der går ind i fugerne på min 2000 mm.
Tværmarmeringen udføres som 5 bøjler Ø 10 mm tentorstål der fordeles over den yderste 3 af stødet i begge ender af armeringsstødet.

Der udføres 1 stk 10 mm klæbeanke af tentorstål pr. 0,4 m i oversiden af de bærende vægge for at hæfte disse og rundudstøbningen sammen.

Der udføres en hammerhovedudsparring med 1500 mm mellemrum langs alle ikke bærende vægsemlinger, der armeres i disse med 2 stk Y10 mm armeringsbøjler.

NOTER FOR STÅL:

Der udføres lodrette M20 gevindstænger som placeres midt i væggene for at modstå de vætende kræfter.
Disse føres gennem alle etager
Placeringer fremgår af tegning.



SIGNATURER:

Lodrette gevindstænger af M20 armeringsjern

Etageejendom

Hovedgaden 35-39 7190 Billund

Bygherre:

-

Emne:

Armeringsplan

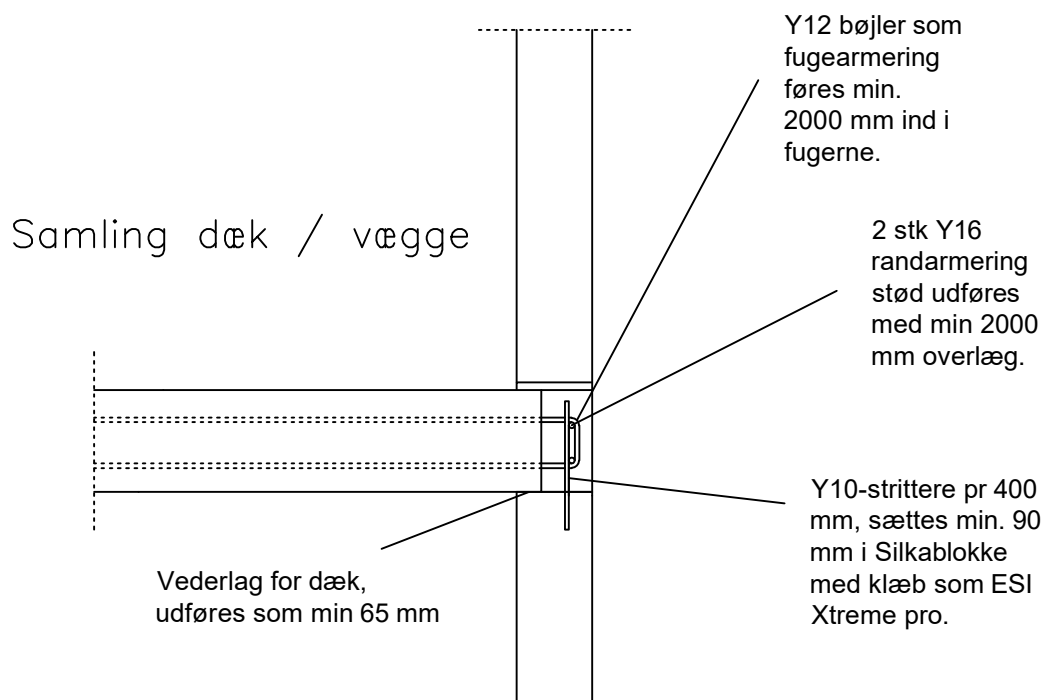
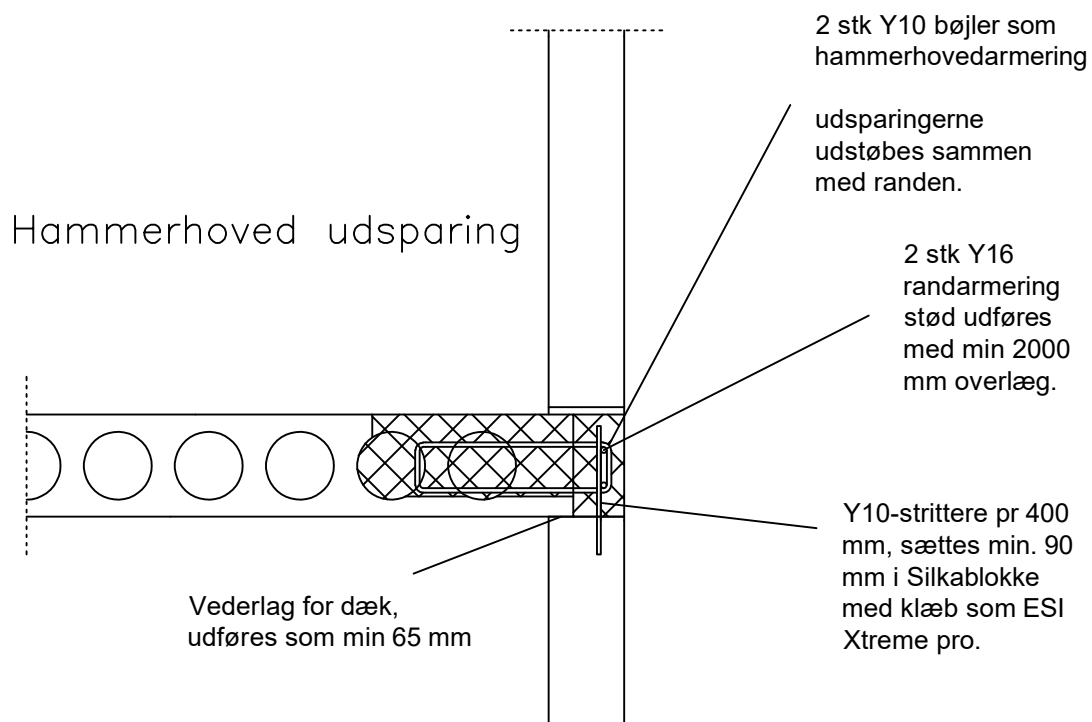
Dato	Mål	Tegn.	Kontrol	Sags nr. (ING)	Sags nr. (ENTR)
15/1 - 2020	1:100	BNL		19.422	-



Olav Kristensen Rådgivende Ingeniørfirma Aps
Lillebælsvej 5
6715 Esbjerg N
Tlf.: 75142055 / e-mail: info@olavkristensen.dk

Tegningsnr.

1002



Etageejendom
Hovedgaden 35-39 7190 Billund

Bygherre:

-

Emne:

Detaljer

Dato Mål
 15/1 - 2020 1:20

Tegn. Kontrol
 BNL

Sags nr. (ING) Sags nr. (ENTR)
 19.422 -

Tegningsnr.
1003



Olav Kristensen Rådgivende Ingeniørfirma ApS
 Lillebæltsvej 5
 6715 Esbjerg N
 Tlf.: 75142055 / e-mail: info@olavkristensen.dk