DIPLOM PROJEKT

AF

KASPER NIELSEN

Titelblad

Tema:	**Afgangsprojekt.**
Projektperiode:	**27/10 2008 - 8/1 2009.**
Studerende:	**Kasper Nielsen.**
Fagvejleder:	**Sven Krabbenhøft.**

_____

Kasper Nielsen

Synopsis

Dette projekt omhandler et etagebyggeri beliggende i Havnegade i Esbjerg. Bygning er en 6-etagers bygning, hvor de tre øverste etager er til kontorareal og de tre nederste er til parkering.
I projektet kontrolleres bygningens stabilitet, og udvalgte bygningsdele undersøges.

Som adgang til parkeringskælderen opføres en bro fra Havnegade, der er i niveau med den nederste etage med kontorareal, til den øverste parkeringsetage. Udvalgte dele af denne konstruktion undersøges også.

Forord

Dette projekt er udarbejdet af Kasper Nielsen på 7. semester af ingeniørstudiet på Aalborg Universitet Esbjerg. Projektet er lavet som afgangsprojekt.

Bagerst i rapporten er appendiks placeret. Indholdet af appendiks har til formål, at underbygge de valg rapporten har foretaget undervejs. Derudover er noget placeret der, hvis beregningsmetoden er anvendt anden steds.

Til rapporten hører følgende appendiks og bilag:

Appendiks 1: Naturlast.
Appendiks 2: Lastopgørelse..
Appendiks 3: Bestemmelse af den vandratte last.
Appendiks 4: KBE-bjælke.
Appendiks 5: Søjle i P1.
Appendiks 6: Broplade – 2 hosliggende understøtning.

Bilag 1: Geoteknisk rapport.
Bilag 2: Bæreevnetabeller fra Betonelement.

I rapporten er der anvendt tabeller og illustrationer i form af figurer. Kilden til disse er kun anført i de tilfælde, hvor det ikke er eget materiale.

Indholdsfortegnelse

Indledning 6
1 Statisk projekteringsrapport 7
1.1 Byggeriet 7
1.2 Bygningsdele 7
1.3 Konstruktive principper 8
1.4 Brandtekniske forhold 8
1.5 Bilag 9
2 Projektgrundlag 10
2.1 Dimensioneringsgrundlag 10
2.2 Materialer 10
2.3 Fastlæggelse af miljøklasse 11
2.4 Laster 11
2.5 Lastkombination 11
3 Statiske beregninger 12
3.1 Stabilitet 13
3.1.1 Bestemmelse af den vandrette last 13
3.1.2 Bestemmelse af forskydningscenterets placering 13
3.1.3 Bestemmelse af vridningsstivheden 16
3.1.4 Bestemmelse af vridningsmomenter 18
3.1.5 Fordeling af vandrette laster 19
3.1.6 Undersøgelse af væltning af vægge 21
3.1.7 Glidning for væg 1y 24
3.1.8 Randstringer 25
3.1.9 U-bøjler i længdefugerne 26
3.1.10 Armering i gavlhjørnerne 26
3.1.11 Forankringslængder 26
3.1.12 Opsummering 27
3.2 Etagedæk 28
3.2.1 Statisk system 28
3.2.2 Valg af dimension 28
3.2.3 Opgørelse af laster 28
3.2.4 Tværsnittets bæreevne 29
3.3 Bjælke ved atrium 30
3.3.1 Statisk system 30
3.3.2 Valg af dimension 30
3.3.3 Opgørelse af laster 30
3.3.4 Tværsnittets bæreevne 30
3.4 Søjle i st. etagen 32
3.4.1 Statisk system 32
3.4.2 Valg af dimension 32
3.4.3 Opgørelse af laster 32
3.4.4 Tværsnittets bæreevne 33
3.5 Facadeelement 37
3.5.1 Statisk system 37
3.5.2 Valg af dimension 37
3.5.3 Opgørelse af laster 37
3.5.4 Tværsnittets bæreevne 38

3.6 Fundamenter 42
3.6.1 Stribefundament under facade 42
3.6.2 Punktfundament under søjler 45
3.7 Bro 48
3.7.1 Statisk system 48
3.7.2 Valg af dimension 48
3.7.3 Opgørelse af laster 48
3.7.4 Snitkræfter 48
3.7.5 Tværsnittets bæreevne 52
3.8 Bjælke og søjle under bro 53
3.8.1 Statisk system 53
3.8.2 Valg af dimension 53
3.8.3 Opgørelse af laster 53
3.8.4 Snitkræfter 54
3.8.5 Tværsnittets bæreevne 54
3.9 Punktfundament under bro 58
4 Appendiks 62
4.1 Appendiks 1 - Naturlast 62
4.1.1 Naturlast – vind 62
4.1.2 Naturlast - sne 63
4.2 Appendiks 2 –Lastopgørelse 65
4.3 Appendiks 3- Bestemmelse af den vandrette last 70
4.3.1 Vandret masselast 70
4.3.2 Vindlast 72
4.4 Appendiks 4 – KBE-bjælke 75
4.4.1 Statisk system 75
4.4.2 Valg af dimension 75
4.4.3 Opgørelse af laster 75
4.4.4 Tværsnittets bæreevne 75
4.5 Appendiks 5 – Søjle i P1 77
4.5.1 Statisk system 77
4.5.2 Valg af dimension 77
4.5.3 Opgørelse af laster 77
4.5.4 Tværsnittets bæreevne 78
4.6 Appendiks 6 – Broplade, 2 hosliggende understøtninger 82

Indledning

Dette projekt bearbejder et nybyggeri i Havnegade i Esbjerg. Rapporten behandler primært bygnings stabilitet og dimensionering af betonelementer og fundamenter.
På start tidspunktet for projektet, var det stadig på skitse niveau. Derfor er det vedlagte tegningsmateriale fra arkitekten sparsomt.

Stabilitetsanalysen sikrer bygningens stabilitet mod vandrette kræfter, herunder vindlast eller vandret masselast alt efter hvilken der er størst. Dette ved at undersøge væggens stivheder i forbindelse med skivepåvirkning.
De bærende betonelementer dimensioneres ud fra en vurdering af, hvilken lastkombination der er værst. Herudfra fastlægges dimensioner på udvalgte bygningsdele.

På baggrund af dimensionering udarbejdes to konstruktionsplaner og en fundamentsplan.

1 Statisk projekteringsrapport

I den statiske projekteringsrapport bearbejdes konstruktionens placering, art og anvendelse. Efterfølgende vil bygningsdelene og de konstruktive principper blive gennemgået.

1.1 Byggeriet

Denne statiske projekteringsrapport behandler et nybyggeri beliggende i 6700 Esbjerg.

Figur 1: Placering af byggeriet, og baggrund for at vælge terrænkategori I.

Byggeriet er en kombineret bygning på seks etager, hvor de tre øverste etager anvendes til kontor m.v. og de tre etager fungerer som parkeringskælder.

På de tre øverste etager med kontorareal er der et atrium placeret centralt i bygningen. Det giver et samlet areal på etagerne på ca. 1990 m^2, mens de tre nederste etager har et areal på ca. 2020 m^2.

1.2 Bygningsdele

I dette afsnit beskrives de forskellige bygningsdele, som konstruktionen er opbygget af.
Alle etagedækkene og tagdækket har samme dimension, med en højde på 320 mm. Facaderne er sandwichelementer med en bredde på 400 mm. Både dem og de øvrige stabiliserende vægge er præfabrikerede. De stabiliserende vægge har en dimension på 200 mm.
Etagedækkene placeres på tværs bygningen, og sætter af på facaden. Centralt i bygningen ligger de af på bjælker. For de tre øverste etager med atrium, gør de det på KBE-bjælker, mens der for de øvrige etager anvendes KB-bjælker. Bjælkerne ligger af på betonsøjler, der på de øverste etager har dimensioner 400x400 mm, og 500x500mm for

de nederste. Under søjlen placeres punktfundamenter, mens der anvendes stribefundamenter under facaderne.

Som tilkørelses rampe til parkeringskælderens øverste niveau, dimensioneres en konstruktion med betonplader. Pladerne understøttes på tre sider, hvor den ene side ligger af bygningen, en anden side understøttes af en bjælke, imens den tre side forudsættes at kunne støtte af på jorden mod Havnegade.

1.3 Konstruktive principper

Sikkerhedsklassen for konstruktionen fastlægges til høj sikkerhedsklasse, som følge af etager antallet.
Lasterne der virker på konstruktionen er vindlast, snelast, nyttelast og egenlast. De lodrette naturlaster afleveres lasten til konstruktionen, som en fladelast på taget. Lasterne fordeles på taget, der fører dem ud til de bærende vægge. Dette gøres via pladevirkning i tagkonstruktion. Derefter afleverer væggene lasterne til fundamentet, i form af skivevirkning i væggene.
Egenlast og nyttelast overføres på samme måde, som naturlasterne. De vandrette laster, vindlast og vandret masselast, virker ind på facadeelementerne. Der er pladevirkning i facadeelementer, som bevirker at kræfterne overføres til dækelementer. Via skivevirkning i dækelementerne føres lasten videre til de bærende vægge. Væggene aflever derefter kræfterne til fundamentet.
I henhold til DS409/Till.1:2003 skal der udarbejdes en vurdering af robustheden. Da konstruktionen hovedsagligt består af sammenhængende vægge og dæk, kan kravet om vurdering af robustheden være overholdt, hvis en række punkter i DS411/Till.1:2004 er opfyldt. Eftersom konstruktionen i dette projekt består af sammenhængende vægge og dæk, vil punkterne blive eftervist i projekteringen. Kravene er dog forstærket for denne bygning i forhold til de angivet i normen, da konstruktionen regnes i høj sikkerhedsklasse.
Af de fem punkter, der skal undersøges i forbindelse med robusthed, kontrolleres kun de tre. Det ene af de to krav, der ikke undersøges, foreskriver at en overligger omkring et hul i konstruktive vægge skal armeres således at de kan optage en karakteristisk forskydningskraft på 60 kN og et karakteristisk moment på 60 kNm. I rapporten undersøges udelukkende for bæreevnen mellem åbningerne, hvorfor kravet forudsættes opfyldt af leverandøren af elementerne.
Ydermere skal der placeres gennemgående lodrette trækforbindelser, der er i stand til at optage en karakteristisk last på 30 kN/m. Dette krav forudsættes ligeledes kontrolleret af element leverandøren.

Endvidere dimensioneres den føromtalte bro. Hvorvidt belastningerne hidrørende fra broen på bygningen er dimensionsgivende for de understående facadeelementer kontrollers ikke. Yderligere behandles samlingen mellem broen og bygningen ikke, det forudsættes blot at kræfterne kan overføres fra broen til bygningen.

1.4 Brandtekniske forhold

Der vælges ikke at udarbejde en brandteknisk rapport i forbindelse med projektet.

1.5 Bilag

Følgende tegninger er vedlagt:
Tegning 101: Konstruktionsplan for de tre øverste etager.
Tegning 102: Konstruktionsplan for de tre nederste etager.
Tegning 103: Fundamentsplan.

På fundamentsplanen angives udelukkende de i rapporten bearbejdede fundamenter. Under de øvrige stabiliserende vægge, skal de r ligeledes placeres stribefundamenter.

2 Projektgrundlag

I dette afsnit vil forudsætningerne for dimensioneringen blive fastlagt. Herunder redegøres der for valg af materialer, laster, lastkombinationer, samt det bærende og afstivende system.

2.1 Dimensioneringsgrundlag

Konstruktionen vil blive dimensioneret efter nedenstående normer og litteratur:

- DS 409: Norm for sikkerhed på konstruktioner, 1998.
- DS 410: Norm for last på konstruktioner, 1998.
- DS 411: Norm for betonkonstruktioner, 1999.
- DS 414: Norm for murværkskonstruktioner, 2005.
- Betonkonstruktioner efter DS 411: 3. udgave 2007.
- Bygningsberegninger efter DS 409 og DS 410: 1. udgave 2005.
- Montagebyggeri 1, Modulprojektering.
- Montagebyggeri 2, Skivebygningsstabilitet.
- Tekniske ståbi, 18. udgave, 6. oplag, 2005.

2.2 Materialer

Materialerne til den bærende konstruktion består udelukkende af armeret beton. Herunder anvendes både betonelementer og in situ støbt beton.

Eftersom bygningen er seks etager skal den regnes i høj sikkerhedsklasse, hvormed partialkoefficienten γ_0 sættes til 1,10.
Ydermere er kontrolklassen skærpet for præfabrikerede elementer, mens den er normal for in situ støbt beton. Dermed skal partialkoefficienten sættes til 1,0 for in situ støbt beton og 0,95 for præfabrikeret.
Partialkoefficienterne fremgår af Tabel 1.

Konstruktioner, in situ	Formel	Partialkoefficient
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c=1{,}65\cdot\gamma_0\cdot\gamma_3$	$\gamma_c=1{,}82$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_c=2{,}5\cdot\gamma_0\cdot\gamma_3$	$\gamma_c=2{,}75$
Armeringsstyrker og E-modul	$\gamma_s=1{,}30\cdot\gamma_0\cdot\gamma_3$	$\gamma_s=1{,}43$
Præfabrikerede elementer, beregning		
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c=1{,}65\cdot\gamma_0\cdot\gamma_3$	$\gamma_c=1{,}72$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_c=2{,}50\cdot\gamma_0\cdot\gamma_3$	$\gamma_c=2{,}61$
Armeringsstyrker og E-modul	$\gamma_s=1{,}30\cdot\gamma_0\cdot\gamma_3$	$\gamma_s=1{,}36$

Tabel 1: Partialkoefficienter for in situ støbt og præfabrikeret beton og armeringsstål.
Kilde: Eget materiale.

De regningsmæssige styrketal for beton og armering beregnes i de respektive afsnit, hvor styrketallet anvendes.

2.3 Fastlæggelse af miljøklasse

I denne konstruktion vil facadeelementerne, etagedækkene og alle andre indvendige elementer være opført i passiv miljøklasse, som betegner et tørt miljø, hvor korrosion ikke forekommer. Årsagen til dette er, at facadeelementets regnskærm, dampspærre og isolering beskytter den bærende bagmur mod fugt og frost.

For broen sættes miljøklassen til ekstra aggressiv, da den ikke er beskyttet mod naturen. Yderligere er konstruktionen placeret så tæt på et havnebassin, at det vurderes at den med stor sandsynlighed kan risikere at blive udsat for saltvand.

2.4 Laster

I dette afsnit vil lasterne virkende på konstruktionen blive beregnet. Følgende laster vil blive beregnet:

- Egenlast
- Vindlast
- Snelast
- Vandret masselast

Naturlasterne er beregnet i Appendiks 1, mens lastopgørelsen fremgår af Appendiks 2. Yderligere er den vandrette masselast bestemt i Appendiks 3.

2.5 Lastkombination

Lastkombinationerne fremgår af lastopgørelsen, og beskrives i de afsnit hvor det findes relevant.

3 Statiske beregninger

I dette afsnit undersøges bygningsstabilitet og dimensioneres følgende betonelementer:

- Etagedæk.
- Bjælke ved atrium.
- Søjle i st. etagen.
- Facadeelement.
- Fundamenter, herunder stribefundamenter og punktfundamenter.
- Bro, herunder den ene understøtning og fundament hertil.

For hvert af overstående punkt vil følgende fremgangsmåde anvendes, såfremt det er muligt:

1. Fastlæggelse af statisk system.
2. Valg af dimension.
3. Opgørelse af laster.
4. Tværsnittets bæreevne.

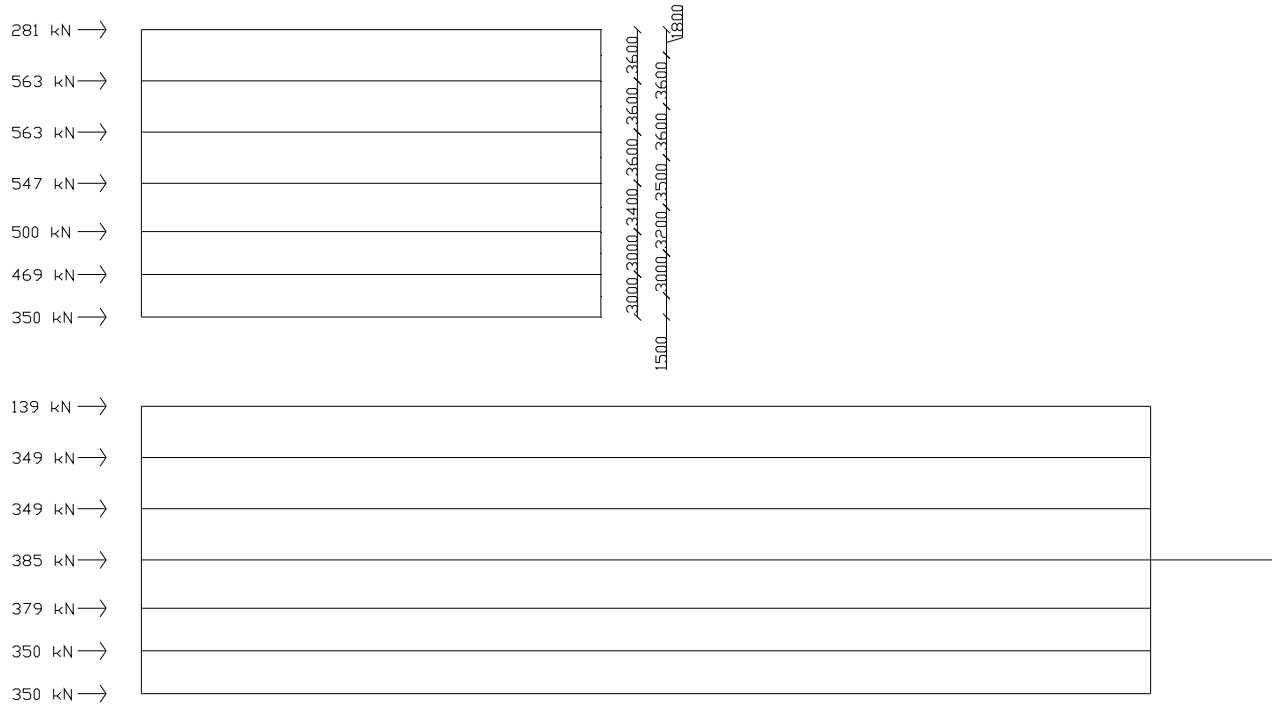
For dimensionering af KBE-bjælkerne og søjlerne på den nederste parkeringsetager, henvises til hhv. Appendiks 4 og 5.
Til dimensionering af konsolbjælkerne og etagedækkene er der anvendt bæreevnetabeller, de fremgår af Bilag 2.

3.1 Stabilitet

I dette afsnit undersøges bygningens stabilitet. Dette undersøges ved eftervisning af bygningens modstandsdygtighed overfor vandrette laster. De vandrette laster virkende på bygningen består af vindlast og vandret masselast. Begge laster opgøres, og den værste benyttes.
Den vandrette last optages af de stabiliserende vægge i bygningen. Reaktionerne fordeles efter væggenes stivhed, og hermed kan lasterne på de enkelte vægge bestemmes.
En enkelt tilfældig vægelement vil blive undersøgt for væltning, knusning og glidning. Til slut vil randfugearmering, ubøjlerne i længdefugerne og armering ved gavlene blive dimensioneret.

3.1.1 Bestemmelse af den vandrette last

I Appendiks 3 er de vandrette last opgjort. Lasterne fremgår af understående figur:

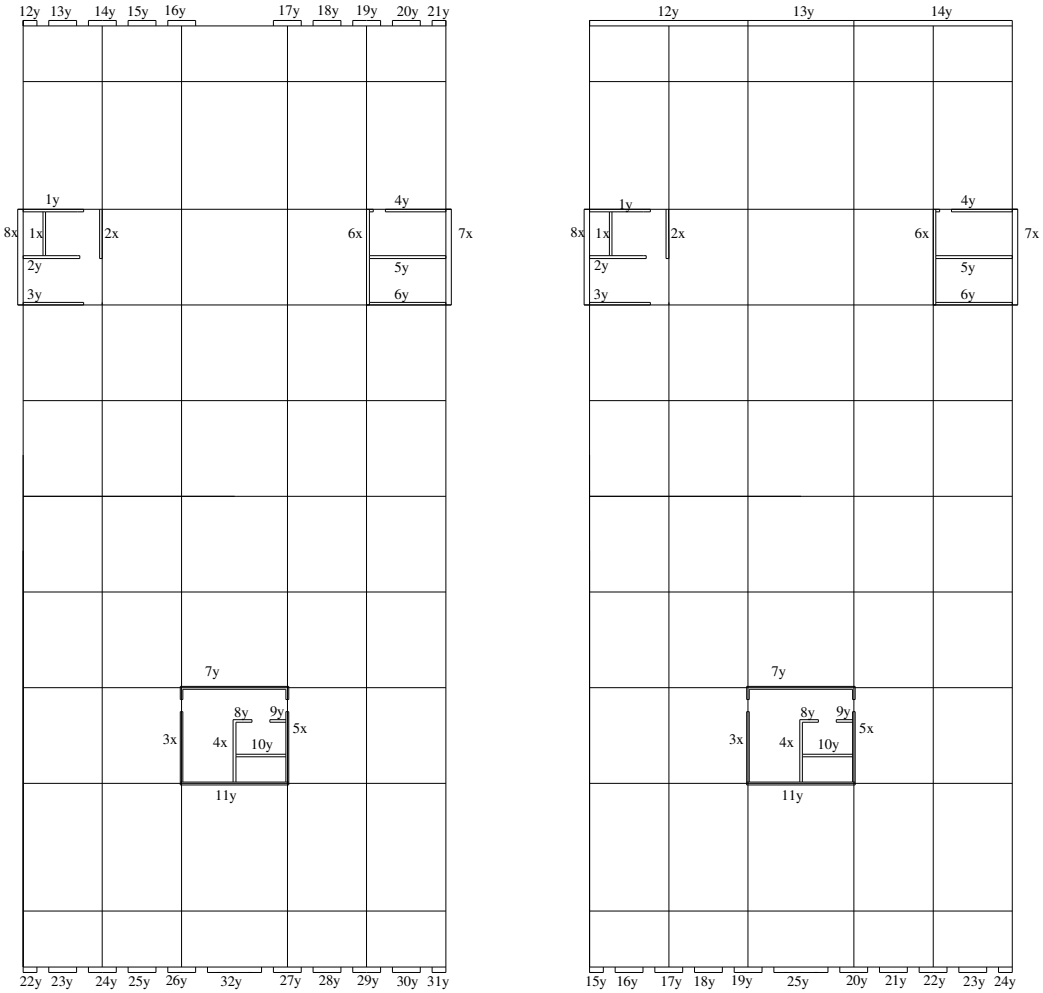


Figur 2: Snittegning af konstruktionen påført de vandrette kræfter.

Det forudsættes at der placeres spundsvægge mod Havnegade, så konstruktionen ikke påvirkes at jord herfra.

3.1.2 Bestemmelse af forskydningscenterets placering

Kræfterne skal fordeles på de stabiliserende vægge. Dette gøres vha. væggenes inertimoment, idet bygningen er over fire etager. Herefter er det muligt at bestemme fordelingen af kræfterne på de enkelte vægge. Men væggene er forskelligt placeret på de tre øverste etager i forhold til de tre nederste etager. Derfor fås to forskellige placeringer af forskydningscenteret, og to forskellige fordelinger af kræfterne. Plantegning af de to forskellige placeringer fremgår af Figur 3.



Figur 3: Tegning af de stabiliserende vægge. Planen til venstre viser placering af vægge på de tre øverste etager, mens af den til højre fremgår placering af væggene på de tre nederste etager.

I tabellerne herunder er dimensionerne af væggene og afstandene fra et nulpunkt til hver væg angivet. Herefter er inertimomentet for væggen samt afstanden til nulpunktet multipliceret, summen af det anvendes til at finde forskydningscentrummet. Da forskellen kun er for væggene i y-retningen, medtages ikke værdierne for x-retningen i den nederste af de to tabeller.

Væg nr.	L [m]	B [m]	I [m^4]	y' [m]	x' [m]	I*y' [m^5]	I*x' [m]
1y	4,6	0,2	1,62	56,9	-	92,31	-
2y	4,1	0,2	1,15	53,4	-	61,34	-
3y	4,6	0,2	1,62	49,9	-	80,95	-
4y	4,6	0,2	1,62	56,9	-	92,31	-
5y	5,8	0,2	3,25	53,4	-	173,65	-
6y	5,8	0,2	3,25	49,9	-	162,27	-
7y	8,2	0,2	9,19	21,0	-	192,98	-
8y	1,4	0,2	0,05	18,5	-	0,85	-
9y	1,2	0,2	0,03	18,5	-	0,53	-
10y	3,8	0,2	0,91	15,9	-	14,54	-

11y	8,2	0,2	9,19	13,8	-	126,81	-
12y	1,05	0,2	0,02	70,8	-	1,37	-
13y	2,1	0,2	0,15	70,8	-	10,93	-
14y	2,1	0,2	0,15	70,8	-	10,93	-
15y	2,1	0,2	0,15	70,8	-	10,93	-
16y	2,1	0,2	0,15	70,8	-	10,93	-
17y	2,1	0,2	0,15	70,8	-	10,93	-
18y	2,1	0,2	0,15	70,8	-	10,93	-
19y	2,1	0,2	0,15	70,8	-	10,93	-
20y	2,1	0,2	0,15	70,8	-	10,93	-
21y	1,05	0,2	0,02	70,8	-	1,37	-
22y	1,05	0,2	0,02	0,0	-	0,00	-
23y	2,1	0,2	0,15	0,0	-	0,00	-
24y	2,1	0,2	0,15	0,0	-	0,00	-
25y	2,1	0,2	0,15	0,0	-	0,00	-
26y	2,1	0,2	0,15	0,0	-	0,00	-
27y	2,1	0,2	0,15	0,0	-	0,00	-
28y	2,1	0,2	0,15	0,0	-	0,00	-
29y	2,1	0,2	0,15	0,0	-	0,00	-
30y	2,1	0,2	0,15	0,0	-	0,00	-
31y	1,05	0,2	0,02	0,0	-	0,00	-
32y	4,1	0,2	1,15	0,0	-	0,00	-
SUM	-	-	35,58	-	-	1088,69	-

1x	3,3	0,2	0,60	-	1,6	-	0,96
2x	3,7	0,2	0,84	-	5,9	-	4,98
3x	5,3	0,2	2,48	-	12,0	-	29,78
4x	4,7	0,2	1,73	-	16,0	-	27,69
5x	5,3	0,2	2,48	-	20,0	-	49,63
6x	7,2	0,2	6,22	-	26,1	-	162,36
7x	7,2	0,2	6,22	-	32,0	-	199,07
8x	7,2	0,2	6,22	-	0,0	-	0,00
SUM			26,80	-	-	-	474,45

Tabel 2: Bestemmelse af inertimoment for de tre øverste etager, samt inertimomentet multipliceret med afstanden til væggen.

Væg nr.	L [m]	B [m]	I [m^4]	y' [m]	x' [m]	I*y' [m^5]	I*x' [m]
1y	4,6	0,2	1,62	56,9	-	92,31	-
2y	4,1	0,2	1,15	53,4	-	61,34	-
3y	4,6	0,2	1,62	49,9	-	80,95	-
4y	4,6	0,2	1,62	56,9	-	92,31	-
5y	5,8	0,2	3,25	53,4	-	173,65	-
6y	5,8	0,2	3,25	49,9	-	162,27	-
7y	8,2	0,2	9,19	21,0	-	192,98	-
8y	1,4	0,2	0,05	18,5	-	0,85	-
9y	1,2	0,2	0,03	18,5	-	0,53	-

10y	3,8	0,2	0,91	15,9	-	14,54	-
11y	8,2	0,2	9,19	13,8	-	126,81	-
12y	12	0,2	28,80	70,8	-	2039,04	-
13y	8	0,2	8,53	70,8	-	604,16	-
14y	12	0,2	28,80	70,8	-	2039,04	-
15y	12	0,2	28,80	0,0	-	0,00	-
16y	8	0,2	8,53	0,0	-	0,00	-
17y	12	0,2	28,80	0,0	-	0,00	-
SUM	-	-	164,15	-	-	5680,78	-

Tabel 3: Bestemmelse af inertimoment for væggene i x-retning for de tre nederste etager, samt inertimomentet multipliceret med afstanden til væggen.

På baggrund af tallene angivet i de to tabeller, kan placering af forskydningscentrummet bestemmes. Først for y-retning på de tre øverste etager:

$$y_0 = \frac{\sum I \cdot x'}{\sum I} = \frac{1088{,}69m^5}{35{,}58m^4} = 30{,}60m$$

Dernæst for y-retningen i de tre nederste etager:

$$y_0 = \frac{\sum I \cdot x'}{\sum I} = \frac{5680{,}78m^5}{164{,}15m^4} = 34{,}61m$$

Derefter findes den for x-retningen på alle etager:

$$x_0 = \frac{\sum I \cdot y'}{\sum I} = \frac{474{,}45m^5}{26{,}80m^4} = 17{,}70m$$

3.1.3 Bestemmelse af vridningsstivheden

Vridningsstivheden beskriver bygningens modstand mod vridning om forskydningscenteret. Til bestemmelse af vridningsstivheden V benyttes følgende udtryk:

$$V = \sum A_{xi} \cdot (x_i - x_{FC})^2 + \sum A_{yi} \cdot (y_i - y)^2$$

Hvor:

A_{xi} er arealet af den enkelte vægs udstrækning i y-retningen i [m^2].
x_i er afstanden i x-retning fra nulpunktet til den enkelte væg i [m].
x_{FC} er afstanden fra nulpunktet til forskydningscentret i x-retning [m].
A_{yi} er arealet af den enkelte vægs udstrækning i x-retningen i [m^2].
y_i er afstanden i y-retning fra nulpunktet til den enkelte væg i [m].
y_{FC} er afstanden fra nulpunktet til forskydningscentret i y-retning [m].

Bidraget til vridningsstivheden fra hver enkelt væg samt den samlede vridningsstivhed er anført i Tabel 4 og 5.

Væg nr.	I [m^4]	y' [m]	I*yi [m^5]	x' [m]	I*xi [m^6]
1y	1,62	56,9	1122,44	-	-
2y	1,15	53,4	597,33	-	-
3y	1,62	49,9	604,52	-	-
4y	1,62	56,9	1122,44	-	-
5y	3,25	53,4	1691,03	-	-
6y	3,25	49,9	1211,77	-	-

7y	9,19	21,0	846,22	-	-
8y	0,05	18,5	6,69	-	-
9y	0,03	18,5	4,21	-	-
10y	0,91	15,9	197,52	-	-
11y	9,19	13,8	2592,44	-	-
12y	0,019	70,8	31,19	-	-
13y	0,154	70,8	249,48	-	-
14y	0,154	70,8	249,48	-	-
15y	0,154	70,8	249,48	-	-
16y	0,154	70,8	249,48	-	-
17y	0,154	70,8	249,48	-	-
18y	0,154	70,8	249,48	-	-
19y	0,154	70,8	249,48	-	-
20y	0,154	70,8	249,48	-	-
21y	0,019	70,8	31,19	-	-
22y	0,019	0,0	18,06	-	-
23y	0,154	0,0	144,49	-	-
24y	0,154	0,0	144,49	-	-
25y	0,154	0,0	144,49	-	-
26y	0,154	0,0	144,49	-	-
27y	0,154	0,0	144,49	-	-
28y	0,154	0,0	144,49	-	-
29y	0,154	0,0	144,49	-	-
30y	0,154	0,0	144,49	-	-
31y	0,019	0,0	18,06	-	-
32y	1,149	0,0	1075,31	-	-
V	-	-	14322,20	-	-

1x	0,60	-	-	1,6	155,34
2x	0,84	-	-	5,9	117,64
3x	2,48	-	-	12	80,74
4x	1,73	-	-	16	5,03
5x	2,48	-	-	20	13,07
6x	6,22	-	-	26,1	438,47
7x	6,22	-	-	32	6370,10
8x	6,22	-	-	0	0,00
V	-	-	-	-	7180,39

Tabel 4: Afstand fra væggenes tyngdepunkt til forskydningscenteret samt vridningsstivheden, for væggene i y-retning samt væggene i x-retning for de tre øverste etager.

Væg nr.	I [m^4]	y' [m]	I*yi [m^5]	x' [m]	I*xi [m^6]
1y	1,62	56,9	806,27	-	-
2y	1,15	53,4	405,71	-	-
3y	1,62	49,9	379,44	-	-
4y	1,62	56,9	806,27	-	-
5y	3,25	53,4	1148,56	-	-

6y	3,25	49,9	760,59	-	-
7y	9,19	21,0	1701,29	-	-
8y	0,05	18,5	11,86	-	-
9y	0,03	18,5	7,47	-	-
10y	0,91	15,9	320,02	-	-
11y	9,19	13,8	3978,18	-	-
12y	28,800	70,8	37727,32	-	-
13y	8,533	70,8	11178,46	-	-
14y	28,800	70,8	37727,32	-	-
15y	28,800	0,0	34490,98	-	-
16y	8,533	0,0	10219,55	-	-
17y	28,800	0,0	34490,98	-	-
V	-	-	176160,27	-	-

Tabel 5: Afstand fra væggenes tyngdepunkt til forskydningscenteret samt vridningsstivheden, for væggene i x-retning for de tre nederste etager.

3.1.4 Bestemmelse af vridningsmomenter

Bygningens stabiliserende vægge er ikke symmetrisk placeret. Dette bevirker at bygningen vil prøve på, at rotere om forskydningscentret ved påvirkning af de vandrette laster. Der skal derfor tilføjes et vridningsmoment om forskydningscentret. Vridningsmomentet beregnes ved følgende udtryk:

$$M_v = w_y \cdot x_{FC} - w_x \cdot y_{FC}$$

Hvor:

x_{FC} og y_{FC} er afstanden mellem kraftresultantens angrebspunkt og forskydningscentret i x og y-retning.
w_y og w_x er kraftresultanten.

Først beregnes afstandene y_{FC} og x_{FC} for de tre øverste etager:

$$x_{FC} = \frac{71{,}2m}{2} - 30{,}60m = 5{,}00m$$

$$y_{FC} = \frac{32{,}4m}{2} - 17{,}17m = -0{,}97m$$

Dernæst bestemmes momenterne i de to retninger.
x-retningen:

$$M_{vy} = -W_x \cdot y_{FC} = -385kN \cdot (-0{,}97m) = 373{,}45kNm$$

y-retningen:

$$M_{vx} = W_y \cdot x_{FC} = 563kN \cdot 5{,}00m = 2815{,}00kNm$$

Herefter bestemmes det for de tre nederste etager:

$$x_{FC} = \frac{71{,}2m}{2} - 34{,}61m = 0{,}99m$$

$$M_{vx} = W_y \cdot x_{FC} = 563kN \cdot 0{,}99m = 557{,}37kNm$$

3.1.5 Fordeling af vandrette laster

Herefter kan reaktionerne på de enkelte vægge bestemmes. Reaktionerne vil bestå af et translationsbidrag og et rotationsbidrag. Til bestemmelsen af reaktionerne benyttes følgende udtryk for hhv. x og y-retningen:

$$F_{ix} = I_y \cdot \left(\frac{w_x}{\sum I_{iy}} - \frac{M_{vx}}{V} \cdot (y_i - y_0) \right)$$

$$F_{iy} = I_x \cdot \left(\frac{w_y}{\sum I_{ix}} - \frac{M_{vi}}{V} \cdot (x_i - x_0) \right)$$

Hvor:

I er arealet af den enkelte væg i m^2.
W er den vandrette last i den pågældende retning i kN.
ΣI er summen af væggenes inertimoment i den pågældende retning m^2.
M er vridningsmomentet i kNm.
V er vridningsstivheden m^4.
y_i - y_o er afstanden mellem forskydningscenteret og væggen i m.

De beregnede reaktioner er angivet i understående tabeller, hvor den første igen er med værdier i x-retningen og de tre øverste etager i y-retningen, og den anden er med de tre nederste etager.

Væg nr.	I [m^4]	y' [m]	y' - y0 [m]	Fxi [kN]	x' [m]	x' - x0 [m]	Fyi [kN]
1y	1,62	56,9	26,3	17,28	-	-	-
2y	1,15	53,4	22,8	13,03	-	-	-
3y	1,62	49,9	19,3	19,51	-	-	-
4y	1,62	56,9	26,3	17,28	-	-	-
5y	3,25	53,4	22,8	36,88	-	-	-
6y	3,25	49,9	19,3	39,11	-	-	-
7y	9,19	21,0	-9,6	162,73	-	-	-
8y	0,05	18,5	-12,1	0,83	-	-	-
9y	0,03	18,5	-12,1	0,52	-	-	-
10y	0,91	15,9	-14,7	17,11	-	-	-
11y	9,19	13,8	-16,8	175,74	-	-	-
12y	0,019	70,8	40,2	0,15	-	-	-
13y	0,154	70,8	40,2	1,22	-	-	-
14y	0,154	70,8	40,2	1,22	-	-	-
15y	0,154	70,8	40,2	1,22	-	-	-
16y	0,154	70,8	40,2	1,22	-	-	-
17y	0,154	70,8	40,2	1,22	-	-	-
18y	0,154	70,8	40,2	1,22	-	-	-
19y	0,154	70,8	40,2	1,22	-	-	-
20y	0,154	70,8	40,2	1,22	-	-	-
21y	0,019	70,8	40,2	0,15	-	-	-
22y	0,019	0,0	-30,6	0,42	-	-	-
23y	0,154	0,0	-30,6	3,37	-	-	-
24y	0,154	0,0	-30,6	3,37	-	-	-
25y	0,154	0,0	-30,6	3,37	-	-	-

26y	0,154	0,0	-30,6	3,37	-	-	-
27y	0,154	0,0	-30,6	3,37	-	-	-
28y	0,154	0,0	-30,6	3,37	-	-	-
29y	0,154	0,0	-30,6	3,37	-	-	-
30y	0,154	0,0	-30,6	3,37	-	-	-
31y	0,019	0,0	-30,6	0,42	-	-	-
32y	1,149	0,0	-30,6	25,08	-	-	-
SUM	35,58			563,00	-	-	-

1x	0,60	-	-	-	1,6	-16,10	9,11
2x	0,84	-	-	-	5,9	-11,80	12,65
3x	2,48	-	-	-	12	-5,70	36,38
4x	1,73	-	-	-	16	-1,70	25,01
5x	2,48	-	-	-	20	2,30	35,35
6x	6,22	-	-	-	26,1	8,40	86,65
7x	6,22	-	-	-	32	14,30	84,75
8x	6,22	-	-	-	0	-17,70	95,10
SUM	26,80	-	-	-	-	-	385,00

Tabel 6: Kræfterne på de enkelte vægge.

Væg nr.	I [m^4]	y' [m]	y' - y0 [m]	Fix [kN]
1y	1,62	56,9	22,3	5,45
2y	1,15	53,4	18,8	3,87
3y	1,62	49,9	15,3	5,49
4y	1,62	56,9	22,3	5,45
5y	3,25	53,4	18,8	10,96
6y	3,25	49,9	15,3	11,00
7y	9,19	21,0	-13,6	31,91
8y	0,05	18,5	-16,1	0,16
9y	0,03	18,5	-16,1	0,10
10y	0,91	15,9	-18,7	3,19
11y	9,19	13,8	-20,8	32,12
12y	28,80	70,8	36,2	95,48
13y	8,53	70,8	36,2	28,29
14y	28,80	70,8	36,2	95,48
15y	28,80	0,0	-34,6	101,93
16y	8,53	0,0	-34,6	30,20
17y	28,80	0,0	-34,6	101,93
SUM	164,15			563,00

Tabel 7: Kræfterne på de enkelte vægge.

Hermed er kræfterne på de enkelte vægge bestemt.

3.1.6 Undersøgelse af væltning af vægge

Ved undersøgelse af væggen, bestemmes den virkende kraft ud fra hvilken andel af kraften, den jf. Tabel 6 og Tabel 7, regnes med at optage.

3.1.6.1 Væg 1y

Væggen 1y undersøges for væltning, knusning og glidning.

Væltning om 2. sals dæk

$$F_{xi,tag} = \left(\frac{17{,}28kN}{563kN}\right) \cdot 281\ kN = 8{,}62kN$$

Vægten af den stabiliserende væg:

$$G_{væg} = 0{,}8 \cdot 4{,}6m \cdot 3{,}6m \cdot 5{,}2kN/m^2 = 68{,}89kN$$

Det væltende moment bestemmes:

$$M_{vælt} = 8{,}62kN \cdot 3{,}6m = 31{,}03kNm$$

Beregning af trykzonen:

$$M = N \cdot x \Longrightarrow x = \frac{M}{N}$$

$$x = \frac{31{,}03kNm}{68{,}89kN} = 0{,}45m$$

Da længden er 4,6 m, og halvdelen er 2,3 m, ligger trykzonen dermed indenfor væggen. Dernæst kontrolleres det hvorvidt betonen under væggen knuses. Spændingerne under trykzonen bestemmes:

$$\sigma_c = \frac{N}{t \cdot (b/2 - x)} = \frac{68{,}89 \cdot 10^3 N}{200mm \cdot (4600mm/2 - 450mm)} = 0{,}19MPa$$

Understopningsmørtelen under elementet har en svagere styrke end selve elementet, endvidere har mørtelen en større partialkoefficient, da den er uarmeret. Der benyttes en understopningsmørtel på 25 MPa med en partialkoefficeient på 2,5, hvormed den har en regningsmæssig værdi på 10 MPa.

$$\sigma_{Rd} \geq \sigma_c$$
$$10{,}00MPa \geq 0{,}19MPa$$

Hermed er det kontrolleret at væggen hverken vælte eller knuses.

Væltning om 1. sals dæk

$$F_{xi,tag} = \left(\frac{17{,}28kN}{563kN}\right) \cdot 563\ kN = 17{,}28kN$$

Vægten af den stabiliserende væg:

$$G_{væg} = 68{,}89kN + 0{,}8 \cdot 4{,}6m \cdot 3{,}6m \cdot 5{,}2kN/m^2 = 137{,}78kN$$

Det væltende moment bestemmes:

$$M_{vælt} = 8{,}62kN \cdot (3{,}6m + 3{,}6m) + 17{,}28kN \cdot 3{,}6m = 124{,}27kNm$$

Beregning af trykzonen:

$$M = N \cdot x \Longrightarrow x = \frac{M}{N}$$

$$x = \frac{124{,}27kNm}{137{,}78kN} = 0{,}90m$$

Som det var tilfældet før, er der trykzonen igen placeret indenfor væggen. Knusning kontrolleres:

$$\sigma_c = \frac{N}{t \cdot (b/2 - x)} = \frac{137{,}78 \cdot 10^3 N}{200mm \cdot (4600mm/2 - 900mm)} = 0{,}49MPa$$

$$10{,}00MPa \geq 0{,}49MPa$$

Væltning om st. etagens dæk

$$F_{xi,tag} = \left(\frac{17{,}28kN}{563kN}\right) \cdot 563\ kN = 17{,}28kN$$

Vægten af den stabiliserende væg:

$$G_{væg} = 137{,}78kN + 0{,}8 \cdot 4{,}6m \cdot 3{,}6m \cdot 5{,}2kN/m^2 = 206{,}67kN$$

Det væltende moment bestemmes:

$$M_{vælt} = 8{,}62kN \cdot (3{,}6m \cdot 3) + 17{,}28kN \cdot (3{,}6m \cdot 2) + 17{,}28kN \cdot 3{,}6m$$
$$= 279{,}72kNm$$

Beregning af trykzonen:

$$M = N \cdot x \Longrightarrow x = \frac{M}{N}$$

$$x = \frac{279{,}72kNm}{206{,}67kN} = 1{,}35m$$

Da længden er 4,6 m, og halvdelen er 2,3 m, ligger trykzonen dermed indenfor væggen. Knusning kontrolleres:

$$\sigma_c = \frac{N}{t \cdot (b/2 - x)} = \frac{206{,}67 \cdot 10^3 N}{200mm \cdot (4600mm/2 - 1350mm)} = 1{,}09MPa$$

$$10{,}00MPa \geq 1{,}09MPa$$

Væltning om P3 dæk

$$F_{xi,tag} = \left(\frac{5{,}45kN}{563kN}\right) \cdot 547\ kN = 5{,}29kN$$

Vægten af den stabiliserende væg:

$$G_{væg} = 206{,}67kN + 0{,}8 \cdot 4{,}6m \cdot 3{,}4m \cdot 5{,}2kN/m^2 = 271{,}75kN$$

Det væltende moment bestemmes:

$$M_{vælt} = 8{,}62kN \cdot (3{,}6m \cdot 3 + 3{,}4m) + 17{,}28kN \cdot (3{,}6m \cdot 2 + 3{,}4m) + 17{,}28kN \cdot (3{,}6m + 3{,}4m) + 5{,}29kN \cdot 3{,}4m$$

$$M_{vælt} = 444{,}52kNm$$

Beregning af trykzonen:

$$M = N \cdot x \Longrightarrow x = \frac{M}{N}$$

$$x = \frac{444{,}52kNm}{271{,}75kN} = 1{,}64m$$

Da længden er 4,6 m, og halvdelen er 2,3 m, ligger trykzonen dermed indenfor væggen.
Knusning kontrolleres:

$$\sigma_c = \frac{N}{t \cdot (b/2 - x)} = \frac{271{,}75 \cdot 10^3 N}{200mm \cdot (4600mm/2 - 1640mm)} = 2{,}06MPa$$

$$10{,}00MPa \geq 2{,}06MPa$$

Væltning om P2 dæk

$$F_{xi,tag} = \left(\frac{5{,}45kN}{563kN}\right) \cdot 500\ kN = 4{,}84kN$$

Vægten af den stabiliserende væg:

$$G_{væg} = 271{,}75 + 0{,}8 \cdot 4{,}6m \cdot 3{,}0m \cdot 5{,}2kN/m^2 = 329{,}16kN$$

Det væltende moment bestemmes:

$$M_{vælt} = 8{,}62kN \cdot (3{,}6m \cdot 3 + 3{,}4m + 3{,}0m) + 17{,}28kN \cdot (3{,}6m \cdot 2 + 3{,}4m + 3{,}0m) + 17{,}28kN \cdot (3{,}6m + 3{,}4m + 3{,}0m) + 5{,}29kN \cdot (3{,}4m + 3{,}0m) + 4{,}84kN \cdot 3{,}0m$$

$$M_{vælt} = 604{,}45kNm$$

Beregning af trykzonen:

$$M = N \cdot x \Longrightarrow x = \frac{M}{N}$$

$$x = \frac{604{,}45kNm}{329{,}16kN} = 1{,}83m$$

Da længden er 4,6 m, og halvdelen er 2,3 m, ligger trykzonen dermed indenfor væggen.
Knusning kontrolleres:

$$\sigma_c = \frac{N}{t \cdot (b/2 - x)} = \frac{329{,}16 \cdot 10^3 N}{200mm \cdot (4600mm/2 - 1830mm)} = 3{,}50MPa$$

$$10{,}00MPa \geq 3{,}50MPa$$

Væltning om P1 dæk

$$F_{xi,tag} = \left(\frac{5{,}45kN}{563kN}\right) \cdot 469\ kN = 4{,}54kN$$

Vægten af den stabiliserende væg:

$$G_{væg} = 329{,}16kN + 0{,}8 \cdot 4{,}6m \cdot 3{,}0m \cdot 5{,}2kN/m^2 = 386{,}57kN$$

Det væltende moment bestemmes:

$$M_{vælt} = 8{,}62kN \cdot (3{,}6m \cdot 3 + 3{,}4m + 3{,}0m \cdot 2) + 17{,}28kN \cdot (3{,}6m \cdot 2 + 3{,}4m + 3{,}0m \cdot 2) + 17{,}28kN \cdot (3{,}6m + 3{,}4m + 3{,}0m \cdot 2) + 5{,}29kN \cdot (3{,}4m + 3{,}0m \cdot 2) + 4{,}84kN \cdot (3{,}0m \cdot 2) + 4{,}54kN \cdot 3{,}0m$$

$$M_{vælt} = 780{,}00kNm$$

Beregning af trykzonen:

$$M = N \cdot x \Longrightarrow x = \frac{M}{N}$$

Der placeres trækarmering i en afstand på 2,0 m fra midten, og armeringen forudsættes at kunne optage en kraft på 490 kN.

$$x = \frac{780{,}00kNm}{386{,}57kN} = 2{,}02m$$

Da længden er 4,6 m, og halvdelen er 2,3 m, ligger trykzonen dermed indenfor væggen.
Knusning kontrolleres:

$$\sigma_c = \frac{N}{t \cdot (b/2 - x)} = \frac{386{,}57 \cdot 10^3 N}{200mm \cdot (4600mm/2 - 2020mm)} = 6{,}90MPa$$

$$10{,}00MPa \geq 6{,}90MPa$$

3.1.7 Glidning for væg 1y

I det følgende undersøges for glidning. Glidning opstår når den vandrette kraft bliver så stor at væggen glider på sit underlag. Der skal derfor undersøges for om de vandrette kræfter overstiger friktionskraften under væggen. Der opstilles en betingelse for at væggen ikke glider.

$$H \leq \mu \cdot V_d$$

Hvor:

H er den vandrette kraft, der påvirker væggen i kN.
μ er friktionskoefficienten, der sættes lig med 0,5 ved glatte overflader.
V_d er normalkraften i kN.

Først bestemmes den vandrette kraft H.

$$H = 8{,}63kN + 2 \cdot 17{,}28kN + 5{,}29kN + 4{,}84kN + 4{,}54kN = 57{,}86kN$$

Herefter bestemmes egenlasten af konstruktionen multipliceret med friktionskoefficienten.

$$\mu \cdot V_d = 0{,}5 \cdot 386{,}57kN = 193{,}29kN$$

Det kan hermed eftervises at væggen ikke glider.

$$H \leq \mu \cdot V_d$$
$$57{,}86kN \leq 193{,}29kN$$

3.1.8 Randstringer

I randfugerne skal der indlægges en gennemgående randstringer rundt om hele dækkets periferi. Randstringeren dimensioneres efter tre forhold:

- De vandrette kræfter der påvirker etagedækket.
- Normkravet om, at skulle være i stand til optage en trækkraft på 30kN/m af dækbredden.
- Normkravet om, at skulle kunne optage en trækkraft på 80kN.
- Normkravet om, at skulle kunne optage en trækkraft på 150kN i etagekrydsene.

Det øverste forhold ses der bort fra. Det gøres på baggrund af at etagedækket har en kompleks geometri, som følge af atriummet der er placeret centralt i bygningen. Stringermetoden vil være velegnet til den beregning, men da det er den tidskrævende vælges det at dimensionere randstringeren efter de andre forhold, der er normkrav til robustheden af konstruktionen. Da bygningen regnes i høj sikkerhedsklasse, er sandsynligheden stor for at disse to forhold vil være dimensionsgivende.

3.1.8.1 Normkrav vedr. 30 kN/m

I det følgende undersøges armeringen for en kraft på 30 kN/m af etagedækkets længde, der er et normkrav.
Da randstringeren placeres i begge sider af etagedækket, bliver kraften fordelt på begge:

$$F = \frac{1}{2} \cdot 30kN/m \cdot 32{,}4m = 486kN$$

Derudfra kan armeringsarealet i facaden bestemmes:

$$A_s = \frac{F}{f_{yd}} = \frac{486 \cdot 10^3 N}{439MPa} = 1107mm^2$$

Endvidere gælder kravet også for armeringen i gavlen. Der benyttes dækelementer med en bredde på 1,2m, hvormed kraften kan udregnes:

$$F = 30kN/m \cdot 1{,}2m = 36kN$$

$$A_s = \frac{F}{f_{yd}} = \frac{36 \cdot 10^3 N}{439MPa} = 82mm^2$$

3.1.8.2 Normkrav vedr. 80 kN

Herunder undersøges armeringen for en trækkraft på 80 kN, der er ligeledes er et normkrav:

$$A_s = \frac{F}{f_{yd}} = \frac{80 \cdot 10^3 N}{439MPa} = 182mm^2$$

3.1.8.3 Normkrav vedr. 150 kN

Herunder undersøges armeringen for en trækkraft på 150 kN, der er ligeledes er et normkrav:

$$A_s = \frac{F}{f_{yd}} = \frac{150 \cdot 10^3 N}{439MPa} = 342mm^2$$

Dermed kan randstringeren armeringen vælges ud fra overstående beregninger. Som det fremgår skal armeringen i gavlen dimensioneres ud fra normkravet om de 150 kN, mens det ved facaderne er kravet om 30 kN/m, der er gældende. På baggrunden af dette, bestemmes dimensionerne på randstringerne.
Ved facaderne vælges 3Y24.

$$A_{s,facade} = 3 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (24mm)^2 = 1357mm^2 \geq 1107mm^2$$

I gavlen vælges 2 Y 15:

$$A_{s,gavl} = 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (15mm)^2 = 350mm^2 \geq 342mm^2$$

3.1.9 U-bøjler i længdefugerne

Ved normkravet omkring de 30 kN/m er reglerne etageadskillelser skal være armerede svarede til en karakteristisk last på 30 kN/m i hver retning. Dette gælder dermed også for armeringen i længdefugerne.
Som tidligere beskrevet har dækelementerne en bredde på 1,2 m, hvormed lasten bliver 36 kN. Denne medfører et armeringsareal på 86 mm^2. Der vælges en Y10 u-bøjle med armeringsareal på 100 mm^2 i hver længdefuge.

3.1.10 Armering i gavlhjørnerne

Til armering i galvhjørnerne vælges at anvende samme armering som ved facaderne. Derfor bliver armeringen 3Y24

3.1.11 Forankringslængder

Herunder vil de forskellige forankringslængder blive bestemt. Det gøres ud fra tabel opslag i Teknisk Ståbi.

3.1.11.1 Forankringslængde for u-bøjler i længdefuger

Som beskrevet bestemmes forankringslængderne ud fra Teknisk Ståbi. Længden forøges med 50 % efter anbefaling fra Betonelement, dog med en minimumslængde på 1,5.
Armeringen er tidligere valgt til ribbestål, hvorfor forankringslængden kan bestemmes ud fra følgende:

$$l = 1{,}5 \cdot 34 \cdot ø = 1{,}5 \cdot 34 \cdot 10mm = 510mm$$

Dermed bliver længden 1500 mm.

3.1.11.2 Forankringslængde for vinkelbøjler i galvhjørner

Forankringslængden for vinkelbøjler i gavlhjørnerne dimensioneres ligeledes efter kravet i Teknisk Ståbi.

$$l = 1{,}5 \cdot 34 \cdot ø = 1{,}5 \cdot 34 \cdot 24mm = 1224mm$$

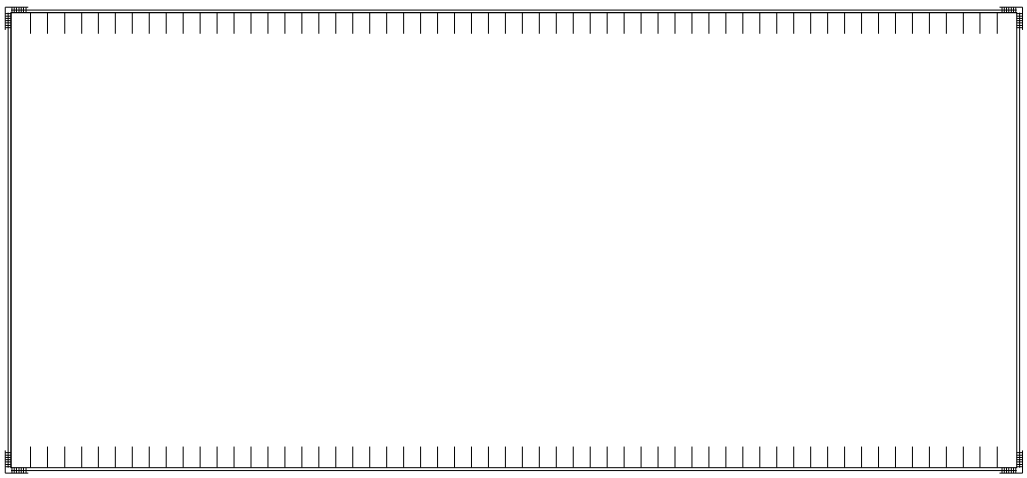
I galvhjørnerne skal der indlægges tværarmering. Der vælges at benytte Y6, og afstanden mellem dem beregnes ud fra følgende:

$$a \leq 55 \cdot \frac{ø_t^2}{ø} = 55 \cdot \frac{(6mm)^2}{24mm} = 82{,}5mm$$

Der placeres hermed Y6 armering som tværarmering pr. 82,5 mm.

3.1.12 Opsummering

I de foregående afsnit er bygningens stabilitet undersøgt. Reaktionerne på de enkelte vægge er bestemt, og en tilfældig udvalgt væg er undersøgt for væltning, knusning og glidning.
Ydermere er armeringen omkring etagedækkene dimensioneret. På understående figur fremgår armeringsplanen for etagedækkene på de tre nederste etager:



Figur 4: Armeringsplan for etagedækket.

3.2 Etagedæk

I dette afsnit undersøges etagedækkene i bygningen. Der vælges at benytte samme slags etagedæk på alle etager, herunder etagerne med parkering, kontor og taget. Bæreevnen kontrolleres for det tilfælde med de største laster.

3.2.1 Statisk system

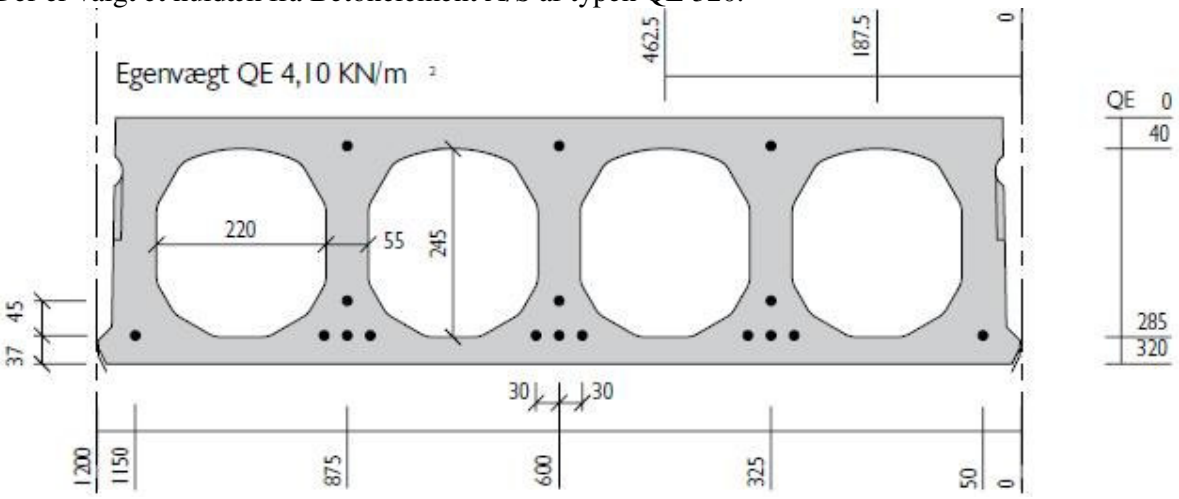
Herunder fremgår det statiske system for et etagedæk.

Figur 5: Statisk system for etagedæk. Mål er i mm.

Som det fremgår af overstående figur, regnes dækkene som en simpelt understøttet bjælke med et spænd på 12 m.

3.2.2 Valg af dimension

Der er valgt et huldæk fra Betonelement A/S af typen QE 320.



Figur 6: Etagedæk Q320. Målene er i mm.
Kilde: www.betonelement.dk

3.2.3 Opgørelse af laster

Herunder opgøres lasterne på etagedækket. Jf. Appendiks 2 er der mest belastning på dækket med kontorareal, hvorfor det er dette tilfælde der dimensioneres udfra.
Laster er opgjort inkl. egenlast fra dækket, men til dimensionering skal de ikke medtages, da de benyttede bæreevne tabeller foreskriver, at egenlast fra dækket ikke skal medregnes.

Der benyttes lastkombination 2.1, hvormed den samlede last er 10,95 kN/m^2. Lasten uden egenlast fra etagedæk er 7,3 kN/m^2.
Egenlast excl. etagedæk: 3,4 kN/m^2.
Nyttelast: 3,0 kN/m^2.

3.2.4 Tværsnittets bæreevne

Ved undersøgelse af tværsnittets bæreevne skal følgende tre ting undersøges:

- Den regningsmæssige bæreevne, M_{ud}.
- Revnebæreevnen, M_{rev}.
- Balancebæreevnen, M_{bal}.

Ved undersøgelse af revnebæreevnen sikres, at der opnås en revnefri konstruktion. Til dette anvendes anvendelsesgrænsetilstanden.

$$q_{rev} = 1{,}0 \cdot 3{,}4kN/m^2 + 1{,}0 \cdot 3{,}0kN/m^2 = 6{,}4kN/m^2$$

Den regningsmæssige bæreevne:

$$q_{ud} = 1{,}0 \cdot 3{,}4kN/m^2 + 1{,}3 \cdot 3{,}0kN/m^2 = 7{,}3kN/m^2$$

Derudover skal balancelasten beregnes. Det gøres ud fra 60% af den permanente last, og ved en stor nyttelastandel, bør der også tages hensyn til denne.

$$q_{bal} = (3{,}4kN/m^2 + 0{,}5 \cdot 3{,}0kN/m^2) \cdot 0{,}6 = 2{,}94kN/m^2$$

Bæreevnetabellerne er lavet ud fra normal sikkerhedsklasse. Men som følge af bygningens højde skal de regnes i høj sikkerhedsklasse. Som korrektion for dette, multipliceres de fundne værdier med 1,10.
Dermed skal følgende værdier til kontrol af den valgte dimension, og til valg af armering.

$$q_{ud} = 8{,}03kN/m^2$$
$$q_{rev} = 7{,}04kN/m^2$$
$$q_{bal} = 3{,}23kN/m^2$$

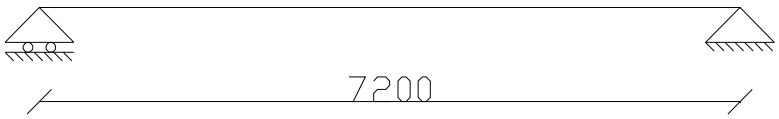
Som følge af overstående belastninger, er den valgte dimension tilstrækkelig og der skal være 14 ½" armeringskabler.

3.3 Bjælke ved atrium

I dette afsnit dimensioneres bjælkerne, der bærer etagedækkene. Der anvendes to slags bjælker, KB og KBE. KBE-bjælker benyttes i de øverste etager med kontorarealer, hvor der er et atrium placeret midt i bygningen. Hvorimod i de nederste bruges KB-bjælker.
Herunder dimensioneres kun KB-bjælken, imens der for dimensionering af KBE-bjælken henvises til Appendiks 4.

3.3.1 Statisk system

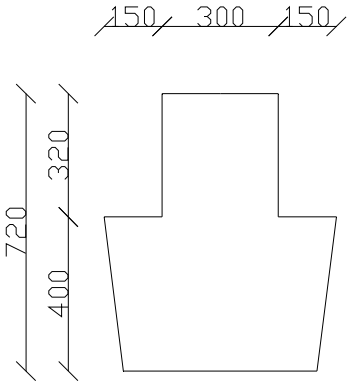
Det statiske system fremgår af understående figur:



Figur 7: Statisk system for bjælken.

3.3.2 Valg af dimension

Som tværsnit vælges en KB 72/40 bjælke, der endvidere fremgår af figur



Figur 8: Tværsnit af KB-bjælke.

Bjælken har en egenvægt på 7,90 kN/m

3.3.3 Opgørelse af laster

Herunder opgøres lasterne på KB-bjælken. På den ene side af bjælken spænder etagedækket 12 m, og på den anden side 8 m, hvormed bjælken skal bære en samlet lastbredde på 10 m.
Jf. Appendiks 2 er lasterne som følger:

Egenlast: 75,90 kN/m.
Nyttelast: 30,00 kN/m.

3.3.4 Tværsnittets bæreevne

Ved undersøgelse af tværsnittets bæreevne skal følgende tre ting undersøges:

- Den regningsmæssige bæreevne, M_{ud}.
- Revnebæreevnen, M_{rev}.
- Balancebæreevnen, M_{bal}.

Ved undersøgelse af revnebæreevnen sikres, at der opnås en revnefri konstruktion. Til dette anvendes anvendelsesgrænsetilstanden.

$$q_k = 1{,}0 \cdot 75{,}90kN/m + 1{,}0 \cdot 30{,}0kN/m = 105{,}9kN/m$$

$$M_k = \frac{1}{8} \cdot 114{,}90kN/m \cdot (7{,}2m)^2 = 686{,}23kNm$$

Den regningsmæssige bæreevne:

$$q_{ud} = 1{,}0 \cdot 75{,}90kN/m + 1{,}3 \cdot 30{,}00kN/m = 114{,}9kN/m$$

$$M_{ud} = \frac{1}{8} \cdot 114{,}9kN/m \cdot (7{,}2m)^2 = 744{,}55kNm$$

Balancelasten:

$$q_{bal} = (1{,}0 \cdot 75{,}90kN/m + 0{,}5 \cdot 30{,}00kN/m) \cdot 0{,}6 = 54{,}54kN/m$$

$$M_{bal} = \frac{1}{8} \cdot 54{,}54kN/m \cdot (7{,}2m)^2 = 353{,}42kNm$$

Bæreevnetabellerne er lavet ud fra normal sikkerhedsklasse. Men som følge af bygningens højde skal de regnes i høj sikkerhedsklasse. Som korrektion for dette, multipliceres de fundne værdier med 1,10.
Dermed skal følgende værdier til kontrol af den valgte dimension, og til valg af armering.

$$M_k = 754{,}85kNm$$
$$M_{ud} = 819{,}01kNm$$
$$M_{bal} = 388{,}76kNm$$

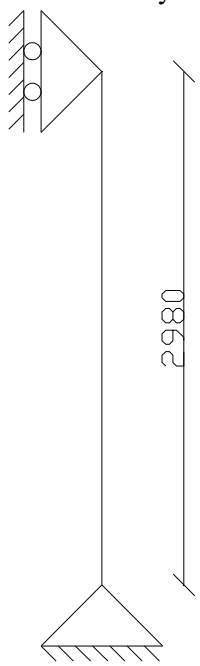
Overstående beregninger viser at den valgte dimension er tilstrækkelig.

3.4 Søjle i st. etagen

Der ses på en søjle placeret i stue etagen.

3.4.1 Statisk system

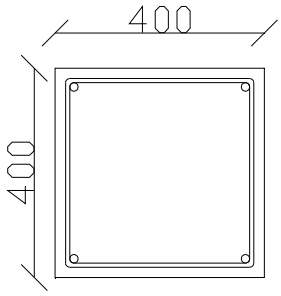
Det statiske system fremgår af understående figur:



Figur 9: Statisk system for søjlen. Mål er i mm.

3.4.2 Valg af dimension

Tværsnittet fremgår figuren nedenfor:



Figur 10: Søjlens tværsnit. Mål er i mm.

Beton har en karakteristisk trykstyrke på 45 MPa, da Betonelement benytter den styrke som standard til søjler. Det giver en regningsmæssig styrke på 29,70 MPa.
Der anvendes 4Y22 som længdearmering med et armeringsareal på 804,25mm^2, og en Y6 som bøjlearmering.

3.4.3 Opgørelse af laster

Der ligger to bjælker af på hver søjle, hvormed der virker to reaktioner på søjlerne. Bjælkerne anvendes som understøtning for etagedækkene. Som følge af placering af dækkene på bjælkerne fremkommer der en excentricitet. Derfor opgøres lasterne hidrørende fra hhv. bjælkerne og etagedækkene særskilt.

Laster fra konsol bjælkerne:

$$g_{bjælke} = 1{,}0 \cdot 4{,}82kN/m \cdot 7{,}2m = 34{,}70kN$$

Yderligere skal egenlast fra søjlerne på 1. og 2. sal medregnes:

$$g_{søjle} = 1{,}0 \cdot 25kN/m^3 \cdot (0{,}4m)^2 \cdot 2{,}98m = 11{,}92kN$$

Belastningen fra de overstående konsolbjælkerne og søjler forudsættes at placeret centralt over den nærværende søjle, hvorfor de vurderes til ikke at skabe excentricitet, udover der kan forekomme fra fejl i opføringen af konstruktion. Dette forklares uddybes senere.
Den samlede last fra disse to er:

$$N = 2 \cdot 11{,}92kN + 3 \cdot 34{,}70kN = 127{,}94kN$$

Lasterne hidrørende fra etagedæk er:

Egenlast: 54,00 kN/m.
Nyttelast: 18,00 kN/m.

Med en lastbredde på 7,2 m giver det en lodret last på søjlen på:

$$N_{st.etage} = (1{,}0 \cdot 54kN/m + 1{,}3 \cdot 18{,}00kN/m) \cdot 7{,}2m = 557{,}28kN$$

Ydermere belastes søjlen af de overstående søjler, hvorfor reaktionerne fra disse også skal medregnes.
Lasterne på søjlen på 1. sal er ens med dem på søjlen, der undersøges. Hvorimod søjlen på 2. sal ikke udsættes for nyttelast, derfor er reaktionerne ikke ens.

$$N_{2.sal} = (1{,}0 \cdot 28{,}5kN/m + 1{,}3 \cdot 6{,}06kN/m) \cdot 7{,}2m = 261{,}92kN$$

Den samlede last på søjlen i stue etagen hidrørende fra etagedækkene:

$$N = 2 \cdot 557{,}28kN + 261{,}92kN = 1376{,}48kN$$

I modsætning til bjælkerne og søjler belastes søjlen excentrisk af etagedækkene. Jf. normen for murværkskonstruktioner vil angrebslinjen for etagedækkene være en tredjedel inde på vederlaget. Vederlaget er 150 mm. Derfra skal der bruges 20 mm til udstøbning, hvormed angrebslinjen er 43,33mm fra kanten. Dermed kan afstanden bestemmes til 174,67 mm, hvilket rundes op til 175 mm.

3.4.4 Tværsnittets bæreevne

Søjlen skal både undersøges mht. excentrisk last og central last.

3.4.4.1 Excentrisk last

Som sikkerhed for unøjagtigheder i forbindelse med opgørelsen af konstruktionen, skal to excentriciteter bestemmes:

$$e_2 = e_a + e_b$$
$$e_a = 0{,}05 \cdot h = 0{,}05 \cdot 400mm = 20mm$$
$$e_b = l/500 = 2980mm/500 = 5{,}96mm$$
$$e_2 = 20mm + 5{,}96mm = 26mm$$

For at bestemme om søjlen skal regnes excentrisk belastet, vurderes normalkraftens excentricitet i forhold til søjlen kærneradius. Dette gøres ud fra følgende udtryk:

$$e = \frac{M_{s0d}}{N_{sd}} > \frac{1}{30} \cdot h$$

Den samlede lodrette last:

$$N_{sd} = 1376{,}48kN + 127{,}94kN = 1504{,}42kN$$

Momentet hidrørende fra de excentriske laster:

$$M_{s0d} = 557{,}28kN \cdot 0{,}175mm + 127{,}94kN \cdot 0{,}026mm = 101kNm$$

$$e = \frac{101{,}00kNm}{1504{,}42kN} = 67{,}13mm > \frac{1}{30} \cdot 400mm = 13{,}33mm$$

Dermed skal søjlen regnes excentrisk belastet, da kærneradien er mindre end excentricitet-en.
Herefter undersøges det, om der forekommer søjlevirkningen, hvilket er tilfældet hvis nedenstående ulighed er sand. Hvis dette er tilfældet, skal det maksimale moment adde-res med normalkraften multipliceret med et udbøjningsbidrag.

$$\lambda \cdot \sqrt{\frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}} > 20$$

Slankhedsforholdet bestemmes ved at finde forholdet mellem konstruktionsdelens fri søjlelængde og tværsnittets inertiradius. Da søjlen betragtes som en pendul søjlen, er den geometriske længde lig med den fri søjlelængde.

$$l_s = l = 2980mm$$

Dernæst bestemmes inertiradien:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = 115{,}47mm$$

Dermed kan slankhedsforholdet beregnes:

$$\lambda = \frac{l_s}{i} = \frac{2980mm}{115{,}47mm} = 25{,}81$$

$$25{,}81 \cdot \sqrt{\frac{1504{,}42kN}{400mm \cdot 400mm \cdot 29{,}70MPa}} > 20$$

$$14{,}52 > 20$$

Da uligheden ikke er sand, forekommer der ikke søjlevirkning. Derfor skal der ikke regnes med et yderligere bidrag til momentet. Det regningsmæssige moment er dermed:

$$M_{sd} = M_{s0d} = 101{,}00kNm$$

Spændingerne i betonen findes ud Naviers formel:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd}}{W} = \begin{cases} \sigma_{cd,max} \\ \sigma_{cd,min} \end{cases}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{1504{,}42 \cdot 10^3 N}{400mm \cdot 400mm} \pm \frac{101{,}00 \cdot 10^6 Nmm}{\frac{1}{6} \cdot 400mm \cdot (400mm)^2} = \begin{cases} 18{,}87MPa \\ 0{,}25MPa \end{cases}$$

Ud fra overstående beregning, kan det ses at der er tryk i hele tværsnittet.
Derfor er bæreevnen af søjlen tilstrækkelig, såfemt følgende betingelser overholdes:

$$\sigma_{cd,min} \geq 0$$

$$\sigma_{cd,max} \leq 1{,}25 \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \frac{\sigma_{cd,min}}{f_{cd}}\right)$$

De to betingelser kontrolleres:

$$\sigma_{cd,min} = 0{,}25MPa \geq 0$$

$$\sigma_{cd,max} \leq 1{,}25 \cdot 29{,}70MPa \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \frac{0{,}25MPa}{29{,}70MPa}\right)$$

$$18{,}87MPa \leq 37{,}06MPa$$

Dermed er det eftervist at spændingerne overholder kravene, når en søjle med tryk over hele tværsnittet undersøges.

3.4.4.2 Central last

Følgende tre betingelser skal være overholdt:

$$N_{crd} \leq \begin{cases} \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho) \\ \sigma_{crd} \cdot A_c + f_{ycd} \cdot A_{sc} \\ 1{,}5 \cdot \sigma_{crd} \cdot A_c \end{cases}$$

Den kritiske betonspænding bestemmes ud fra følgende udtryk:

$$\sigma_{crd} = \frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0crd}} \cdot \lambda^2}$$

Betontrykstyrken er tidligere til blevet fastlagt til 29,70 MPa, og slankhedsforholdet er beregnet til 25,81.
Faktoren $f_{cd} / (\pi^2 * E_{0crd})$ og α kan jf. DS 411 sættes til hhv. $1{,}5 * 10^{-4}$ og 11 for beton med en trykstyrke på 45 MPa. Dermed kan den kritiske betonspænding bestemmes:

$$\sigma_{crd} = \frac{29{,}70MPa}{1 + 1{,}5 \cdot 10^{-4} \cdot 25{,}81^2} = 27{,}00MPa$$

Dernæst bestemmes armeringsforholdet. Længdearmerings areal er tidligere fastlagt til 804,25mm^2.

$$\rho = \frac{A_{sc}}{A_c} = \frac{1520{,}53mm^2}{400mm \cdot 400mm} = 0{,}0095$$

Hermed kan de tre betingelser kontrolleres:

$$N_{crd} \leq \begin{cases} 27{,}00MPa \cdot 400mm \cdot 400mm \cdot (1 + 11 \cdot 0{,}0095) \\ 27{,}00MPa \cdot 400mm \cdot 400mm + 438MPa \cdot 1520{,}53mm^2 \\ 1{,}5 \cdot 27{,}00MPa \cdot 400mm \cdot 400mm \end{cases}$$

$$N_{crd} \leq \begin{cases} 4771kN \\ 4986kN \\ 6480kN \end{cases}$$

Den mindste kritiske normalkraft sammenlignes med den samlede lodrette last, der er bestemt i et tidligere afsnit til 1504,42 kN.

$$N_{sd} \leq N_{crd}$$
$$1504{,}42kN \leq 4771kN$$

Dermed er det eftervist at søjlen kan optage de lodrette laster. Dernæst skal den valgte armering kontrolleres.
Jf. DS 411 er der en række krav til armeringen, der skal overholdes. Herunder skal følgende opfyldes mht. længdearmering:

$$A_{s,min} = 0{,}0075 \cdot A_{c,nød} \leq A_{sc}$$

Hvor det nødvendige betonareal udregnes ved følgende:

$$A_{c,nød} = \frac{N_{crd}}{\sigma_{crd}} = \frac{4558 \cdot 10^3 N}{27{,}00MPa} = 168815mm^2$$

Derefter kan minimumsarmeringen beregnes:

$$A_{s,min} = 0{,}0075 \cdot 168815mm^2 = 1266mm^2 \leq 1520{,}53mm^2$$

Dermed er det eftervist at den valgte længdearmering er tilstrækkelig.

For afstanden mellem bøjlerne gælder følgende krav, hvor den mindste værdi skal anvendes:

$$a \leq \begin{cases} 350mm \\ 15 \cdot ø = 15 \cdot 22mm = 330mm \end{cases}$$

Derfor kan bøjlearmeringen placeres med en afstand på 330 mm. Ydermere er der et krav om at bøjlearmering skal kunne holde til en karakteristisk flydekraft på 8 kN. Dette krav gælder såfremt længdearmeringen er større end 12 mm.

$$A_{bøjle,min} = \frac{8 \cdot 10^3 N}{550MPa} = 14{,}55mm^2$$

Ud fra arealet kan minimumsdiameteren bestemmes:

$$D \geq \sqrt{\frac{14{,}55mm^2 \cdot 4}{\pi}} = 4{,}3m$$

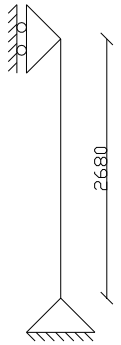
Dermed er den valgte bøjlearmering med en diameter på 6 mm tilstrækkelig.

3.5 Facadeelement

Der undersøges et facadeelement placeret i P1. Bæreevnen undersøges ved at se på søjlerne placeret mellem vinduerne, og kontrollere om deres bæreevne som en søjle. Derfor skal søjlen kunne optage en lastbredde på 3600 mm, da facadeelementerne er 7200 mm bredde.

3.5.1 Statisk system

Det statiske system fremgår af figuren nedenfor:



Figur 11: Statisk system for søjlen. Mål er i mm.

3.5.2 Valg af dimension

Søjlen har dimensionerne 600x250 mm. Som længde armering anvendes 6Y32.

Betonkvaliteten fastsættes til 40 MPa.

3.5.3 Opgørelse af laster

Til lastopgørelse bruges Appendiks 2, hvor lasterne allerede er opgjort. Men der er ikke taget højde for hvilke af lasterne, der vil påføre konstruktion excentricitet. Derfor bruges appendikset som udgangspunkt til denne lastopgørelse.
Den centrale lodrette last findes ved at tage den samlede lodrette med undtagelse af den egenlast fra det overliggende etagedæk og nyttelasten herpå.

$$N_{s,cl,d} = (361{,}25kN/m - 40{,}80kN/m - 23{,}40kN/m) \cdot 3{,}6m = 772{,}33kN$$

Dernæst påvirkning fra de excentriske laster:

$$N_{s,cl,d} = (40{,}80kN/m + 23{,}40kN/m) \cdot 3{,}6m = 231{,}12kN$$

De to fundne værdier adderes, for at finde den samlede last last:

$$N_{sd} = 772{,}33kN + 231{,}12kN = 1003{,}45kN$$

Ydermere vil søjlen belastes af vinden. Den resulterende vindlast er tidligere bestemt til 1,46 kN/m^2. Lasten skal multipliceres med 0,5, da der anvendes lastkombination 2.1, hvor en variabel skal ganges med 1,3, og de resterende med 0,5.

$$V_d = 0{,}5 \cdot 1{,}46kN/m^2 \cdot 3{,}6m = 2{,}63kN/m$$

Excentriciteten fra etagedækkene bestemmes. Som i forrige afsnit vil angrebslinjen være en tredje del inde på vederlaget.

$$e = \frac{200mm}{2} - \frac{1}{3} \cdot (100mm - 20mm) = 73{,}33mm$$

3.5.4 Tværsnittets bæreevne

Tværsnittets bæreevne skal kontrollers for både excentrisk og central belastning.

3.5.4.1 Excentrisk last

Det kontrolleres først om bidraget fra udbøjning til moment skal medregnes. Det gøres ved at undersøge om der forekommer søjlevirkning, hvilket er tilfældet hvis nedenstående ulighed er sand. Hvis dette er tilfældet, skal det maksimale moment adderes med normalkraften multipliceret med et udbøjningsbidrag.

$$\lambda \cdot \sqrt{\frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}} > 20$$

Slankhedsforholdet bestemmes ved at finde forholdet mellem konstruktionsdelens fri søjlelængde og tværsnittets inertiradius. Da søjlen betragtes som en pendul søjlen, er den geometriske længde lig med den fri søjlelængde.

$$l_s = l = 2680mm$$

Dernæst bestemmes inertiradien:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{200mm}{\sqrt{12}} = 57{,}74mm$$

Dermed kan slankhedsforholdet beregnes:

$$\lambda = \frac{l_s}{i} = \frac{2680mm}{57{,}47mm} = 46{,}63$$

$$46{,}63 \cdot \sqrt{\frac{1003{,}45kN}{200mm \cdot 600mm \cdot 26{,}40MPa}} > 20$$

$$26{,}24 > 20$$

Da uligheden er sand, forekommer der søjlevirkning. Derfor skal der regnes med et yderligere bidrag til momentet.
Det samlede moment bestemmes derfor ud fra følgende:

$$M_d = M_{s0d} + N_{sd} \cdot u$$

Udbøjningen bestemmes ved at den først skønnes, for dernæst at kontrollere hvorvidt den er acceptabel. Den skønnes til 15 mm. Før det samlede moment kan bestemmes, skal det andet moment udregnes. Det gøres på samme måde, som i forrige afsnit.

Excentriciteter bestemmes:

$$e_2 = e_a + e_b$$
$$e_a = 0{,}05 \cdot h = 0{,}05 \cdot 200mm = 10mm$$
$$e_b = l/500 = 2680mm/500 = 5{,}36mm$$
$$e_2 = 10mm + 5{,}36mm = 15{,}36mm$$

Den samlede lodrette last er tidligere bestemt til 1003,45 kN

Momentet hidrørende fra de excentriske laster og vindlasten:

$$M_{s0d}$$
$$= 231{,}12kN \cdot 0{,}0733mm + 772{,}33kN \cdot 0{,}015mm + \frac{1}{8} \cdot 2{,}63kN/m \cdot (2{,}68m)^2$$
$$= 30{,}88kNm$$

Dermed kan det samlede moment bestemmes:

$$M_d = 30{,}88kNm + 1003{,}45kN \cdot 0{,}015m = 43{,}93kNm$$

Dernæst skal trykzonehøjden ligeledes skønnes. Ud fra trykzonehøjden kan spændingerne i betonen beregnes. Det gøres ud fra moment om trækarmeringen. Trykzonehøjden skønnes til 142 mm.

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{1}{3} \cdot x\right) = M + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Spændingerne i betonen udregnes:

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot 600mm \cdot 142mm \cdot \left(158mm - \frac{1}{3} \cdot 142mm\right)$$
$$= 43{,}93 \cdot 10^6 Nmm + 1003{,}45 \cdot 10^3 N \cdot \left(158mm - \frac{200mm}{2}\right)$$
$$\sigma_c = 21{,}58MPa$$

Ud fra vandret projektion kan spændingen i armering bestemmes:

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot x - A_s \cdot \sigma_s = N$$

$$\frac{1}{2} \cdot 21{,}5MPa \cdot 600mm \cdot 142mm - 4825mm^2 \cdot \sigma_s = 1003{,}45 \cdot 10^3 N$$
$$\sigma_s = 398{,}45MPa$$

$$x = \frac{\alpha \cdot \sigma_c \cdot 360}{\sigma_s + \alpha \cdot \sigma_c}$$
$$x = \frac{12 \cdot 21{,}58MPa \cdot 360}{398{,}45MPa + 12 \cdot 21{,}58MPa}$$
$$x = 141{,}9mm$$

$$E_{0crd} \leq \begin{cases} 1000 \cdot f_{cd} = 1000 \cdot 26{,}40MPa = 26400MPa \\ 0{,}75 \cdot E_{0d} = 0{,}75 \cdot 26398MPa = 19799MPa \end{cases}$$

Dermed skal der anvendes et elasticitetsmodul på 17900 MPa.

$$E_{crd} = E_{0crd} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{nd}}{f_{cd}}\right)$$

Normalspændingen bestemmes:

$$\sigma_{nd} = \frac{1003{,}45 \cdot 10^3 N}{600mm \cdot 200mm} = 8{,}36MPa$$

$$E_{crd} = 19799MPa \cdot \left(1 - \frac{8{,}36MPa}{26{,}40MPa}\right) = 13529MPa$$

Dermed kan udbøjningen kontrolleres:

$$u = \frac{1}{10} \cdot \frac{\sigma_c}{x \cdot E_{crd}} \cdot l^2 = \frac{1}{10} \cdot \frac{21{,}58MPa}{142mm \cdot 13529MPa} \cdot (2680mm)^2$$
$$u = 8{,}6mm$$

Da den skønnede udbøjning på 15 mm er større end den beregnede, er den valgte udbøjning acceptabel. Der kan vælges en mindre værdi, for dernæst at lave beregninger igen, og undersøge om der vil være en mindre forskel den skønnede og beregnede værdi. Men det vurderes ikke nødvendigt.

Det undersøges om de fundne spændinger kan optages.

$$\sigma_c = \sigma_{cd,max} \leq 1{,}25 \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \frac{\sigma_{cd,min}}{f_{cd}}\right)$$

Den minimale betonspænding sættes til nul, da der er træk i tværsnittet.

$$\sigma_c \leq 1{,}25 \cdot f_{cd}$$
$$21{,}58MPa \leq 1{,}25 \cdot 26{,}40MPa = 33{,}00MPa$$

Dermed er søjlen undersøgt for den excentriske last.

3.5.4.2 Central last

Følgende tre betingelser skal være overholdt:

$$N_{crd} \leq \begin{cases} \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho) \\ \sigma_{crd} \cdot A_c + f_{ycd} \cdot A_{sc} \\ 1{,}5 \cdot \sigma_{crd} \cdot A_c \end{cases}$$

Den kritiske betonspænding bestemmes ud fra følgende udtryk:

$$\sigma_{crd} = \frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0crd}} \cdot \lambda^2}$$

Betontrykstyrken er tidligere til blevet fastlagt til 26,40 MPa, og slankhedsforholdet er beregnet til 46,63.
Faktoren $f_{cd} / (\pi^2 * E_{0crd})$ og α kan jf. DS 411 sættes til hhv. $1{,}4 * 10^{-4}$ og 12 for beton med en trykstyrke på 40 MPa. Dermed kan den kritiske betonspænding bestemmes:

$$\sigma_{crd} = \frac{26{,}40MPa}{1 + 1{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 46{,}63} = 26{,}29MPa$$

Dernæst bestemmes armeringsforholdet. Længdearmerings areal er tidligere fastlagt til $2825mm^2$.

$$\rho = \frac{A_{sc}}{A_c} = \frac{4825mm^2}{600mm \cdot 200mm} = 0{,}004$$

Hermed kan de tre betingelser kontrolleres:

$$N_{crd} \leq \begin{cases} 26{,}29MPa \cdot 200mm \cdot 600mm \cdot (1 + 12 \cdot 0{,}004) \\ 26{,}29MPa \cdot 200mm \cdot 600mm + 438MPa \cdot 4825mm^2 \\ 1{,}5 \cdot 26{,}29MPa \cdot 200mm \cdot 600mm \end{cases}$$

$$N_{crd} \leq \begin{cases} 3306kN \\ 5268kN \\ 4732kN \end{cases}$$

Den mindste kritiske normalkraft sammenlignes med den samlede lodrette last, der er bestemt i et tidligere afsnit til 1003,45 kN.

$$N_{sd} \leq N_{crd}$$
$$1003{,}45kN \leq 3306kN$$

Dermed er det eftervist at søjlen kan optage de lodrette laster. Dernæst skal den valgte armering kontrolleres.
Jf. DS 411 er der en række krav til armeringen, der skal overholdes. Herunder skal følgende opfyldes mht. længdearmering:

$$A_{s,min} = 0{,}0075 \cdot A_{c,nød} \leq A_{sc}$$

Hvor det nødvendige betonareal udregnes ved følgende:

$$A_{c,nød} = \frac{N_{crd}}{\sigma_{crd}} = \frac{1003{,}45 \cdot 10^3 N}{26{,}29MPa} = 38169mm^2$$

Derefter kan minimumsarmeringen beregnes:

$$A_{s,min} = 0{,}0075 \cdot 38169mm^2 = 286mm^2 \leq 4825mm^2$$

Dermed er det eftervist at den valgte længdearmering er tilstrækkelig.

For afstanden mellem bøjlerne gælder følgende krav, hvor den mindste værdi skal anvendes:

$$a \leq \begin{cases} 350mm \\ 15 \cdot ø = 15 \cdot 32mm = 480mm \end{cases}$$

Derfor kan bøjlearmeringen placeres med en afstand på 325 mm. Ydermere er der et krav om at bøjlearmering skal kunne holde til en karakteristisk flydekraft på 8 kN. Dette krav gælder såfremt længdearmeringen er større end 12 mm.

$$A_{bøjle,min} = \frac{8 \cdot 10^3 N}{438MPa} = 18{,}26mm^2$$

Ud fra arealet kan minimumsdiameteren bestemmes:

$$D \geq \sqrt{\frac{18{,}26mm^2 \cdot 4}{\pi}} = 4{,}82m$$

Dermed er den valgte bøjlearmering med en diameter på 6 mm tilstrækkelig.

3.6 Fundamenter

I dette afsnit dimensioneres fundamenterne under bygningen. Først findes dimensionerne på stribefundamentet, hvorefter punktfundamenterne undersøges. I geotekniske rapport anbefales det, at opbygge en sandpude under konstruktionen. Derfor dimensioneres fundamenterne ud fra dette.

3.6.1 Stribefundament under facade

Stribefundamentet er placeret under den side, hvor etagedækkene ligger af på.

3.6.1.1 Valg af dimension

Stribefundamentet udformes med et skaft, der har en højde på 300 mm, samt en bredde på 400 mm. Ydermere har selve stribefundamentet en bredde på 1400 mm og højde på 1500 mm.
Betonkvaliteten vælges til 35 MPa, som følge af aggressive miljøklasse.

3.6.1.2 Opgørelse af laster

Fra Appendiks 2 fremgår det at for lastkombination 2.1 belastes stribefundamentet med 520,31 kN/m.

Derudover skal egenlasten fra fundamentet adderes:

$$V_{fuk} = \frac{520{,}31kN}{m} + \frac{24kN}{m^3} \cdot (0{,}4m \cdot 0{,}3m + 1{,}4m \cdot 1{,}5m) + \frac{18kN}{m^3} \cdot (1{,}4m - 0{,}4m) \cdot 0{,}2m$$

$$V_{fuk} = 577{,}19kN/m$$

3.6.1.3 Tværsnittets bæreevne

Stribefundamentets lodrette bæreevne kontrolleres først, og derefter at undersøge glidning af fundamentet.
Eftersom fundamentet er placeret langs bygningen, undersøges de nærværende fundamentet for glidning fra vind på gavlen. Da den vandrette last har retning på langs af fundamentet, tages dette bidrag ikke med i regning for stribefundaments lodrette bæreevne.

Den lodrette bæreevne på fundamentet beregnes ud fra følgende:

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

Af den hosliggende geotekniske rapport fremgår det, at grundvandet ligger op til 2,2 m under terræn. Men det afhænger af flere forskellige faktorer kan det overstige dette niveau. Derfor foretages beregninger under forudsætning af at grundvandsspejlet står i underkanten af fundamentet. Rumvægten af jorden sættes derfor til 10 kN/m^3.
Den regningsmæssige friktionsvinkel bestemmes:

$$\varphi_d = tan^{-1}\left(\frac{tan\varphi_{pl,k}}{1{,}3}\right) = tan^{-1}\left(\frac{tan33^o}{1{,}3}\right) = 26{,}54^o$$

Den effektive bredde er lig med den geometriske bredde:

$$b' = b = 1{,}4m$$

Bæreevnen beregnes pr. løbende meter, hvorfor det effektive areal også bestemmes pr. løbende meter:

$$A' = 1{,}4\frac{m^2}{m}$$

De dimensionslæse bæreevnefaktorer bestemmes:

$$N_q = e^{\pi \cdot tan\varphi_d} \cdot \frac{1 + sin\varphi_d}{1 - sin\varphi_d}$$

$$N_q = e^{\pi \cdot tan26{,}54^o} \cdot \frac{1 + sin26{,}54^o}{1 - sin26{,}54^o} = 12{,}56$$

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

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \cdot \left((12{,}56 - 1) \cdot cos26{,}54^o\right)^{\frac{3}{2}} = 8{,}31$$

Dernæst bestemmes de geometriske faktorer. De to faktorer s_γ og s_q kan med godt tilnærmelse sættes til 1, da der er tale om et stribefundament, hvor længde er væsentlig større end bredden. Ligeledes kan i_γ og i_q sættes til 1, da den vandratte last er nul.

Før bæreevnen kan bestemmes, skal det effektive lodrette overlejringstryk beregnes. Inde i bygningen er der et betongulv på 200 mm, 300 mm trykfast isolering og derunder er sand.

$$q'_{inde} = 0{,}2m \cdot 24kN/m^3 + 0{,}9m \cdot 18kN/m^3 = 21kN/m^2$$

Hvorimod regnes der med at der kun ligger sand. Dette er ikke helt korrekt, da der er givetvis vil blive asfalteret eller belagt med sten, men da det ikke vides med sikkerhed, vælges det at der kun ligger sand på den udvendige side af fundamentet.

$$q'_{inde} = 1{,}8m \cdot 18kN/m^3 = 32{,}4kN/m^2$$

Dermed kan bæreevnen bestemmes:

$$\frac{R'}{1{,}4\frac{m^2}{m}} = \frac{1}{2} \cdot 10kN/m^2 \cdot 1{,}4m \cdot 8{,}31 \cdot 1 \cdot 1 + 32{,}4kN/m^2 \cdot 12{,}5 \cdot 1 \cdot 1$$

$$R' = 648{,}44kN/m$$

Dernæst kan det kontrolleres om bæreevnen er tilstrækkelig:

$$R' \geq V_{fuk}$$

$$648{,}44kN/m \geq 577{,}19kN/m$$

Ud fra overstående beregning kan det konkluderes at den valgte dimension er tilstrækkelig. Herefter kontrolleres det om hvorvidt bygningen kan glide.

Da lasten fra bygningen virker til gunst, benyttes lastkombination 2.2. Jf. lastopgørelsen er lasten 297,42 kN/m. Derudover skal egenlast fra stribefundamentet adderes, hermed bliver den samlede last 342,92 kN/m. Med en længde på bygning på 71,2 m bliver den lasten 24116 kN.

Den horisontale last kommer fra vindlasten, der er beregnet til 1,46 kN/m^2. Den omregnes til en samlet kraft ved at multiplicere vindlasten med bredden og højden bygningen, samt gøres den regningsmæssig. Det giver en samlet last på 1242 kN. Hermed kan det undersøges om der kan ske glidning:

$$H \leq V \cdot tan\varphi_d$$
$$1242kN \leq 24116kN \cdot tan26{,}54$$
$$1242kN \leq 12045kN$$

Dermed kan det konkluderes at der ikke vil opstå glidning.

Der vælges ikke at udføre bæreevne beregninger af stribefundamenterne i gavlen. Dog kontrolleres det for glidning. Ved benyttelse af overslagsberegning til bestemmelse af stribefundamentets lodrette bæreevne, er bæreevnen tilstrækkelig hvis fundamentet er 800 mm bred, 700 mm høj og med et skaft på 400 mm bred og 300 mm. Ud fra disse dimensioner bestemmes den regningsmæssige egenlast af fundamentet til 13,06 kN/m. Dette adderes til værdien angivet i lastopgørelsen, 190,08 kN/m. Den samlede lodrette last er hermed 203,14 kN/m. Det giver en samlet kraft på 6582 kN.
Vindlast beregnes til 2730 kN.

$$H \leq V \cdot tan\varphi_d$$
$$2730kN \leq 6582kN \cdot tan26{,}54$$
$$2730kN \leq 3287kN$$

Dermed er det også undersøgt, at der ikke vil ske glidning i den retning.

Herefter bestemmes armeringen i stribefundamentet. Længdearmeringen bestemmes ud fra et krav til armeringsforholdet:

$$\rho = 0{,}45 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$$

Hvor:

f_{ctk} er betonens karakteristiske trækstyrke i MPa.
f_{yk} er armeringens karakteristiske trækstyrke i MPa.

Ud fra den valgte betonstyrke på 35 MPa, kan trækstyrken bestemmes til 1,9 MPa. Ydermere har armeringen en trækstyrke på 550 MPa. Dermed kan armeringsforholdet bestemmes:

$$\rho = 0{,}45 \cdot \frac{1{,}9MPa}{550MPa} = 0{,}0016$$

På baggrund af armeringsforholdet og fundamentets tværsnit kan længdearmeringen bestemmes:

$$\rho = \frac{A_{sc}}{A_c}$$

Hvor:

A_{sc} er armeringsarealet i mm^2.
A_c er beton tværsnittets arealet i mm^2.

$$A_{sc} = 0{,}0016 \cdot 1400mm \cdot 1500mm = 3360mm^2$$

Ved placering af fire armeringsstænger i top og bund, kan diameteren bestemmes:

$$D \geq \sqrt{\frac{3360mm^2 \cdot 4}{\pi \cdot 8}} = 23{,}12mm$$

Der vælges at anvende 8Y25. Endvidere vælges det at anvende Y10, som bøjlearmering. Ud fra kan afstanden mellem bøjlerne bestemmes:

$$a_t \leq \begin{cases} 0{,}7 \cdot h = 0{,}7 \cdot 1500mm = 1050mm \\ 5 \cdot \frac{A_{st}}{b} \frac{f_{yk}}{f_{ctk}} = 5 \cdot \frac{157mm^2}{1400mm} \frac{550MPa}{1{,}9MPa} = 162mm \end{cases}$$

Dermed er det nødvendigt at placere bøjlerne med en afstand på 150 mm.

3.6.2 Punktfundament under søjler

Ligesom under stribefundamentet er der sandpude under fundamentet.

3.6.2.1 Valg af dimension

Punktfundamentet udformes med en højde på 2500 mm, bredde på 3000 mm og en længde på 3000 mm.

3.6.2.2 Opgørelse af laster

I afsnittet hvor en søjle placeret på den nederste etager i parkeringskælderen, er lasten opgjort indtil overkant af søjlen. Dertil skal søjlen adderes, og det giver en samlet last på 4742,88 kN.

3.6.2.3 Tværsnittets bæreevne

Herunder kontrolleres punktfundamentets lodrette bæreevne.

Den lodrette bæreevne på fundamentet beregnes ud fra følgende:

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

Der anvendes de samme forudsætninger, som i forrige afsnit hvor stribefundamentet blev dimensioneret. Derfor er rumvægten af jorden 10 kN/m^3. Ligeledes er den regningsmæssige friktionsvinkel 26,54 grader.

Den effektive bredde er lig med den geometriske bredde, da der ingen excentricitet er i fundamentet:

$$b' = b = 3{,}0m$$

Det samme er tilfældet for længden.

$$l' = l = 3{,}0m$$

Dermed kan det effektive areal bestemmes:

$$A' = b' \cdot l' = 3{,}0m \cdot 3{,}0m = 9{,}0m^2$$

De dimensionslæse bæreevnefaktorer bestemmes:

$$N_q = e^{\pi \cdot tan\varphi_d} \cdot \frac{1 + sin\varphi_d}{1 - sin\varphi_d}$$
$$N_q = e^{\pi \cdot tan26{,}54^o} \cdot \frac{1 + sin26{,}54^o}{1 - sin26{,}54^o} = 12{,}56$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \cdot \left(\left(N_q - 1\right) \cdot cos\varphi_d\right)^{\frac{3}{2}}$$
$$N_\gamma = \frac{1}{4} \cdot \left((12{,}56 - 1) \cdot cos26{,}54^o\right)^{\frac{3}{2}} = 8{,}31$$

Dernæst bestemmes de geometriske faktorer.

$$s_\gamma = 1 - 0{,}4 \cdot \frac{b'}{l'}$$
$$s_\gamma = 1 - 0{,}4 \cdot \frac{3{,}0m}{3{,}0m} = 0{,}6$$

$$s_q = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{b'}{l'}$$
$$s_q = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{3{,}0m}{3{,}0m} = 1{,}2$$

De to faktorer i_γ og i_q er 1, da den vandratte last er nul.

Dernæst skal det effektive overlejringstryk bestemmes. Forholdene er ens omkring søjlen hele vejen rundt. Der er et betongulv på 200 mm, 300 mm trykfast isolering og derunder er sand.

$$q' = 0{,}2m \cdot 24kN/m^3 + 2{,}0m \cdot 18kN/m^3 = 40{,}8kN/m^2$$

Dermed kan bæreevnen bestemmes:

$$\frac{R'}{9{,}0m^2} = \frac{1}{2} \cdot 10kN/m^2 \cdot 3{,}0m \cdot 8{,}31 \cdot 0{,}6 \cdot 1 + 40{,}8kN/m^2 \cdot 12{,}56 \cdot 1{,}2 \cdot 1$$
$$R' = 6207{,}55kN$$

Dernæst kan det kontrolleres om bæreevnen er tilstrækkelig:

$$R' \geq V_{fuk}$$
$$6207{,}55kN \geq 4742{,}88kN$$

Til bestemmelse af armeringen i punktfundamentet betragtes det som en simpelt understøttet bjælke med en bredde på 1,0 m.

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot 4742{,}88kN \cdot \frac{3{,}0m}{2} = 3557{,}16kNm$$

Den indre momentarm bestemmes:

$$z \approx 0{,}8 \cdot h = 0{,}8 \cdot 2{,}5m = 2{,}0m$$

Dernæst kan trækkræften i fundamentets udregnes:

$$T = \frac{M_d}{z} = \frac{3557{,}16kNm}{2{,}0m} = 1778{,}59kN$$

Dermed kan armeringen bestemmes:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{1778{,}59 \cdot 10^3 N}{439MPa} = 4051{,}46mm^2$$

Der vælges 10Y25 med et armeringsareal på 4909 mm^2.

Til bøjlearmering skønnes Y8. Dermed kan tværsnittets effektive højde bestemmes:

$$d = 2500mm - 40mm - 8mm - 12{,}5mm = 2439{,}5mm$$

Herefter udregnes armeringsgraden:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{4909mm^2 \cdot 439MPa}{1000mm \cdot 2439{,}5mm \cdot 21{,}94MPa} = 0{,}040$$

Bæreevnen beregnes:

$$M_{Rd} = \omega \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \omega) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$
$$M_{Rd} = 0{,}040 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}040) \cdot 1000mm \cdot (2439{,}5mm)^2 \cdot 21{,}94MPa \cdot 10^{-6}$$
$$M_{Rd} = 5118kNm$$

Bæreevnen kontrolleres:

$$M_{Rd} \geq M_d$$
$$5118kNm \geq 3557{,}16kNm$$

Dermed er bæreevnen tilstrækkelig. Herefter undersøges det om tværsnittet kan optage forskydningen.

$$z = d \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \omega) = 2439{,}5mm \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}040) = 2391mm$$

$$\tau_{Sd} = \frac{4742{,}88 \cdot 10^3 N}{1000mm \cdot 2391mm} = 1{,}98MPa$$

$$\sigma_c = \tau_{Sd} \cdot \left(cot\theta + \frac{1}{cot\theta}\right)$$

cot θ sættes til 2,5.

$$\sigma_c = 1{,}98MPa \cdot \left(2{,}5 + \frac{1}{2{,}5}\right) = 5{,}74MPa$$

Det kontrolleres om betonspændingerne er tilladelige:

$$v_v \cdot f_{cd} > \sigma_c$$
$$0{,}53 \cdot 21{,}94MPa > 5{,}74MPa$$
$$11{,}63MPa > 5{,}74MPa$$

Bøjleafstanden bestemmes:

$$a_t \leq \begin{cases} 0{,}7 \cdot h = 0{,}7 \cdot 2500mm = 1750mm \\ 5 \cdot \frac{A_{st}}{b} \frac{f_{yk}}{f_{ctk}} = 5 \cdot \frac{101mm^2}{1000mm} \frac{550MPa}{1{,}9MPa} = 151mm \end{cases}$$

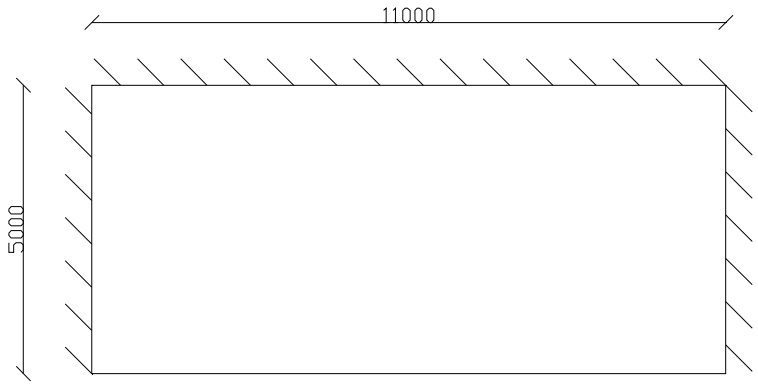
Bøjleafstanden sættes til 150 mm.

3.7 Bro

I dette afsnit dimensioneres tilkørelsen fra Havnegade til øverste niveau i parkeringskælderen. Broen er understøttet langs tre sider.
Derudover er der undersøgt en situation, hvor pladen er understøttet langs to hosliggende sider. Denne beregning fremgår af Appendiks 6.

3.7.1 Statisk system

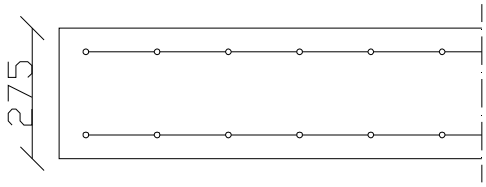
Det statiske system for pladen, med understøtninger langs tre sider, fremgår af understående figur:



Figur 12: Statisk system for pladen. Målene er i mm.

3.7.2 Valg af dimension

Tykkelsen af pladen fastsættes til 275 mm, med armeringsnet Y12/150.



Figur 13: Pladens tværsnit. Mål er i mm.

Da miljøklassen er ekstra aggressiv fastlægges betonkvaliteten til 40 MPa.

3.7.3 Opgørelse af laster

Herunder opgøres lasterne på broen. Udover egenvægten af pladen, medregnes yderligere 75 mm beton til slidlag. Hermed bliver egenlast følgende:

$$g = (0{,}275m + 0{,}075m) \cdot 25kN/m^3 = 8{,}75kN/m^2$$

Ydermere belastes konstruktionen af en nyttelast på 3 kN/m^2.
Til dimensionering anvendes lastkombination 2.1 Dermed bliver den samlede påvirkning på pladen:

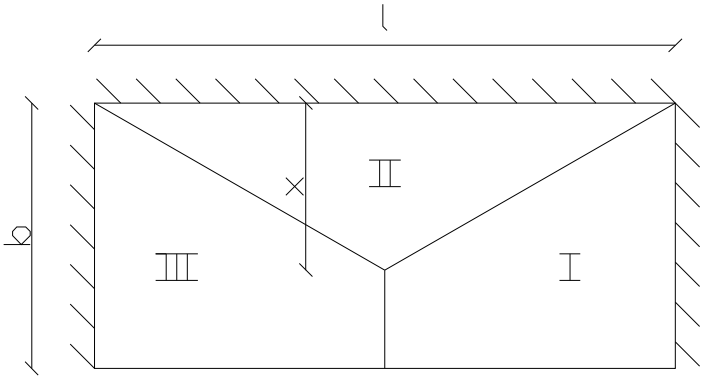
$$q_{samlet} = 1{,}0 \cdot 8{,}75kN/m^2 + 1{,}3 \cdot 3kN/m^2 = 12{,}65kN/m^2$$

3.7.4 Snitkræfter

I dette afsnit bestemmes flydemomentet for pladen. Til bestemmelsen undersøges to brudfigurer. Hvis begge brudfigurer er mulige, dimensioneres der efter det største flydemoment.

3.7.4.1 Brudfigur A

Først brudfigur fremgår af understående figur:



Figur 14: Brudfigur A.

For at beregne flydemomentet opstilles en ligevægt for det ydre arbejde, samt det indre arbejde i brudlinjerne.
Det ydre arbejde bestemmes ved kraften på den pågældende pladedele multipliceret med en flytning. Dermed kan der opstilles et udtryk for det ydre arbejde:

$$A_y = p \cdot A \cdot z \cdot \varphi$$

Hvor:

A_y er det ydre arbejde.
p er den jævnt fordelte last.
z er afstanden til pladedelens tyngdepunkt.
φ er vinkeldrejningen.

På samme måde kan der opstilles et udtryk for det indre arbejde. Det indre arbejde kan formuleres som en flydemomentet gange længden af brudlinjen projiceret på drejnings-aksen, samt drejningen.

$$A_i = m_y \cdot (1 + i) \cdot l \cdot \varphi$$

Hvor:

A_i er det indre arbejde.
m_y er flydemomentet.
i er indspændingsgraden.
l er længden af brudlinjerne projiceret ned på drejningsaksen.
φ er vinkeldrejningen.

Ingen af understøtningerne er indspændte, hvormed indspændingsgraden sættes til nul.

Eftersom pladedel I og III er ens, opstilles udtrykkene samtidigt for begge to.

Pladedel I og III

Der opstilles et udtryk for det ydre arbejde og det indre arbejde for pladedel I og III.

Ydre arbejde:

$$A_y = \left((b - x) \cdot \frac{1}{8} \cdot p \cdot l^2 + \frac{1}{24} \cdot p \cdot x \cdot l^2\right) \cdot \frac{\delta}{l/2}$$

$$A_y = \left(\frac{1}{8} \cdot b \cdot p \cdot l^2 - \frac{1}{12} \cdot p \cdot x \cdot l^2\right) \cdot \frac{\delta}{l/2}$$

Indre arbejde:

$$A_i = m_y \cdot b \cdot \frac{\delta}{l/2}$$

Pladedel II

Der opstilles et udtryk for det ydre arbejde og det indre arbejde for pladedel II.

Ydre arbejde:

$$A_y = \frac{1}{6} \cdot p \cdot l \cdot x^2 \cdot \frac{\delta}{x}$$

Indre arbejde:

$$A_i = m_y \cdot l \cdot \frac{\delta}{x}$$

Pladen

Udtrykkene for de tre pladedel sammenskrives til et samlet udtryk for hhv. det ydre og det indre arbejde.

Ydre arbejde:

$$A_y = 2 \cdot \left(\frac{1}{8} \cdot b \cdot p \cdot l^2 - \frac{1}{12} \cdot p \cdot x \cdot l^2\right) \cdot \frac{\delta}{l/2} + \frac{1}{6} \cdot p \cdot l \cdot x^2 \cdot \frac{\delta}{x}$$

Indre arbejde:

$$A_i = 2 \cdot m_y \cdot b \cdot \frac{\delta}{l/2} + m_y \cdot l \cdot \frac{\delta}{x}$$

Det ydre og indre arbejde sættes lig med hinanden, hvorefter flydemomentet isoleres.

$$2 \cdot \left(\frac{1}{8} \cdot b \cdot p \cdot l^2 - \frac{1}{12} \cdot p \cdot x \cdot l^2\right) \cdot \frac{\delta}{l/2} + \frac{1}{6} \cdot p \cdot l \cdot x^2 \cdot \frac{\delta}{x}$$
$$= 2 \cdot m_y \cdot b \cdot \frac{\delta}{l/2} + m_y \cdot l \cdot \frac{\delta}{x}$$
$$m_y = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot p \cdot l - \frac{1}{6} \cdot p \cdot l \cdot x}{b \cdot \frac{4}{l} + \frac{l}{x}}$$

Værdierne for længden, bredde og den jævnt fordelte last indsættes, hvorefter det største flydemoment findes ved at interpolere med værdier for x.

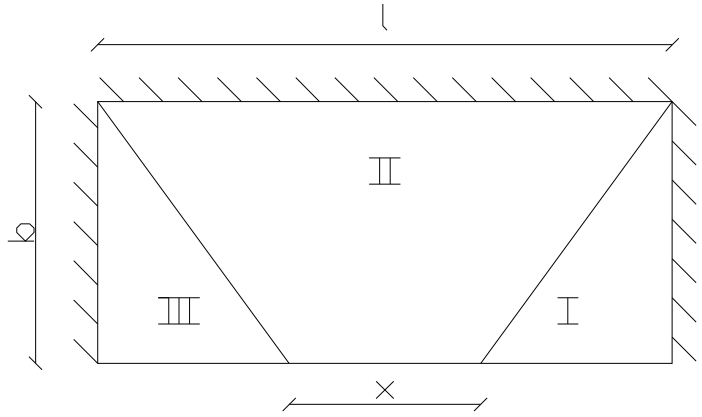
$$m_y = \frac{\frac{1}{2} \cdot 5m \cdot 12{,}65kN/m^2 \cdot 11m - \frac{1}{6} \cdot 12{,}65kN/m^2 \cdot 11m \cdot x}{5m \cdot \frac{4}{11m} + \frac{11m}{x}}$$
$$m_y = \frac{347{,}86kN - 23{,}19 \cdot x}{1{,}82 + \frac{11m}{x}}$$

Det største flydemoment findes når x er 5 m. Dermed mødes brudlinjerne ved kanten af pladen.

$$m_y = 57{,}72 kNm/m$$

3.7.4.2 Brudfigur B

Først brudfigur fremgår af understående figur:



Figur 15: Brudfigur B.

Pladedel I og III

Der opstilles et udtryk for det ydre arbejde og det indre arbejde for pladedel I og III.

Ydre arbejde:

$$A_y = \left((b - x) \cdot \frac{1}{8} \cdot p \cdot l^2 + \frac{1}{24} \cdot p \cdot x \cdot l^2\right) \cdot \frac{\delta}{l/2}$$

$$A_y = \left(\frac{1}{8} \cdot b \cdot p \cdot l^2 - \frac{1}{12} \cdot p \cdot x \cdot l^2\right) \cdot \frac{\delta}{l/2}$$

Indre arbejde:

$$A_i = m_y \cdot b \cdot \frac{\delta}{l/2}$$

Pladedel II

Der opstilles et udtryk for det ydre arbejde og det indre arbejde for pladedel II.

Ydre arbejde:

$$A_y = \frac{1}{6} \cdot p \cdot l \cdot x^2 \cdot \frac{\delta}{x}$$

Indre arbejde:

$$A_i = m_y \cdot l \cdot \frac{\delta}{x}$$

Pladen

Udtrykkene for de tre pladedel sammenskrives til et samlet udtryk for hhv. det ydre og det indre arbejde.

Ydre arbejde:

$$A_y = 2 \cdot \left(\frac{1}{8} \cdot b \cdot p \cdot l^2 - \frac{1}{12} \cdot p \cdot x \cdot l^2\right) \cdot \frac{\delta}{l/2} + \frac{1}{6} \cdot p \cdot l \cdot x^2 \cdot \frac{\delta}{x}$$

Indre arbejde:

$$A_i = 2 \cdot m_y \cdot b \cdot \frac{\delta}{l/2} + m_y \cdot l \cdot \frac{\delta}{x}$$

Det ydre og indre arbejde sættes lig med hinanden, hvorefter flydemomentet isoleres.

$$2 \cdot \left(\frac{1}{8} \cdot b \cdot p \cdot l^2 - \frac{1}{12} \cdot p \cdot x \cdot l^2\right) \cdot \frac{\delta}{l/2} + \frac{1}{6} \cdot p \cdot l \cdot x^2 \cdot \frac{\delta}{x}$$
$$= 2 \cdot m_y \cdot b \cdot \frac{\delta}{l/2} + m_y \cdot l \cdot \frac{\delta}{x}$$
$$\mathrm{m_y} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \mathrm{b} \cdot \mathrm{p} \cdot \mathrm{l} - \frac{1}{3} \cdot \mathrm{p} \cdot \mathrm{x} \cdot \mathrm{l} + \frac{1}{6} \cdot \mathrm{p} \cdot \mathrm{l} \cdot \mathrm{x}}{\mathrm{b} \cdot \frac{2}{\mathrm{l}} + \frac{\mathrm{l}}{\mathrm{x}}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \mathrm{b} \cdot \mathrm{p} \cdot \mathrm{l} - \frac{1}{6} \cdot \mathrm{p} \cdot \mathrm{x} \cdot \mathrm{l}}{\mathrm{b} \cdot \frac{2}{\mathrm{l}} + \frac{\mathrm{l}}{\mathrm{x}}}$$

Det største flydemoment findes ved at interpolere med værdier for x. Det største flydemoment findes når x er 0 m, hvormed brudlinjerne mødes ved kanten af pladen.
Det medfører et løbende moment på 59,37 kNm/m.

Dermed skal tværsnittets bæreevne kontrolleres ud fra brudfigur b.

3.7.5 Tværsnittets bæreevne

Der betragtes et udsnit på 1,0 m, hvor bæreevnen kontrolleres som en bjælke.
Derfor skal bæreevnen bestemmes ud fra følgende udtryk:

$$m_{yd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Armeringsarealet bestemmes:

$$A_s = \frac{1000}{150} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot ø^2 = \frac{1000}{150} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (12mm)^2$$
$$A_s = 753{,}98mm^2/mm$$

Dermed kan armeringsgraden udregnes:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{753{,}98mm^2 \cdot 423MPa}{1000mm \cdot 225mm \cdot 25MPa}$$
$$\omega = 0{,}057$$

$$\mu = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot \omega = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0{,}057\right) \cdot 0{,}057 = 0{,}055$$

Hermed kan bæreevnen kontrolleres:

$$m_{Rd} = 0{,}055 \cdot 1000mm \cdot (225mm)^2 \cdot 25MPa \cdot 10^{-6} = 69{,}61kNm/m$$

$$m_{Rd} \geq \mathrm{m_y}$$
$$69{,}61kNm/m \geq 59{,}37kNm/m$$

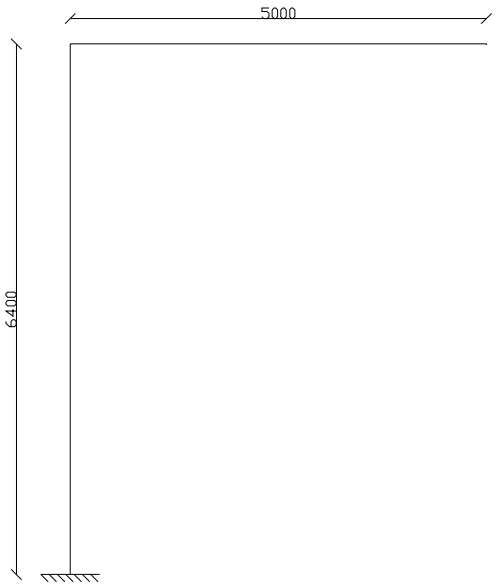
Dermed kan det konkluderes at tværsnittet har en tilstrækkelig bæreevne.

3.8 Bjælke og søjle under bro

I dette afsnit undersøges den ene understøtning for broen.

3.8.1 Statisk system

Det statisk system ses på figuren nedenfor. Som det fremgår regnes søjlen indspændt i bunden.



Figur 16: Statisk system for bjælken og søjlen. Mål er i mm.

3.8.2 Valg af dimension

Både søjlen og bjælken udføres med en tværsnit på 350x700mm, med 4Y25 som længdearmering.

3.8.3 Opgørelse af laster

Herunder opgøres lasterne på systemet:

$$g_{bjælke} = 25kN/m^3 \cdot 0{,}35m \cdot 0{,}70m = 6{,}13kN/m$$

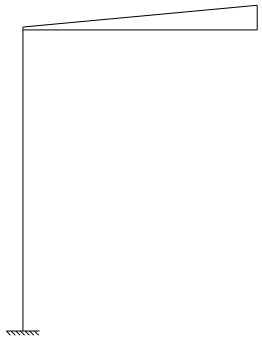
Derudover belastes bjælken af lasterne fra broen. Den har som tidligere beskrevet en samlet tykkelse på 350 mm, og påvirket af en nyttelast på 3,0 kN/m. Yderligere vurderes at bjælken vil blive belastet med laster fra en tredjedel af broens længde i den ene ende, og ingenting i den anden ende udover bjælkens egenlast.

$$25kN/m^3 \cdot 0{,}35m \cdot 3{,}67m + 1{,}3 \cdot 3kN/m^2 \cdot 3{,}67m = 46{,}42kN/m$$

Dermed bliver den samlet i den ene side:

$$6{,}13kN/m + 46{,}42kN/m = 52{,}55kN/m$$

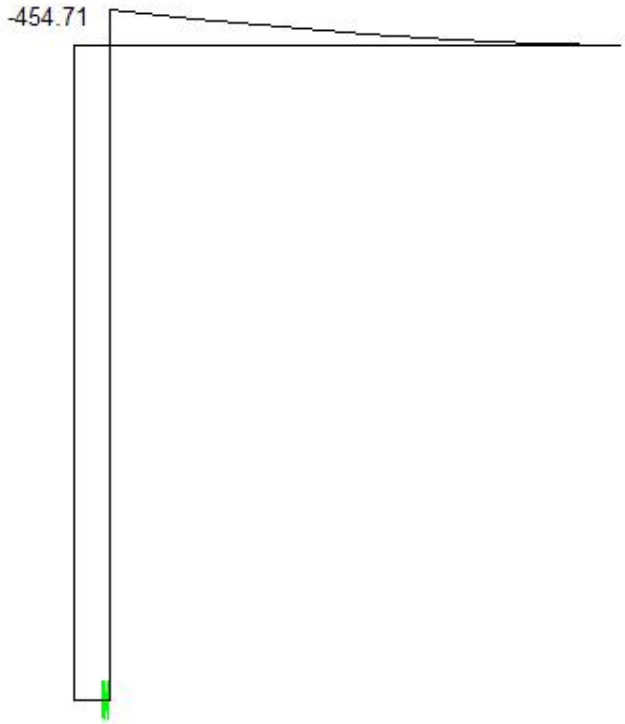
Hvorimod i den anden side er lasten 6,13 kN/m. Lastfordelingen fremgår af understående figur:



Figur 17: Lastfordeling på bjælken.

3.8.4 Snitkræfter

Snitkræfterne bestemmes vha. programmet Trusslab.



Figur 18: Momentkurve. Enheder er i kNm.

Som det fremgår af understående figur er det største moment 454,71 kNm. Da det er i hjørnet, skal både søjlen og bjælken dimensioneres for moment. Yderligere skal søjlen kontrolleres for den lodrette last, der skal føres ned til fundamentet. Denne kan bestemmes til 146,7 kN.

3.8.5 Tværsnittets bæreevne

Først undersøges bjælkens bæreevne, dernæst kontrolleres søjlens.

3.8.5.1 Bjælke

Bjælkens bæreevne kontrolleres på samme måde, som broens bæreevne blev. Dermed skal bæreevnen bestemmes ud fra følgende udtryk:

$$m_{yd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Armeringsarealet bestemmes:

$$A_s = 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot ø^2 = 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (25mm)^2$$
$$A_s = 1963mm^2$$

Dermed kan armeringsgraden udregnes:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1963mm^2 \cdot 417MPa}{350mm \cdot 638mm \cdot 25MPa}$$
$$\omega = 0{,}149$$

$$\mu = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot \omega = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0{,}149\right) \cdot 0149 = 0{,}138$$

Hermed kan bæreevnen kontrolleres:

$$M_{Rd} = 0{,}138 \cdot 350mm \cdot (638mm)^2 \cdot 25MPa \cdot 10^{-6} = 530{,}14kNm/m$$

$$M_{Rd} \geq \mathrm{M_d}$$
$$483{,}66kNm \geq 454{,}71kNm$$

Dermed har tværsnittet en tilstrækkelig bæreevne.

3.8.5.2 Søjle

Søjlen skal både undersøges mht. excentrisk last og central last.

Excentrisk last

For at bestemme om søjlen skal regnes excentrisk belastet, vurderes normalkraftens excentricitet i forhold til søjlen kærneradius. Dette gøres ud fra følgende udtryk:

$$e = \frac{M_{s0d}}{N_{sd}} > \frac{1}{30} \cdot h$$

Den lodrette last:

$$N_{sd} = 146{,}7kN$$

Momentet hidrørende fra de excentriske laster:

$$M_{sd} = 454{,}71kNm$$

$$e = \frac{454{,}71kNm}{146{,}7kN} = 3{,}1m > \frac{1}{30} \cdot 0{,}7m = 0{,}02$$

Dermed skal søjlen regnes excentrisk belastet, da kærneradien er mindre end excentriciteten.

Herefter undersøges det, om der forekommer søjlevirkningen.

$$\lambda \cdot \sqrt{\frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}} > 20$$

Slankhedsforholdet bestemmes. Da søjlen betragtes som en indspændt søjlen, er søjlelængde lig med to gange den geometriske længde.

$$l_s = 2 \cdot l = 2 \cdot 6400mm = 12800mm$$

Dernæst bestemmes inertiradien:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{700mm}{\sqrt{12}} = 202mm$$

Dermed kan slankhedsforholdet beregnes:

$$\lambda = \frac{l_s}{i} = \frac{12800mm}{202mm} = 63{,}37$$

$$63{,}37 \cdot \sqrt{\frac{146{,}7 \cdot 10^3 N}{350mm \cdot 700mm \cdot 25MPa}} > 20$$

$$9{,}8 > 20$$

Da uligheden ikke er sand, forekommer der ikke søjlevirkning. Derfor skal der ikke regnes med et yderligere bidrag til momentet. Det regningsmæssige moment er dermed:

$$M_{sd} = M_{s0d} = 454{,}71kNm$$

Søjlens bæreevne for excentrisk last kan kontrolleres på samme som bjælken blev. Der vælges at benytte denne metode. Da begge tværsnit har samme dimensioner og armering, bliver bæreevnen ens for begge. Derfor gennemgås beregninger ikke igen.

Central last

Følgende tre betingelser skal være overholdt:

$$N_{crd} \leq \begin{cases} \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho) \\ \sigma_{crd} \cdot A_c + f_{ycd} \cdot A_{sc} \\ 1{,}5 \cdot \sigma_{crd} \cdot A_c \end{cases}$$

Den kritiske betonspænding bestemmes ud fra følgende udtryk:

$$\sigma_{crd} = \frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0crd}} \cdot \lambda^2}$$

Betontrykstyrken er tidligere til blevet fastlagt til 25 MPa, og slankhedsforholdet er beregnet til 63,37.

Faktoren $f_{cd} / (\pi^2 * E_{0crd})$ og α kan jf. DS 411 sættes til hhv. $1{,}4 * 10^{-4}$ og 12 for beton med en trykstyrke på 45 MPa. Dermed kan den kritiske betonspænding bestemmes:

$$\sigma_{crd} = \frac{25MPa}{1 + 1{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 63{,}37^2} = 16{,}00MPa$$

Dernæst bestemmes armeringsforholdet. Længdearmerings areal er tidligere fastlagt til $804{,}25mm^2$.

$$\rho = \frac{A_{sc}}{A_c} = \frac{1963mm^2}{350mm \cdot 700mm} = 0{,}0080$$

Hermed kan de tre betingelser kontrolleres:

$$N_{crd} \leq \begin{cases} 16{,}00MPa \cdot 350mm \cdot 700mm \cdot (1 + 12 \cdot 0{,}0080) \\ 16{,}00MPa \cdot 350mm \cdot 700mm + 417MPa \cdot 1963mm^2 \\ 1{,}5 \cdot 16{,}00MPa \cdot 350mm \cdot 700mm \end{cases}$$

$$N_{crd} \leq \begin{cases} 4296kN \\ 4739kN \\ 5880kN \end{cases}$$

Den mindste kritiske normalkraft sammenlignes med den samlede lodrette last, der er bestemt i et tidligere afsnit til 1504,42 kN.

$$N_{sd} \leq N_{crd}$$
$$146{,}7kNkN \leq 4296kN$$

Dermed er det eftervist at søjlen kan optage de lodrette laster. Dernæst skal den valgte armering kontrolleres.
Jf. DS 411 er der en række krav til armeringen, der skal overholdes. Herunder skal følgende opfyldes mht. længdearmering:

$$A_{s,min} = 0{,}0075 \cdot A_{c,nød} \leq A_{sc}$$

Hvor det nødvendige betonareal udregnes ved følgende:

$$A_{c,nød} = \frac{N_{crd}}{\sigma_{crd}} = \frac{146{,}7 \cdot 10^3 N}{16{,}00MPa} = 9186{,}75mm^2$$

Derefter kan minimumsarmeringen beregnes:

$$A_{s,min} = 0{,}0075 \cdot 168815mm^2 = 68{,}90mm^2 \leq 1963mm^2$$

Dermed er det eftervist at den valgte længdearmering er tilstrækkelig.

For afstanden mellem bøjlerne gælder følgende krav, hvor den mindste værdi skal anvendes:

$$a \leq \begin{cases} 350mm \\ 15 \cdot ø = 15 \cdot 25mm = 375mm \end{cases}$$

Derfor kan bøjlearmeringen placeres med en afstand på 350 mm. Ydermere er der et krav om at bøjlearmering skal kunne holde til en karakteristisk flydekraft på 8 kN. Dette krav gælder såfremt længdearmeringen er større end 12 mm.

$$A_{bøjle,min} = \frac{8 \cdot 10^3 N}{417MPa} = 19{,}18mm^2$$

Ud fra arealet kan minimumsdiameteren bestemmes:

$$D \geq \sqrt{\frac{14{,}55mm^2 \cdot 4}{\pi}} = 4{,}93m$$

Dermed er den valgte bøjlearmering med en diameter på 6 mm tilstrækkelig.

Yderligere er det vigtigt at påpege, at længdearmering skal føres igennem i hjørnet mellem bjælken og søjlen.

3.9 Punktfundament under bro

Ligesom under stribefundamentet er der sandpude under fundamentet.

3.9.1.1 Valg af dimension

Punktfundamentet udformes med en højde på 1500 mm, bredde på 3250 mm og en længde på 4000 mm.

3.9.1.2 Opgørelse af laster

Lasterne hidrørende fra søjlen er en lodret last på 181,66 kN og et moment på 452,46 kNm.
Lasterne virker ikke centralt på fundamentet, de er placeret 375 mm fra kanten. Derfor skal lasterne flyttes, så de virker centralt på fundamentet. Fundamentet er som beskrevet 3250 mm lang. Derfor skal den lodrette reaktion multipliceres med 1,25 m, og momentet skal adderes det det andet moment.

$$M_d = 181{,}66kN \cdot 1{,}25m + 452{,}46kNm = 679{,}54kNm$$

Dernæst bestemmes den lodrette last ved fundamentets underkant. Der vælges at placere fundamentet en halv meter under jordflade, så det ikke er synligt. Derfor skal vægten af jorden også adderes.

$$V_{FUK} = 181{,}66kN + 15kN/m^3 \cdot 3{,}25m \cdot 4{,}00m \cdot 0{,}5 \cdot +24kN/m^3 \cdot 3{,}25m \cdot 4{,}00m \cdot 1{,}50m$$

$$V_{FUK} = 747{,}16kNm$$

3.9.1.3 Tværsnittets bæreevne

Herunder kontrolleres punktfundamentets lodrette bæreevne.

Den lodrette bæreevne på fundamentet beregnes ud fra følgende:

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

Der anvendes de samme forudsætninger, som i de andre fundaments beregninger. Derfor er rumvægten af jorden 10 kN/m^3. Ligeledes er den regningsmæssige friktionsvinkel 26,54 grader.

Excentriciteten bestemmes:

$$e_l = \frac{M_d}{V_{FUK}} = \frac{679{,}54kNm}{747{,}16kNm} = 0{,}91m$$

Det skal undersøges om excentriciteten er større end 30 % af den retning, den virker i, for at bestemme om fundamentet er stærkt excentrisk.

$$0{,}3 \cdot b = 0{,}3 \cdot 3{,}25m = 0{,}975m \geq 0{,}91m$$

Dermed er fundamentet ikke stærkt excentrisk. Dernæst bestemmes den effektive bredde og længde:

$$b' = b - 2e = 3{,}25m - 2 \cdot 0{,}91m = 1{,}43m$$

Den effektive længde er lig med den geometriske bredde, da der ingen excentricitet er i den retning i fundamentet:

$$l' = l = 4{,}0m$$

Dermed kan det effektive areal bestemmes:

$$A' = b' \cdot l' = 1{,}43m \cdot 4{,}0m = 5{,}72m^2$$

De dimensionslæse bæreevnefaktorer bestemmes:

$$N_q = e^{\pi \cdot tan\varphi_d} \cdot \frac{1 + sin\varphi_d}{1 - sin\varphi_d}$$

$$N_q = e^{\pi \cdot tan26{,}54^o} \cdot \frac{1 + sin26{,}54^o}{1 - sin26{,}54^o} = 12{,}56$$

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

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \cdot \left((12{,}56 - 1) \cdot cos26{,}54^o\right)^{\frac{3}{2}} = 8{,}32$$

Dernæst bestemmes de geometriske faktorer.

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

$$s_\gamma = 1 - 0{,}4 \cdot \frac{1{,}43m}{4{,}0m} = 0{,}857$$

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

$$s_q = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{1{,}43m}{4{,}0m} = 1{,}07$$

De to faktorer i_γ og i_q er 1, da den vandratte last er nul.

Før bæreevnen kan bestemmes, skal det effektive lodrette overlejringstryk beregnes.
På den ene side er der et fundament, imens på de tre andre sider er der jord.
Fundament:

$$q' = 1{,}5m \cdot 24kN/m^3 = 36kN/m^2$$

Jord:

$$q' = 1{,}5m \cdot 10kN/m^3 = 15kN/m^2$$

Dermed kan bæreevnen bestemmes:

$$\frac{R'}{5{,}72m^2} = \frac{1}{2} \cdot 10kN/m^2 \cdot 1{,}43m \cdot 8{,}32 \cdot 0{,}857 \cdot 1 + 15kN/m^2 \cdot 12{,}56 \cdot 1{,}07 \cdot 1$$

$$R' = 1445kN$$

Dernæst kan det kontrolleres om bæreevnen er tilstrækkelig:

$$R' \geq V_{fuk}$$

$$1445kN \geq 747{,}16kN$$

Til bestemmelse af armeringen i punktfundamentet betragtes det som en simpelt understøttet bjælke med en bredde på 1,0 m.

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot 747{,}16kN \cdot 3{,}25m/2 = 607{,}07kNm$$

Den indre momentarm bestemmes:

$$z \approx 0{,}8 \cdot h = 0{,}8 \cdot 1{,}5m = 1{,}2m$$

Dernæst kan trækkræften i fundamentets udregnes:

$$T = \frac{M_d}{z} = \frac{607{,}07kNm}{1{,}2m} = 505{,}89kN$$

Dermed kan armeringen bestemmes:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{505{,}89 \cdot 10^3 N}{439MPa} = 1152{,}37mm^2$$

Der vælges 4Y25 med et armeringsareal på 1963,50 mm^2.

Til bøjlearmering skønnes Y8. Dermed kan tværsnittets effektive højde bestemmes:

$$d = 1500mm - 40mm - 8mm - 12{,}5mm = 1439{,}5mm$$

Herefter udregnes armeringsgraden:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1963{,}50mm^2 \cdot 439MPa}{1000mm \cdot 1439{,}5mm \cdot 21{,}94MPa} = 0{,}027$$

Bæreevnen beregnes:

$$M_{Rd} = \omega \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \omega) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_{Rd} = 0{,}027 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}027) \cdot 1000mm \cdot (1963{,}50mm)^2 \cdot 21{,}94MPa \cdot 10^{-6}$$

$$M_{Rd} = 2252{,}99kNm$$

Bæreevnen kontrolleres:

$$M_{Rd} \geq M_d$$

$$2252{,}99kNm \geq 607{,}07kNmkNm$$

Dermed er bæreevnen tilstrækkelig. Herefter undersøges det om tværsnittet kan optage forskydningen.

$$z = d \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \omega) = 1439{,}5mm \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}025) = 1421{,}51mm$$

$$\tau_{Sd} = \frac{747{,}16 \cdot 10^3 N}{1000mm \cdot 1421{,}51mm} = 0{,}53MPa$$

$$\sigma_c = \tau_{Sd} \cdot \left(cot\theta + \frac{1}{cot\theta}\right)$$

cot θ sættes til 2,5.

$$\sigma_c = 0{,}53MPa \cdot \left(2{,}5 + \frac{1}{2{,}5}\right) = 1{,}54MPa$$

Det kontrolleres om betonspændingerne er tilladelige:

$$v_v \cdot f_{cd} > \sigma_c$$

$$0{,}53 \cdot 21{,}94MPa > 1{,}54MPa$$
$$11{,}63MPa > 1{,}54MPa$$

Bøjleafstanden bestemmes:

$$a_t \leq \begin{cases} 0{,}7 \cdot h = 0{,}7 \cdot 1500mm = 1050mm \\ 5 \cdot \frac{A_{st}}{b} \frac{f_{yk}}{f_{ctk}} = 5 \cdot \frac{101mm^2}{1000mm} \frac{550MPa}{1{,}9MPa} = 151mm \end{cases}$$

Bøjleafstanden sættes til 150 mm.

4 Konklusion

Dette projekt har bearbejdet et nybyggeri i Esbjerg, hvor denne rapport har fokuseret på bygningens stabilitet og de bærende betonelementer.
Bygningens stabilitet er blevet eftervist, og en enkelt væg er blevet undersøgt for væltning, knusning og glidning. Yderligere er en række forskellige bærende dele af bygningen blevet dimensioneret. Til det er der anvendt en række forskellige beregningsmetoder. Ikke alle dele af bygningen er dimensioneret, da det ikke er fundet hensigtsmæssig eftersom de samme beregningsmetoderne vil blive anvendt en lang række gange, og det ikke tjener noget formål i dette projekt.

5 Appendiks

5.1 Appendiks 1 - Naturlast

I dette afsnit bestemmes to naturlaster, hhv. sne og vind.

5.1.1 Naturlast – vind

I dette afsnit vil vindlasterne på bygningen blive beregnet. Ifølge DS 410 hører vindlasten under de variable laster og regnes som en bunden last. Bygningens er 71,2 m lang, 32,4 m bred og 20 m høj.

5.1.1.1 Maksimalhastighedstryk

Basisvindhastigheden, v_b, beregnes ud fra følgende formel:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{års} \cdot v_{b,0}$$

Hvor:

c_{dir} er en vindretningsfaktor og kan på den sikre side sættes til 1.
$c_{års}$ = 1 for permanente konstruktioner.
$v_{b,0}$ er grundværdien for vindhastigheden. Denne er 27 m/s i et område langs vestkysten.

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 27 m/s = 27 m/s$$

Herefter kan basishastighedstrykket, q_b, beregnes på grundlag af basisvindhastigheden:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

Hvor:

ρ er luftens densitet ved 10°c. Denne sættes til 1,25 kg/m^3.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1{,}25 kg/m^3 \cdot (27 m/s)^2 = 0{,}456 kN/m^2$$

Middelhastighedstrykket er basishastighedstrykket multipliceret med en ruhedsfaktor, $c_r(z)$, og en topografifaktor, $c_t(z)$. Middelhastighedstrykket, $q_m(z)$, beregnes ved:

$$q_m(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot q_b$$

Topografifaktoren er for fladt terræn 1. Ruhedsfaktoren fastsættes ud fra terrænkategorien. I dette tilfælde ligger bygningen i terrænkategori I. Ruhedsfaktoren bestemmes ud fra følgende formel:

$$c_r = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right); \; z \geq z_{\min}$$

Hvor:

k_t er en terrænfaktor, som for terrænkatogori I er 0,17.
z_0 er ruhedslængden som for terrænkategori I sættes til 0,01 m.
z_{min} er minimumshøjden som for terrænkategori I sættes til 2 m.
z er højden over terræn, der sættes lig med bygningens højde på 20 m. Dvs. $z \geq z_{\min}$

Dermed er ruhedsfaktoren:

$$c_r = 0{,}17 \cdot \ln\left(\frac{20m}{0{,}01m}\right) = 1{,}29$$

Middelhastighedstrykket kan nu beregnes:

$$q_m(z) = 1{,}29^2 \cdot 1 \cdot 0{,}456 kN/m^2 = 0{,}76 kN/m^2$$

Det maksimale hastighedstryk, q_{max}, kan bestemmes af middelhastighedstrykket og turbulensintensiteten:

$$q_{max}(z) = \{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)\} \cdot q_m(z)$$

Hvor:

k_p er peakfaktoren, der sættes til 3,5 for udvendig vindlast og 1,5 for indvendig vindlast, da bygningen ikke har en dominerende åbning.
$I_v(z)$ er turbulensintensiteten. Denne medtages, idet luftens strømning ikke er laminar, og der derfor vil opstå turbulens.

Turbulensintensiteten beregnes ud fra følgende formel:

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z)} \cdot \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}; \; z \geq z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1} \cdot \frac{1}{\ln\left(\frac{20m}{0{,}01m}\right)} = 0{,}13$$

Maksimalhastighedstrykket udvendigt kan nu bestemmes:

$$q_{\max,ud}(z) = [1 + 2 \cdot 3{,}5 \cdot 0{,}13] \cdot 0{,}76 kN/m^2 = 1{,}45 kN/m^2$$

Maksimalhastighedstrykket indvendigt kan nu bestemmes:

$$q_{\max,ind}(z) = [1 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}13] \cdot 0{,}76 kN/m^2 = 1{,}05 kN/m^2$$

5.1.2 Naturlast - sne

I dette afsnit bestemmes snelasten. Snelasten regnes som en variabel bunden last. Grundlaget for beregningerne af snelast er sneens terrænværdi. Derudover tages der ved fastlæggelse af snelast på konstruktionen hensyn til en jævnt fordelt sneophobning under rolige vejrforhold og til snemønstre fremkaldt af vinden. Dette mønster afhænger af konstruktionens form og indgår derfor som formfaktorer i beregningen. Der anvendes samtidig formfaktorer til, at medregne effekten af drivedannelser forårsaget af lægivere

5.1.2.1 Karakteristisk terrænværdi

Den karakteristiske terrænværdi bestemmes:

$$s_k = c_{års} \cdot s_{k,0}$$

Hvor:

$s_{k,0}$ er grundværdien for sneens terrænværdi og regnes til 0,9kN/m^2.

$c_{års}$ er en årtidsfaktor for sneens terrænværdi og sættes på den sikre side til 1.

$$s_k = c_{års} \cdot s_{k,0} = 1 \cdot 0{,}9kN/m^2 = 0{,}9kN/m^2$$

5.1.2.2 Karakteristisk snelast på tagkonstruktion

$$s = c_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Hvor:

c_i er formfaktor for snelast og afhænger af tagets form og hældning.

C_e er en beliggenhedsfaktor og har ifølge DS 410 værdien 1.

C_t er en termisk faktor, som afhænger af tagets isoleringsevne. Denne sættes ofte til 1.

s_k er sneens karakteristiske terrænværdi.

Taget regnes som et pultag, hvor hældningen er så lille den negligeres. Dermed er $c_i = 0{,}8$.

$$s = 0{,}8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}9kN/m^2 = 0{,}72kN/m^2$$

5.2 Appendiks 2 –Lastopgørelse

Herunder opgøres lasterne på bygningen. Først bestemmes fladelaster, og dernæst linjelasterne.

Tagkonstruktion											
Lasttype	Kar.	Regningsmæssig [kN/m2]									
	[kN/m2]	LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
2 lag pap + isolering	0,15	1,0	0,15	1,0	0,15	0,8	0,12	0,9	0,14	1,0	0,15
QE 320	4,10	1,0	4,10	1,0	4,10	0,8	3,28	0,9	3,69	1,0	4,10
Installationer	0,30	1,0	0,30	1,0	0,30	0,0	0,00	0,9	0,27	1,0	0,30
Nedhængte	0,20	1,0	0,20	1,0	0,20	0,0	0,00	0,9	0,18	1,0	0,20
Snelast (ψ = 0,5)	0,72	1,5	1,08	0,5	0,36	0,0	0,00	1,00	0,72	0,5	0,36
Vindsug (c_p = 0,9)	-1,02	0,0	0,00	0,0	0,00	1,5	-1,53	0,00	0,00	0,0	0,00
Vindtryk (c_p = 0,2)	0,29	0,5	0,15	1,5	0,44	0,0	0,00	0,50	0,15	0,0	0,00
SUM G (kN/m2)	4,75		4,75		4,75		3,40		4,28		4,75
SUM (kN/m2) u. vindsug	5,76		5,98		5,55		1,87		5,14		5,11

Etageads. for etager med kontorarealer											
Lasttype	Kar.	Regningsmæssig [kN/m2]									
	[kN/m2]	LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
100mm slidlag	2,40	1,0	2,40	1,0	2,40	0,8	1,92	0,9	2,16	1,0	2,40
QE 320	4,10	1,0	4,10	1,0	4,10	0,8	3,28	0,9	3,69	1,0	4,10
Nedhængte lofter	0,20	1,0	0,20	1,0	0,20	0,8	0,16	0,9	0,18	1,0	0,20
Installationer	0,30	1,0	0,30	1,0	0,30	0,0	0,00	0,9	0,27	1,0	0,30
Lette skillevægge	0,50	1,0	0,50	1,0	0,50	0,0	0,00	0,9	0,45	1,0	0,50
Nyttelast	3,00	0,5	1,50	1,3	3,90	0,0	0,00	1,00	3,00	0,5	1,50
SUM G (kN/m2)	7,50		7,50		7,50		5,36		6,75		7,50
SUM (kN/m2)	10,50		9,00		11,40		5,36		9,75		9,00

Etageads. i parkeringskælder											
Lasttype	Kar.	Regningsmæssig [kN/m2]									
	[kN/m2]	LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
100mm slidlag	2,40	1,0	2,40	1,0	2,40	0,8	1,92	0,9	2,16	1,0	2,40
QE 320	4,10	1,0	4,10	1,0	4,10	0,8	3,28	0,9	3,69	1,0	4,10
Installationer	0,30	1,0	0,30	1,0	0,30	0,0	0,00	0,9	0,27	1,0	0,30
Nyttelast	3,00	0,5	1,50	1,3	3,90	0,0	0,00	1,00	3,00	0,5	1,50
SUM G (kN/m2)	6,80		6,80		6,80		5,20		6,12		6,80
SUM (kN/m2)	9,80		8,30		10,70		5,20		9,12		8,30

Facadeelement											
Lasttype	Kar. [kN/m2]	Regningsmæssig [kN/m2]									
		LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
Beton 275 mm	7,15	1,0	7,15	1,0	7,15	0,8	5,72	0,9	6,44	1,0	7,15
Isolering 125 mm	0,09	1,0	0,09	1,0	0,09	0,8	0,07	0,9	0,08	1,0	0,09
SUM G (kN/m2)	7,24		7,24		7,24		5,79		6,52		7,24
SUM (kN/m2)	7,24		7,24		7,24		5,79		6,52		7,24

Kældervæg											
Lasttype	Kar. [kN/m2]	Regningsmæssig [kN/m2]									
		LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
250mm kældervæg	6,00	1,0	6,00	1,0	6,00	0,8	4,80	0,9	5,40	1,0	6,00
SUM G (kN/m2)	6,00		6,00		6,00		4,80		5,40		6,00

Indv. væg											
Lasttype	Kar. [kN/m2]	Regningsmæssig [kN/m2]									
		LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
150mm betonelement	3,60	1,0	3,60	1,0	3,60	0,8	2,88	0,9	3,24	1,0	3,60
SUM G (kN/m2)	3,60		3,60		3,60		2,88		3,24		3,60

Let facade											
Lasttype	Kar. [kN/m2]	Regningsmæssig [kN/m2]									
		LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
Glasfacade	1,00	1,0	1,00	1,0	1,00	0,8	0,80	0,9	0,90	1,0	1,00
SUM G (kN/m2)	1,00		1,00		1,00		0,80		0,90		1,00

Lette vægge/lofter											
Lasttype	Kar. [kN/m2]	Regningsmæssig [kN/m2]									
		LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
Egenlast lette vægge/lofter	0,50	1,0	0,50	1,0	0,50	0,8	0,40	0,9	0,45	1,0	0,50
SUM G (kN/m2)	0,50		0,50		0,50		0,40		0,45		0,50

Stabiliserende vægge 200 mm											
Lasttype	Kar. [kN/m2]	Regningsmæssig [kN/m2]									
		LAK 2.1		LAK 2.1		LAK 2.2		LAK 2.3		LAK 3.3	
		γ_f,max	Last	γ_f,min	Last	γ_f	Last	γ_f	Last	γ_f	Last
Stabiliserende vægge	5,20	1,0	5,20	1,0	5,20	0,8	4,16	0,9	4,68	1,0	5,20
SUM G (kN/m2)	5,20		5,20		5,20		4,16		4,68		5,20

Facadeelement & Bjælke (Tagkonstruktion)							
Betegnelse:	Linielast						
Lastkategori	Lastopland [m]	Væghøjde [m]	LAK. 2.1 S_{max} [kN/m]	LAK. 2.1 S_{min} [kN/m]	LAK. 2.2 [kN/m]	LAK. 2.3 [kN/m]	LAK. 3.3 [kN/m]
Egenvægt tag	6		28,50	28,50	28,50	28,50	28,50
Snelast (ψ = 0,5)	6		6,48	2,16	0,00	6,00	3,00
Vindsug (c=0,7)	6		0,00	0,00	-9,21	0,00	0,00
Vindtryk (c=0,2)	6		0,88	2,63	0,00	3,00	0,00
Σ Linielast - Egenvægt			28,50	28,50	28,50	28,50	28,50
Σ Linielast -total			35,86	33,29	19,29	37,50	31,50

Facadeelement st. etage							
Betegnelse:	Linielast						
Lastkategori	Lastopland [m]	Væghøjde [m]	LAK. 2.1 S_{max} [kN/m]	LAK. 2.1 S_{min} [kN/m]	LAK. 2.2 [kN/m]	LAK. 2.3 [kN/m]	LAK. 3.3 [kN/m]
Egenlast facadeelement 2.sal		3,6	26,064	26,064	20,8512	23,4576	26,064
Egenlast facadeelement 1.sal		3,6	26,064	26,064	20,8512	23,4576	26,064
Egenvægt tag	6		28,50	28,50	20,40	25,65	28,50
Egenlast etageads. 2.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. 1.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Snelast (ψ = 0,5)	6		6,48	2,16	0,00	6,00	3,00
Vindsug (c=0,7)	6		0,00	0,00	-9,21	0,00	0,00
Vindtryk (c=0,2)	6		0,88	2,63	0,00	0,88	0,00
Nyttelast etageads. 2.sal	6		9,00	18,00	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. 1.sal	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Σ Linielast - Egenvægt			125,63	125,63	94,26	113,07	125,63
Σ Linielast -total			195,98	216,82	117,22	196,44	191,63

Bjælke st. etage							
Betegnelse:	Linielast						
Lastkategori	Lastopland [m]	Væghøjde [m]	LAK. 2.1 S_{max} [kN/m]	LAK. 2.1 S_{min} [kN/m]	LAK. 2.2 [kN/m]	LAK. 2.3 [kN/m]	LAK. 3.3 [kN/m]
Egenlast etageads. 1.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Lette skillevægge 1.sal	6		3,00	3,00	0,00	2,70	3,00
Nyttelast etageads. 1.sal	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Σ Linielast - Egenvægt			48,00	48,00	32,16	43,20	48,00
Σ Linielast -total			57,00	71,40	32,16	61,20	57,00

Facadeelement P1							
Betegnelse:	Linielast						
Lastkategori	Lastopland [m]	Væghøjde [m]	LAK. 2.1 S_{max} [kN/m]	LAK. 2.1 S_{min} [kN/m]	LAK. 2.2 [kN/m]	LAK. 2.3 [kN/m]	LAK. 3.3 [kN/m]
Egenvægt tag	6		28,50	28,50	20,40	25,65	28,50
Egenlast facadeelement 2.sal		3,6	26,064	26,064	20,8512	23,4576	26,064
Egenlast facadeelement 1.sal		3,6	26,064	26,064	20,8512	23,4576	26,064
Egenlast facadeelement P3		3,4	24,616	24,616	19,6928	22,1544	24,616
Egenlast facadeelement P2		3,0	21,72	21,72	17,376	19,548	21,72
Egenlast etageads. 2.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. 1.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. st. etage	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. P3	6		40,80	40,80	31,20	36,72	40,80
Egenlast etageads. P2	6		40,80	40,80	31,20	36,72	40,80
Snelast (ψ = 0,5)	6		6,48	2,16	0,00	6,00	3,00
Vindsug (c=0,7)	6		0,00	0,00	-9,21	0,00	0,00
Vindtryk (c=0,2)	6		0,88	2,63	0,00	0,88	0,00
Nyttelast etageads. 2.sal	6		9,00	18,00	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. 1.sal	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. st. etage	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. P3	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. P2	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Σ Linielast - Egenvægt			143,46	143,46	110,93	129,12	143,46
Σ Linielast -total			340,42	361,25	228,44	326,43	336,06

Bjælke P1							
Betegnelse:	Linielast						
Lastkategori	Lastopland [m]	Væghøjde [m]	LAK. 2.1 S_{max} [kN/m]	LAK. 2.1 S_{min} [kN/m]	LAK. 2.2 [kN/m]	LAK. 2.3 [kN/m]	LAK. 3.3 [kN/m]
KB			7,90	7,90	6,32		
Egenlast etageads. P2	10		68,00	68,00	52,00	61,20	68,00
Nyttelast etageads. P2	10		15,00	39,00	0,00	30,00	15,00
Σ Linielast - Egenvægt			75,90	75,90	58,32	61,20	68,00
Σ Linielast -total			90,90	114,90	52,00	91,20	83,00

Stribefundament							
Betegnelse:	Linielast						
Lastkategori	Lastopland [m]	Væghøjde [m]	LAK. 2.1 S_{max} [kN/m]	LAK. 2.1 S_{min} [kN/m]	LAK. 2.2 [kN/m]	LAK. 2.3 [kN/m]	LAK. 3.3 [kN/m]
Egenvægt tag	6		28,50	28,50	20,40	25,65	28,50
Egenlast facadeelement 2.sal		3,6	26,06	26,06	20,85	23,46	26,06
Egenlast facadeelement 1.sal		3,6	26,06	26,06	20,85	23,46	26,06
Egenlast facadeelement P3		3,4	24,62	24,62	19,69	22,15	24,62
Egenlast facadeelement P2		3,0	21,72	21,72	17,376	19,548	21,72
Egenlast facadeelement P1		3,0	21,72	21,72	17,376	19,548	21,72
Egenlast etageads. 2.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. 1.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. st. etage	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. P3	6		40,80	40,80	31,20	36,72	40,80
Egenlast etageads. P2	6		40,80	40,80	31,20	36,72	40,80
Egenlast etageads. P1	6		40,80	40,80	31,20	36,72	40,80
Snelast (ψ = 0,5)	6		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vindsug (c=0,7)	6		0,00	0,00	-9,21	0,00	0,00
Vindtryk (c=0,2)	6		0,88	2,63	0,00	0,88	0,00
Nyttelast etageads. 2.sal	6		9,00	18,00	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. 1.sal	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. st. etage	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. P3	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Nyttelast etageads. P2	6		9,00	23,40	0,00	18,00	9,00
Σ Linielast - Egenvægt			406,08	406,08	306,63	148,67	165,18
Σ Linielast -total			451,96	520,31	297,42	376,70	395,58

Stribefundament, gavl							
Betegnelse:	Linielast						
Lastkategori	Lastopland [m]	Væghøjde [m]	LAK. 2.1 S_{max} [kN/m]	LAK. 2.1 S_{min} [kN/m]	LAK. 2.2 [kN/m]	LAK. 2.3 [kN/m]	LAK. 3.3 [kN/m]
Egenlast etageads. 2.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. 1.sal	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. st. etage	6		45,00	45,00	32,16	40,50	45,00
Egenlast etageads. P3	6		40,80	40,80	31,20	36,72	0,00
Egenlast etageads. P2	6		40,80	40,80	31,20	36,72	40,80
Egenlast etageads. P1	6		40,80	40,80	31,20	36,72	40,80
Σ Linielast - Egenvægt			257,40	257,40	190,08	231,66	216,60
Σ Linielast -total			257,40	257,40	190,08	231,66	216,60

5.3 Appendiks 3- Bestemmelse af den vandrette last

I dette afsnit beregnes de vandrette lasterne, der skal anvendes til stabilitetsundersøgelsen.
Først opgøres vandret masselast, dernæst beregnes vindlasten på de enkelte etager.

5.3.1 Vandret masselast

Vandret masselast dækker virkningen af konstruktioner ude af lod, konstruktionsdele der er excentrisk placeret og små jordrystelser. Den vandrette masselast sættes til 1,5% af den regningsmæssigeværdi af den lodrette last. Lasten placeres med angrebspunkterne i tyngdepunkterne for de tilhørende lodrette laster.

5.3.1.1 Vandret masselast på tagkonstruktionen

Den vandrette masselast på tagkonstruktionen består af en andel af den regningsmæssige egenlast og den regningsmæssige snelast. Opgørelsen af den vandrette masselast på tagkonstruktionen er anført i Tabel 8.

Tagplan	Rk [kN]	Rd [kN]	Rd*1,5% [kN]
Egenlast $\left(2020m^2 \cdot 3{,}65kN/m^2\right)$	7373	7373	-
Snelast ($2020m^2 \cdot 0{,}72kN/m^2$)	1454	1891	-
I alt		9264	139

Tabel 8: Den vandrette masselast på tagkonstruktionen.
Kilde: Eget materiale.

5.3.1.2 Vandret masselast på 1 & 2. sal

1. & 2. sal	Areal [m^2]	Nyttelast [kN/m^2]	Nyttelast [kN]
Nyttelast	2020	3,00	6060
I alt			6060

Tabel 9: Nyttelast på 1. & 2. sal.
Kilde: Eget materiale.

1. & 2. Sal	Areal [m^2]	Egenlast [kN/m^2]	Egenlast [kN]
Bærende vægge	746	7,24	5400
Stabiliserende vægge	315	5,20	1637
Skillevægge	2020	0,50	1010
Etagedæk	2020	3,65	7373
I alt			15420

Tabel 10: Egenlasten fra st. etage, 1. & 2. sal.
Kilde: Eget materiale.

1. & 2. Sal	Rk [kN]	Rd [kN]	Rd*1,5% [kN]
Nyttelast	6060	7878	-
Egenlast	15420	15420	-
I alt		23298	349

Tabel 11: Den vandrette masselast på 1. & 2. sal.
Kilde: Eget materiale.

5.3.1.3 Vandret masselast på st. etage

St. etage	Areal [m^2]	Nyttelast [kN/m^2]	Nyttelast [kN]
Nyttelast	2311	3,00	6933
I alt			6933

Tabel 12: Nyttelast på st. etage.
Kilde: Eget materiale.

1. & 2. Sal	Areal [m^2]	Egenlast [kN/m^2]	Egenlast [kN]
Bærende vægge	746	7,24	5400
Stabiliserende vægge	315	5,20	1637
Skillevægge	2311	0,50	1156
Etagedæk	2311	3,65	8435
I alt			16628

Tabel 13: Egenlasten fra st. etage, 1. & 2. sal.
Kilde: Eget materiale.

1. & 2. Sal	Rk [kN]	Rd [kN]	Rd*1,5% [kN]
Nyttelast	6933	9013	-
Egenlast	16628	16628	-
I alt		25641	385

Tabel 14: Den vandrette masselast på 1. & 2. sal.
Kilde: Eget materiale.

5.3.1.4 Vandret masselast på P3

P3	Areal [m^2]	Nyttelast [kN/m^2]	Nyttelast [kN]
Nyttelast	2311	3,00	6933
I alt			6933

Tabel 15: Nyttelast på P3.
Kilde: Eget materiale.

P3	Areal [m^2]	Egenlast [kN/m^2]	Egenlast [kN]
Bærende vægge	746	6,84	5100
Stabiliserende vægge	530,24	5,20	2757,25
Skillevægge	2311	0,50	1156
Etagedæk	2311	3,65	8435
I alt			16237

Tabel 16: Egenlasten fra P3.
Kilde: Eget materiale.

St. etage, 1. & 2. Sal	Rk [kN]	Rd [kN]	Rd*1,5% [kN]
Nyttelast	6933	9013	-
Egenlast	16237	16237	-
I alt		25250	379

Tabel 17: Den vandrette masselast på P3.
Kilde: Eget materiale.

5.3.1.5 Vandret masselast på P1 & P2

P1 & P2	Areal [m^2]	Nyttelast [kN/m^2]	Nyttelast [kN]
Nyttelast	2311	3,00	6933
I alt			6933

Tabel 18: Nyttelast på P1 & P2.
Kilde: Eget materiale.

P1 & P2	Areal [m^2]	Egenlast [kN/m^2]	Egenlast [kN]
Bærende vægge	622	6,84	4500
Stabiliserende vægge	530,24	5,20	2757,25
Etagedæk	2311	3,65	8435
I alt			14299

Tabel 19: Egenlasten fra P1 & P2.
Kilde: Eget materiale.

P1 & P2	Rk [kN]	Rd [kN]	Rd*1,5% [kN]
Nyttelast	6933	9013	-
Egenlast	14299	14299	-
I alt		23312	350

Tabel 20: Den vandrette masselast på P1 & P2.
Kilde: Eget materiale.

Den vandrette masselast for bygningen er hermed opgjort.

5.3.2 Vindlast

Dernæst opgøres vindlasten for de respektive etager. Derefter udvælges den reaktion fra enten vindlasten eller den vandrette masselast.

Vind på langs last for en dækskive:

$$W_x = B \cdot h_e \cdot (c_1 + c_2) \cdot q_w + 2 \cdot L \cdot h_e \cdot c_t \cdot q_w$$

Hvor:
h_e er etagehøjden for den respektive etage.
B er bredden af bygningen, der er 32,4 m.
L er længden af bygningen, der 71,2 m.
c_1 og c_2 er formfaktorerne på begge sider af bygningen.
q_w er hastighedstrykket i kN/m^2, beregnet i Appendiks 1.
c_t er en formfaktor for tangential vindlast.

$$W_x = 32{,}4m \cdot h_e \cdot (0{,}7 + 0{,}3) \cdot 1{,}45kN/m^2 + 2 \cdot 71{,}2m \cdot h_e \cdot 0{,}01 \cdot 1{,}45kN/m^2$$
$$W_x = h_e \cdot 46{,}98kN/m + h_e \cdot 2{,}06kN/m$$

Vind på tværs last for en dækskive:

$$W_y = L \cdot h_e \cdot (c_1 + c_2) \cdot q_w + 2 \cdot B \cdot h_e \cdot c_t \cdot q_w$$
$$W_y = 71{,}2m \cdot h_e \cdot (0{,}7 + 0{,}3) \cdot 1{,}45kN/m^2 + 2 \cdot 32{,}4m \cdot h_e \cdot 0{,}01 \cdot 1{,}45kN/m^2$$
$$W_y = h_e \cdot 103{,}24kN/m + h_e \cdot 0{,}94kN/m$$

Øverst angives vindlasten og nederst angives den vandrette masselast.

P1 dæk:

1,5 m

$$W_{x,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (1{,}5m \cdot 46{,}98kN/m + 1{,}5m \cdot 2{,}06kN/m) \\ 350kN\end{matrix}\right\} = max\{350kN\}$$

$$W_{y,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (1{,}5m \cdot 103{,}24kN/m + 1{,}5m \cdot 0{,}94kN/m) \\ 350kN\end{matrix}\right\}$$

$$= max\{350kN\}$$

P2 dæk:
3,0 m

$$W_{x,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}0m \cdot 46{,}98kN/m + 3{,}0m \cdot 2{,}06kN/m) \\ 350kN\end{matrix}\right\} = max\{350kN\}$$

$$W_{y,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}0m \cdot 103{,}24kN/m + 3{,}0m \cdot 0{,}94kN/m) \\ 350kN\end{matrix}\right\}$$

$$= max\{469kN\}$$

P3 dæk:
3,2 m

$$W_{x,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}2m \cdot 46{,}98kN/m + 3{,}2m \cdot 2{,}06kN/m) \\ 379kN\end{matrix}\right\} = max\{379kN\}$$

$$W_{y,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}2m \cdot 103{,}24kN/m + 3{,}2m \cdot 0{,}94kN/m) \\ 379kN\end{matrix}\right\}$$

$$= max\{500kN\}$$

Stuens dæk:
3,5 m

$$W_{x,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}5m \cdot 46{,}98kN/m + 3{,}5m \cdot 2{,}06kN/m) \\ 385kN\end{matrix}\right\} = max\{385kN\}$$

$$W_{y,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}5m \cdot 103{,}24kN/m + 3{,}5m \cdot 0{,}94kN/m) \\ 385kN\end{matrix}\right\}$$

$$= max\{547kN\}$$

1. sals dæk:
3,6 m

$$W_{x,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}6m \cdot 46{,}98kN/m + 3{,}6m \cdot 2{,}06kN/m) \\ 349kN\end{matrix}\right\} = max\{349kN\}$$

$$W_{y,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}6m \cdot 103{,}24kN/m + 3{,}6m \cdot 0{,}94kN/m) \\ 349kN\end{matrix}\right\}$$

$$= max\{563kN\}$$

2. sals dæk:
3,6 m

$$W_{x,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}6m \cdot 46{,}98kN/m + 3{,}6m \cdot 2{,}06kN/m) \\ 349kN\end{matrix}\right\} = max\{349kN\}$$

$$W_{y,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (3{,}6m \cdot 103{,}24kN/m + 3{,}6m \cdot 0{,}94kN/m) \\ 349kN\end{matrix}\right\}$$

$$= max\{563kN\}$$

Tagdæk:
1,8 m

$$W_{x,.d} = max\left\{\begin{matrix}1{,}5 \cdot (1{,}8m \cdot 46{,}98kN/m + 1{,}8m \cdot 2{,}06kN/m) \\ 139kN\end{matrix}\right\} = max\{139kN\}$$

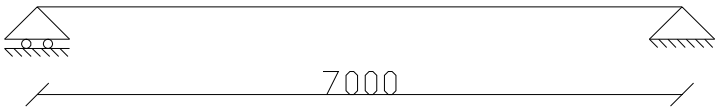
$$W_{y,.d} = max\begin{Bmatrix} 1{,}5 \cdot (1{,}8m \cdot 103{,}24kN/m + 1{,}8m \cdot 0{,}94kN/m) \\ 139kN \end{Bmatrix}$$
$$= max\{281kN\}$$

5.4 Appendiks 4 – KBE-bjælke

I dette afsnit dimensioneres KBE-bjælkerne.

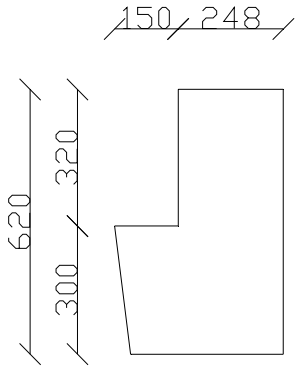
5.4.1 Statisk system

7200mm



5.4.2 Valg af dimension

KBE 620/300



Med en egenvægt på 4,62 kN/m

5.4.3 Opgørelse af laster

Herunder opgøres lasterne på KB-bjælken. Etagedækkene, som konsolbjælkerne skal understøtte, spænder 12 m, hvormed bjælken skal bære en samlet lastbredde på 6 m.
Jf. Appendiks 1 er lasterne som følger:

Egenlast: 45,00 kN/m.
Nyttelast: 18,00 kN/m.

5.4.4 Tværsnittets bæreevne

Ved undersøgelse af tværsnittets bæreevne skal følgende tre ting undersøges:

- Den regningsmæssige bæreevne, M_{ud}.
- Revnebæreevnen, M_{rev}.
- Balancebæreevnen, M_{bal}.

Ved undersøgelse af revnebæreevnen sikres, at der opnås en revnefri konstruktion. Til dette anvendes anvendelsesgrænsetilstanden.

$$q_k = 1{,}0 \cdot 45{,}00kN/m + 1{,}0 \cdot 18{,}0kN/m = 63{,}00kN/m$$

$$M_k = \frac{1}{8} \cdot 63{,}00kN/m \cdot (7{,}2m)^2 = 408{,}24kNm$$

Den regningsmæssige bæreevne:

$$q_{ud} = 1{,}0 \cdot 45{,}00kN/m + 1{,}3 \cdot 18{,}00kN/m = 68{,}40kN/m$$

$$M_{ud} = \frac{1}{8} \cdot 68{,}40kN/m \cdot (7{,}2m)^2 = 443{,}23kNm$$

Balancelasten bestemmes:

$$q_{bal} = (1{,}0 \cdot 45{,}00kN/m + 0{,}5 \cdot 18{,}00kN/m) \cdot 0{,}6 = 32{,}40kN/m$$

$$M_{bal} = \frac{1}{8} \cdot 32{,}04kN/m \cdot (7{,}2m)^2 = 207{,}62kNm$$

Bæreevnetabellerne er lavet ud fra normal sikkerhedsklasse. Men som følge af bygningens højde skal de regnes i høj sikkerhedsklasse. Som korrektion for dette, multipliceres de fundne værdier med 1,10.
Dermed skal følgende værdier til kontrol af den valgte dimension, og til valg af armering.

$$M_k = 449{,}07kNm$$
$$M_{ud} = 487{,}55kNm$$
$$M_{bal} = 228{,}38kNm$$

Overstående beregninger viser at den valgte dimension er tilstrækkelig.

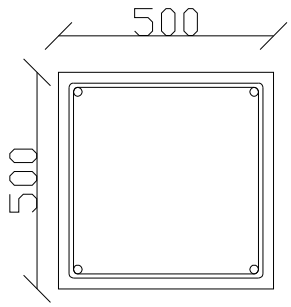
5.5 Appendiks 5 – Søjle i P1

Der ses på en søjle placeret i den nederste parkerings etage.

5.5.1 Statisk system

3000 mm – 720 mm = 2280mm
Lav en tegning af søjlen

5.5.2 Valg af dimension



Figur 19: Søjlens tværsnit.

Der vælges en dimension på 500 x 500mm, med 4Y28 som længdearmering og Y6 som bøjlearmering. Betonkvaliteten fastsættes til 45 MPa.

5.5.3 Opgørelse af laster

I 3.4.3 er lasterne hidrørende fra de to øverste etager opgjort.
Fra søjler og konsolbjælker på de tre øverste etager:

$$g_{søjle\ og\ bjælke} = 11{,}92kN \cdot 3 + 34{,}70kN \cdot 3 = 139{,}86kN$$

Derudover skal lasten fra søjler på P2 og P3 medregnes, samt konsolbjælkerne på disse.

$$g_{søjle,P2} = 1{,}0 \cdot 25kN/m^3 \cdot (0{,}5m)^2 \cdot 2{,}68m = 16{,}75kN$$
$$g_{søjle,P1} = 1{,}0 \cdot 25kN/m^3 \cdot (0{,}5m)^2 \cdot 2{,}28m = 14{,}25kN$$

Laster fra konsol bjælkerne:

$$g_{bjælke} = 1{,}0 \cdot 7{,}90kN/m \cdot 7{,}2m = 56{,}88kN$$

Dermed bliver samlede last fra søjlerne og konsolbjælkerne:

$$N = 139{,}86 + 16{,}75kN + 14{,}25kN + 3 \cdot 56{,}88kN = 341{,}50kN$$

På samme måde er lasterne allerede opgjort for de øverste etager for etagedækkene:

$$N = 1376{,}48kN$$

Egenlasten for etagedækket under stue etagen er opgjort til 7,50 kN/m^2, hvorimod den er opgjort til 6,80 kN/m^2 i parkeringskælderen. Som en simplificering vælges det, at regne med 7,50 kN/m^2 på alle etagerne.

Lasterne hidrørende fra etagedæk er:

Egenlast: 75,00 kN/m.

Nyttelast: 30,00 kN/m.

Med en lastbredde på 7,2 m giver det en lodret last på søjlen på:

$$N_{st.etage} = (1{,}0 \cdot 75kN/m + 1{,}3 \cdot 30{,}00kN/m) \cdot 7{,}2m = 820{,}80kN$$

Dermed kan den samlede last hidrørende fra etagedækkene bestemmes:

$$N = 3 \cdot 820{,}80kN + 1376{,}48kN = 3838{,}88kN$$

Som tidligere beskrevet anvendes KBE-bjælker på de øverste etage, imens der bruges KB-bjælker på nederste etager. Derfor er afstanden til angrebslinjen ikke den samme, for de to slags bjælker. For KBE-bjælkerne er den tidligere bestemt til 175 mm, mens den for KB-bjælkerne kan udregnes til 257 mm.

5.5.4 Tværsnittets bæreevne

Søjlen skal både undersøges mht. excentrisk last og central last.

5.5.4.1 Excentrisk last

Excentriciteterne bestemmes:

$$e_2 = e_a + e_b$$
$$e_a = 0{,}05 \cdot h = 0{,}05 \cdot 500mm = 25mm$$
$$e_b = l/500 = 2280mm/500 = 4{,}56mm$$

Da værdien er under 5,00 mm, sættes den til 5,00 mm.

$$e_2 = 20mm + 5mm = 25mm$$

For at bestemme om søjlen skal regnes excentrisk belastet, vurderes normalkraftens excentricitet i forhold til søjlen kærneradius. Dette gøres ud fra følgende udtryk:

$$e = \frac{M_{s0d}}{N_{sd}} > \frac{1}{30} \cdot h$$

Den samlede lodrette last:

$$N_{sd} = 3838{,}88kN + 341{,}50kN = 4180{,}38kN$$

Momentet hidrørende fra de excentriske laster:

$$M_{s0d} = 820{,}80kN \cdot 0{,}257m + 341{,}50kN \cdot 0{,}025mm = 219{,}48kNm$$

$$e = \frac{219{,}48kNm}{4180{,}38kN} = 52{,}50mm > \frac{1}{30} \cdot 500mm = 16{,}67mm$$

Dermed skal søjlen regnes excentrisk belastet, da kærneradien er mindre end excentriciteten.

Herefter undersøges det, om der forekommer søjlevirkningen, hvilket er tilfældet hvis nedenstående ulighed er sand. Hvis dette er tilfældet, skal det maksimale moment adderes med normalkraften multipliceret med et udbøjningsbidrag.

$$\lambda \cdot \sqrt{\frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}} > 20$$

Slankhedsforholdet bestemmes ved at finde forholdet mellem konstruktionsdelens fri søjlelængde og tværsnittets inertiradius. Da søjlen betragtes som en pendul søjlen, er den geometriske længde lig med den fri søjlelængde.

$$l_s = l = 2280mm$$

Dernæst bestemmes inertiradien:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{500mm}{\sqrt{12}} = 144{,}34mm$$

Dermed kan slankhedsforholdet beregnes:

$$\lambda = \frac{l_s}{i} = \frac{2280mm}{144{,}34mm} = 15{,}80$$

$$15{,}80 \cdot \sqrt{\frac{4180{,}38 \cdot 10^3 N}{500mm \cdot 500mm \cdot 29{,}70MPa}} > 20$$

$$11{,}86 > 20$$

Da uligheden ikke er sand, forekommer der ikke søjlevirkning. Derfor skal der ikke regnes med et yderligere bidrag til momentet. Det regningsmæssige moment er dermed:

$$M_{sd} = M_{s0d} = 219{,}48kNm$$

Spændingerne i betonen findes ud Naviers formel:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd}}{W} = \begin{cases} \sigma_{cd,max} \\ \sigma_{cd,min} \end{cases}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{4180{,}38 \cdot 10^3 N}{500mm \cdot 500mm} \pm \frac{219{,}48 \cdot 10^6 Nmm}{\frac{1}{6} \cdot 500mm \cdot (500mm)^2} = \begin{cases} 27{,}26MPa \\ 6{,}19MPa \end{cases}$$

Som det var tilfældet i afsnit 3.4, er der tryk over hele tværsnittet. Dermed skal følgende betingelser overholdes:

$$\sigma_{cd,min} \geq 0$$

$$\sigma_{cd,max} \leq 1{,}25 \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \frac{\sigma_{cd,min}}{f_{cd}}\right)$$

De to betingelser kontrolleres:

$$\sigma_{cd,min} = 0MPa \geq 0$$

$$\sigma_{cd,max} \leq 1{,}25 \cdot 29{,}70MPa \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \frac{6{,}19MPa}{29{,}70MPa}\right)$$

$$35{,}58MPa \leq 37{,}13MPa$$

Dermed er det eftervist at spændingerne overholder kravene, når en søjle med tryk over hele tværsnittet undersøges.

5.5.4.2 Central last

Følgende tre betingelser skal være overholdt:

$$N_{crd} \leq \begin{cases} \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho) \\ \sigma_{crd} \cdot A_c + f_{ycd} \cdot A_{sc} \\ 1{,}5 \cdot \sigma_{crd} \cdot A_c \end{cases}$$

Den kritiske betonspænding bestemmes ud fra følgende udtryk:

$$\sigma_{crd} = \frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0crd}} \cdot \lambda^2}$$

Betontrykstyrken er tidligere til blevet fastlagt til 29,70 MPa, og slankhedsforholdet er beregnet til 25,81.
Faktoren $f_{cd} / (\pi^2 * E_{0crd})$ og α kan jf. DS 411 sættes til hhv. $1,5 * 10^{-4}$ og 11 for beton med en trykstyrke på 45 MPa. Dermed kan den kritiske betonspænding bestemmes:

$$\sigma_{crd} = \frac{29{,}70MPa}{1 + 1{,}5 \cdot 10^{-4} \cdot 25{,}81^2} = 27{,}00MPa$$

Dernæst bestemmes armeringsforholdet. Længdearmerings areal er tidligere fastlagt til 804,25mm^2.

$$\rho = \frac{A_{sc}}{A_c} = \frac{2463{,}01mm^2}{500mm \cdot 500mm} = 0{,}0098$$

Hermed kan de tre betingelser kontrolleres:

$$N_{crd} \leq \begin{cases} 27{,}00MPa \cdot 500mm \cdot 500mm \cdot (1 + 11 \cdot 0{,}0098) \\ 27{,}00MPa \cdot 500mm \cdot 500mm + 439MPa \cdot 2463{,}01mm^2 \\ 1{,}5 \cdot 27{,}00MPa \cdot 500mm \cdot 500mm \end{cases}$$

$$N_{crd} \leq \begin{cases} 7478kN \\ \mathbf{7831kN} \\ 10125kN \end{cases}$$

Den mindste kritiske normalkraft sammenlignes med den samlede lodrette last, der er bestemt i et tidligere afsnit til 1504,42 kN.

$$N_{sd} \leq N_{crd}$$
$$4180{,}38kN \leq 7478kN$$

Dermed er det eftervist at søjlen kan optage de lodrette laster. Dernæst skal den valgte armering kontrolleres.
Jf. DS 411 er der en række krav til armeringen, der skal overholdes. Herunder skal følgende opfyldes mht. længdearmering:

$$A_{s,min} = 0{,}0075 \cdot A_{c,nød} \leq A_{sc}$$

Hvor det nødvendige betonareal udregnes ved følgende:

$$A_{c,nød} = \frac{N_{crd}}{\sigma_{crd}} = \frac{7478 \cdot 10^3 N}{27{,}26MPa} = 274321mm^2$$

Derefter kan minimumsarmeringen beregnes:

$$A_{s,min} = 0{,}0075 \cdot 274321 = 2057{,}41mm^2 \leq 2463{,}01mm^2$$

Dermed er det eftervist at den valgte længdearmering er tilstrækkelig.

For afstanden mellem bøjlerne gælder følgende krav, hvor den mindste værdi skal anvendes:

$$a \leq \begin{cases} 350mm \\ 15 \cdot ø = 15 \cdot 28mm = 420mm \end{cases}$$

Derfor kan bøjlearmeringen placeres med en afstand på 420 mm. Ydermere er der et krav om at bøjlearmering skal kunne holde til en karakteristisk flydekraft på 8 kN. Dette krav gælder såfremt længdearmeringen er større end 12 mm.

$$A_{bøjle,min} = \frac{8 \cdot 10^3 N}{550MPa} = 14{,}55mm^2$$

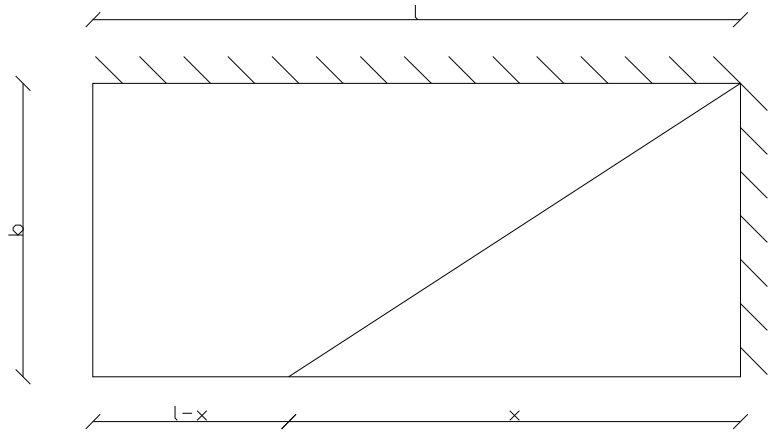
Ud fra arealet kan minimumsdiameteren bestemmes:

$$D \geq \sqrt{\frac{14{,}55mm^2 \cdot 4}{\pi}} = 4{,}3m$$

Dermed er den valgte bøjlearmering med en diameter på 6 mm tilstrækkelig.

5.6 Appendiks 6 – Broplade, 2 hosliggende understøtninger

I dette afsnit undersøges tilfældet for bropladen med to hosliggende understøtninger. Forudsætningerne er de samme, som tilfældet med tre understøtninger. Den regningsmæssig last er 12,65 kN/m^2.
Brudfiguren fremgår af understående figur:



Figur 20: Brudfigur, hvor pladedel I er til højde, og pladedel II er til venstre.

Det ydre arbejde bestemmes for pladedel I:

$$A_y = \left(\frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot p \cdot \frac{1}{3} \cdot x\right) \cdot \frac{\delta}{x}$$

$$A_y = \frac{1}{6} \cdot p \cdot \frac{\delta}{x}$$

Det indre arbejde bestemmes for pladedel I:

$$A_i = m_y \cdot b \cdot \frac{\delta}{x}$$

De to udtryk sættes lig med hinanden, og m_y isoleres.

$$m_{y,I} = \frac{1}{6} \cdot p \cdot x^2$$

Det ydre arbejde bestemmes for pladedel II:

$$A_y = \left(\frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot p \cdot \frac{1}{3} \cdot b + (l - x) \cdot b \cdot p \cdot \frac{1}{2} \cdot b\right) \cdot \frac{\delta}{b}$$

Det indre arbejde bestemmes for pladedel I:

$$A_i = m_y \cdot x \cdot \frac{\delta}{b}$$

Igen sættes de to udtryk lig med hinanden, og m_y isoleres.

$$m_{y,II} = \frac{1}{6} \cdot p \cdot b^2 + \frac{(l - x) \cdot b^2 \cdot p \cdot \frac{1}{2}}{x}$$

I de to udtryk for momentet indsættes de kendte størrelse:

$$m_{y,I} = \frac{1}{6} \cdot 12{,}65kN/m^2 \cdot x^2$$

$$m_{y,II} = \frac{1}{6} \cdot 12{,}65kN/m^2 \cdot (5m)^2 + \frac{(11m - x) \cdot (5m)^2 \cdot 12{,}65kN/m^2 \cdot \frac{1}{2}}{x}$$

De to udtryk sættes lig med hinanden, og x bestemmes til 7,16m. Hvorefter det løbende moment bestemmes:

$$m_{y,I} = \frac{1}{6} \cdot 12{,}65kN/m^2 \cdot (7{,}16m)^2 = 108{,}08kNm/m$$

Overstående moment vil medføre uhensigtsmæssige store dimensioner, hvorfor den vælges fra.

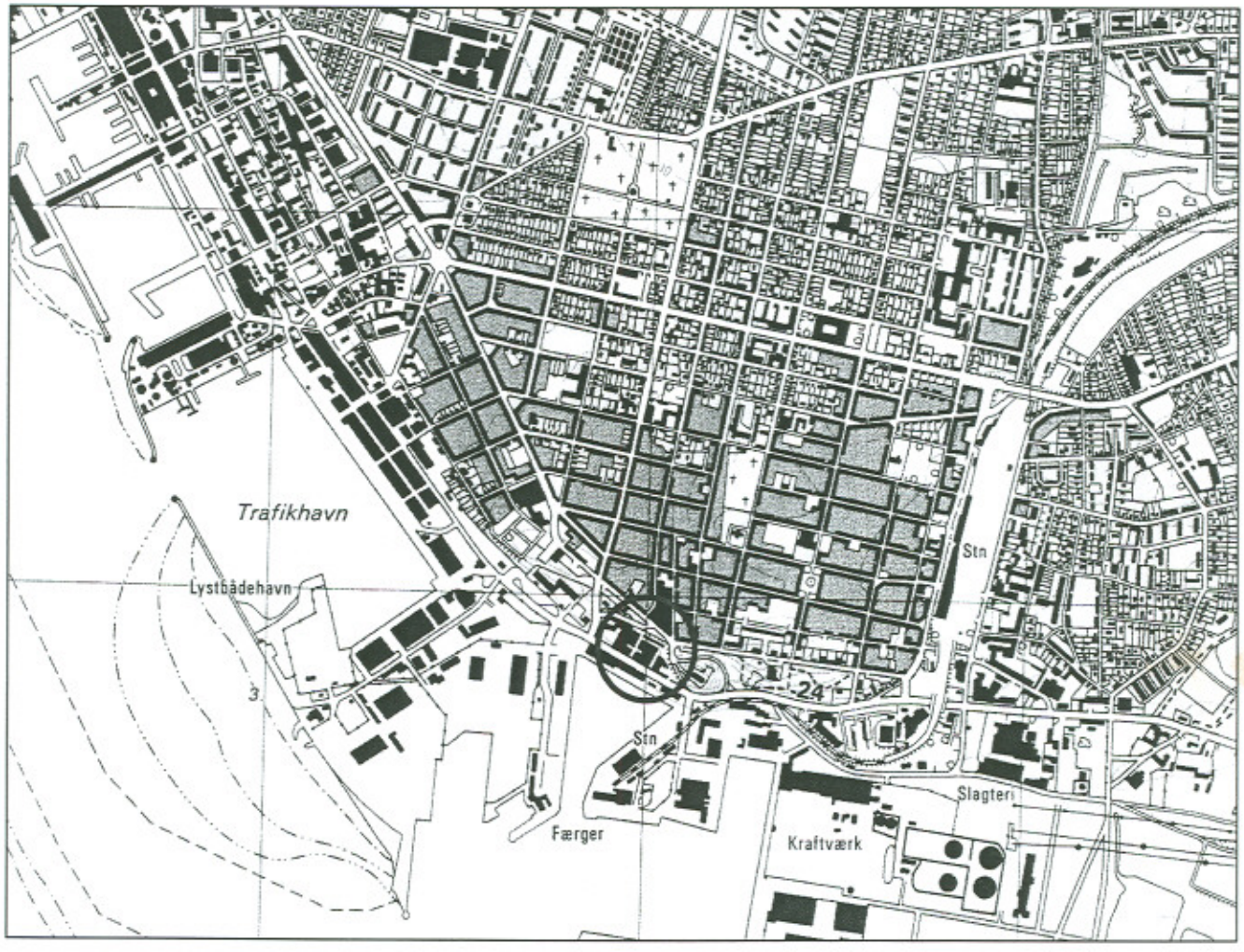
Bilag 1

I dette bilag er den geoteknisk rapport vedlagt.

JYSK GEOTEKNIK A/S
RÅDGIVENDE SPECIALFIRMA FOR BUNDUNDERSØGELSER & FUNDERING

City & Sea, 6700 Esbjerg

Jordbundsundersøgelse for opførelse af erhvervsbebyggelse i 6 etager, hvoraf de 3 nederste primært vil være parkeringsetager



Dato: 04-01-2008
Sag nr.: 07.3308.01

SALLINGSUNDVEJ 4 · 6715 ESBJERG N · TLF. 7514 3022 · FAX 7514 3023 · EMAIL: POST@JYSKGEOTEKNIK.DK · WWW.JYSKGEOTEKNIK.DK
BANK: 7637-2005751 · CVR-NR.: 2549 6825 · NIELS CHRISTENSEN · 7514 3026 · HANS HENRIK HANSEN · 7514 3028

City & Sea, 6700 Esbjerg.

Jordbundsundersøgelse for opførelse af erhvervsbebyggelse i 6 etager, hvoraf de 3 nederste primært vil være parkeringsetager

Rekvirent:

Frits Nielsen & Jørn Juul Christensen A/S
Att: Jørgen Linding Hansen
Østre Havnevej 4
6700 Esbjerg

Klient:

Frits Nielsen & Jørn Juul Christensen A/S
Att: Jørgen Linding Hansen
Østre Havnevej 4
6700 Esbjerg

Sagsingeniør:

Kit Opstrup Bærentsen

Kontrolleret og godkendt af:

Niels Christensen

Indholdsfortegnelse

Indholdsfortegnelse 03
Konklusion / resume' 04
Sag 05
Formål 05
Byggegrundens historie 05
Markarbejder 05
Laboratoriearbejder 05
Jordbundsforhold 05
Vandspejlsforhold 06
Funderingsforhold 06
- Funderingsklasse 06
- Fundering 06
- Materialeparametre 07
- Terrændæk 08
- Radon 08
- Sætninger 08

Udgravnings/-anlægsforhold 08
Supplerende undersøgelser 09
- Komprimeringskrav 09

Forureningsstatus 09

Bilag nr. 1 ..... Situationsplan
Bilag nr. 2 – 7 ..... Boreprofiler
Bilag nr. 8 ..... Signaturforklaring og definitioner
Appendiks nr. 1 ..... Vandindholdsbestemmelser
Appendiks nr. 2 ..... Principsnit af sandpude

Konklusion / resume'

Formålet med undersøgelsen er at belyse funderings- og grundvandsforholdene i forbindelse med opførelsen af erhvervsbebyggelse i 6 etager, hvoraf de 3 nederste primært vil være parkeringsetager.

Projektet kan gennemføres i normal funderingsklasse (men i høj sikkerhedsklasse – over 5 etager), jævnfør DS415 norm for fundering samt DS 409 og 410 norm for sikkerhed og last.

Miljøtekniske forhold er ikke forsøgt belyst ved nærværende undersøgelse.

Der er ved undersøgelsen konstateret øvre lag af ukontrollerede påfyldninger, hvilket forudsættes udsat i fuldt omfang. Der er ligeledes fundet en terrænforskel (efter afrømning) på 3,6 meter boringerne imellem, dette vil give en massiv sandpudefundering (eller fundamentnedføring med indvendig udskiftning af fyld under terrændækket på delarealer hvor sandpudeprofilet medfører/ - øger problematikken omkring grænseflader til eksisterende konstruktioner), jf. side 6.

Bemærk at der er en stejl skråning mod nord (Havnegade) der ved projektering af bebyggelsens placering og afgravningsniveau, herunder de midlertidige topografiske ændringer i forbindelse med udgravningsarbejdet, skal sikres under og efter anlægsarbejdet. For udførelsen af udgravninger mod Havnegade anses en spunsvæg påkrævet til sikringen af skråningen i anlægsfasen.
Tillige skal øvrige konstruktioner (som ledninger) sikres, det kan blive påkrævet at flytte eksisterende ledninger.

En midlertidig grundvandssænkning kan blive påkrævet i udgravningsfasen for såvel funderinger som ved ledningsarbejder, idet et frit vandspejl er konstateret i niveauet 2,2 / 3,3 meter under terræn, - svarende til kote: +2,1 / +3,1 m. DVR90.
Vandspejlet er nedbørs, årstids- og tidevandsafhængigt, - det vurderes at vandspejlet tillige ved ekstreme udsving i forbindelse med stormflod kan overstige kote +4 m. DVR90.

En eventuel vandsænkning/-dræning i forbindelse med udgravnings/-anlægsfasen anbefales, grundet områdets varierende jordbund, siltholdigt sand – partielt ler og moræneler, gennemført ved direkte lænsning kombineret med sugespidser, - hvor den direkte lænsning i praksis udført med afvandingsrender (grøfter) parallelt med byggefeltet til pumpesumpe med afløb, - medens sugespidserne, dels for funktionsduelighed – dels for sikring mod materialetransport, anbefales udført foret med filtersand.

Det anbefales, at afgravning af råjordsplenum i delområder med terrænnære siltholdige aflejringer, foretages med gravemaskine, bagskovl af rendegraver eller dozer – kørsel med gummihjulsmaskiner ("gummiged") i råjordsplenum kan/vil i nedbørsperioder, med konstaterede siltede aflejringer, resultere i bundbrud.

Ved udgravninger for udstøbning af fundamenter kan konstaterede sandaflejringer medføre nedfald i render, hvorfor en yderligere oprensning af renderne kan blive påkrævet inden støbning.

Det anbefales at funderinger støbes samme dag som udgravningen udføres. Og at der, såfremt der opstår uforudsete problemer der medfører, at fundamentstøbningen ikke kan udføres samme dag, som minimum etableres renselag på udgravningsdagen - med fundamentstøbning den efterfølgende dag.

Sag
City & Sea, 6700 Esbjerg.
Jordbundsundersøgelse for opførelse af erhvervsbebyggelse i 6 etager, hvoraf de 3 nederste primært vil være parkeringsetager.

Formål
Formålet med undersøgelsen er at belyse funderings- og grundvandsforholdene i forbindelse med opførelsen af ovenstående bebyggelse. Miljøtekniske forhold er **ikke** forsøgt belyst ved nærværende undersøgelse.

Byggegrundens historie
Byggefeltet har tidligere været anvendt i forbindelse med havnerelaterede formål.

Markarbejder
Der er den 28.-29.11.2007 udført 6 undersøgelsesboringer. Boringerne er udført til 7,2 a' 16,0 meter under terræn med prøveudtagning pr. halve meter (samt i mellemliggende afvigende jordlag).
Alle boringer er afsluttet i interglaciale marine aflejringer.

Boringernes placering fremgår af vedlagte situationsplan, - bilag nr. 1.
Koter er i DVR90.
Som udgangspunkt er eksisterende brønddæksel (D36F180) anvendt, fix 1 – kote: +4,184 m. DVR90.

I forbindelse med markarbejdets udførelse er der udført in'situforsøg i form af vingeforsøg (HVA), samt rammesonderinger (med Let rammesonde og SPT-rammesonde med keglespids) for bestemmelse af aflejringernes styrkeegenskaber.
Boringer er udbygget med et 25 mm PEL-pejlrør.

Laboratoriearbejder
Der er efterfølgende udført jordartsbeskrivelse på hjemtagne prøver, - ligesom der er udført vandindholds-bestemmelser på udvalgte prøver (jævnfør appendiks nr. 1).

Jordbundsforhold
Området er beliggende på Esbjerg Bakkeø, et morænelandskab dannet under næstsidste istid.

Boring B1, B2: Øverst er der konstateret et 1,2 a' 2,4 meter tykt fyldlag, bestående af sand og grus, partielt humusholdigt, og i B2 med teglrester. Herunder er der til endt boredybde (7,2 a' 12,0 m.u.t.) truffet marint afsat sand med et varierende silt- og lerindhold.

Boring B3, B4: Øverst er der konstateret et 0,3 meter tykt muldlag (B3), og 0,6 meter tykt fyldlag (B4), bestående af sand og ler, partielt humusholdigt. Herunder er der til endt boredybde (12,0 m.u.t.) truffet sand med et varierende silt- og lerindhold, de øvre sandlag formodes smeltevandsafsat.

Boring B5: Øverst er der konstateret et 1,8 meter tykt fyldlag, bestående af sandet og gruset ler. Herunder er der til niveauet 4,2 m.u.t. fundet moræneler. Nederst til endt boredybde (7,2 m.u.t.) er der truffet sand, øverst morænesand, herunder smeltevandsafsat sand og nederst marint afsat sand.

Jordbundsforhold *(fortsat)*

Boring B6: Øverst er der konstateret et 2,4 meter tykt fyldlag, bestående af muld, ler og sand. Herunder er der til niveauet 3,0 m.u.t. fundet siltet og stærkt leret sand. I niveauet 3,0 – 4,8 m.u.t. er der truffet siltet og sandet ler. I niveauet 4,8 – ca. 11,25 er der konstateret moræneler/ler. Nederst til endt boredybde (16 m.u.t.) er der truffet stærkt siltet og stærkt leret sand.

For en detaljeret beskrivelse af påtrufne jordarter, henvises der til de optegnede boreprofiler, - bilagene 2 – 7.

Vandspejlsforhold
Der er ved efterfølgende pejling, den 20. december 2007, konstateret et frit vandspejl i følgende niveauer:

Boring nr.:	Terrænkote meter DVR90	Den 20.12.2007	
		Vandspejlsniveau m. under terræn	Vandspejlskote meter DVR90
B1	+4,3	2,2	+2,1
B2	+5,2	2,5	+2,7
B3	+6,4	3,3	+3,1
B4	+4,4	2,2	+2,2
B5	+5,2	2,4	+2,8
B6	+6,2	3,1	+3,1

Vandspejlet er nedbørs, årstids- og tidevandsafhængigt, - det vurderes at vandspejlet tillige ved ekstreme udsving i forbindelse med stormflod kan overstige kote +4 m. DVR90.
For sikring af bebyggelser i havneområdet mod indtrængende vand i forbindelse med stormflod bør (skal) overside terrændæk projekteres ≥ kote: 4,4 m. DVR90.

Funderingsforhold
Funderingsklasse:
Projektet kan gennemføres i normal funderingsklasse (men i høj sikkerhedsklasse – over 5 etager), jævnfør DS415 norm for fundering samt DS 409 og 410 norm for sikkerhed og last.

Fundering
Der er ved undersøgelsen konstateret øvre lag af ukontrollerede påfyldninger, hvilket forudsættes udsat i fuldt omfang. Der er ligeledes fundet en terrænforskel (efter afrømning) på 3,6 meter boringerne imellem, dette vil give en massiv sandpudefundering*[1] (eller fundamentnedføring med indvendig udskiftning af fyld under terrændækket på delarealer hvor sandpudeprofilet medfører/ - øger problematikken omkring grænseflader*[2] til eksisterende konstruktioner).

*[1] NOTE: Sandpudefundering - Udsætning af øvre fyldaflejringer med en efterfølgende kontrolleret indbygning af velegnet sandfyld, - jævnfør afsnittet supplerende undersøgelser og appendiks nr. 2 (principsnit af sandpude). Afgravet sandfyld kan betinget genindbygges.
*[2] NOTE: **Bemærk** at der er en stejl skråning mod nord (Havnegade) der ved projektering af bebyggelsens placering og afgravningsniveau, herunder de midlertidige topografiske ændringer i forbindelse med udgravningsarbejdet, skal sikres under og efter anlægsarbejdet. For udførelsen af udgravninger mod Havnegade anses en spunsvæg påkrævet til sikringen af skråningen i anlægsfasen.
Tillige skal øvrige konstruktioner (som ledninger) sikres, det kan blive påkrævet at flytte eksisterende ledninger.

Funderingsforhold *(fortsat)*

Højeste niveau for direkte fundering/- eller sandpudefundering, - med bæreevneparametre som beskrevet under afsnittet materialeparametre:

Boring nr.:	Terrænkote	Højeste niveau for direkte fundering eller sandpudefundering (**OSBL**)		Højeste afrømningsniveau for terrændæk (**AFRN**)	
	m. DVR90	m.u.t.	m. DVR90	m.u.t.	m. DVR90
B1	+4,3	1,2	+3,1	1,2	+3,1
B2	+5,2	2,4	+2,8	2,4	+2,8
B3	+6,4	0,3	+6,1	0,3	+6,1
B4	+4,4	0,6	+3,8	0,6	+3,8
B5	+5,2	1,8	+3,4	1,8	+3,4
B6	+6,2	2,3	+3,9	2,3	+3,9

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 uopvarmede bygninger, - ligesom forhold/- grænseflader til eksisterende konstruktioner skal overholdes (jævnfør Norm for fundering DS 415 (4.1), afsnit 6.2.4 samt anneks A).
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. 181, side 69.

Eksisterende konstruktioner bebyggelser, vej, ledninger etc. skal under udgravningsarbejder tilgodeses/sikres.
Det kan, afhængigt af den planlagte bebyggelses endelige placering/omfang, blive påkrævet med en flytning af eksisterende ledninger, - herunder konstateret el/- transformatorbebyggelse (ved boring B6).

Materialeparametre:

SANDPUDE bestående af bundsikringssand indbygget og velkomprimeret som beskrevet under afsnittet supplerende undersøgelser samt vedlagte principsnit af sandpude.

$\gamma/\gamma' \approx 18$ kN/m^3 , over vandspejl.

$\gamma/\gamma' \approx 20$ / **10** kN/m^3 , under vandspejl.

$\varphi_{pl,k} \geq 36$ °

SAND, siltet – stærkt siltet, Sg./lg.

$\gamma/\gamma' \approx 18$ kN/m^3 , over vandspejl.

$\gamma/\gamma' \approx 20$ / **10** kN/m^3 , under vandspejl.

$\varphi_{pl,k} \geq 33$ °, ved højeste niveau for direkte fundering.

LER, lg.

$C_{u,k}$ ($C_{v,k}$) ≥ 100 kN/m^2

MORÆNELER, Gc.

$C_{u,k}$ ($C_{v,k}$) ≥ 90 kN/m^2

Fundamentberegninger udføres i henhold til ***Norm for fundering, DS 415.***

Terrændæk
For sikring af bebyggelser i havneområdet mod indtrængende vand i forbindelse med stormflod bør (skal) overside terrændæk projekteres ≥ kote: 4,4 m. DVR90.
Muld og fyld afrømmes 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 et 150 mm tykt vasket lag ral eller singels med en mindste kornstørrelse på 4 mm, - jævnfør SBI-anvisning 178 (1993), side 75. – Eller isoleringsmateriale godkendt som kapillarbrydende lag.

Radon
Bebyggelsen skal, såfremt der ikke udføres detailundersøgelse der afkræfter risikoen for radon, sikres mod opsivning af den radioaktive luftart radon, - jævnfør Bygningsreglementet 11.4.2 Radon.

Sætninger
For korrekt dimensioneret og veludførte fundamenter (og sandopfyldninger) skønnes der ikke at ville opstå sætninger/- differenssætninger af skadevoldende størrelse.

Udgravnings/-anlægsforhold
Forpligtelsen til at undgå skader som følge af byggearbejdet er formuleret i Byggelovens §12, til hvilken der henvises. Forhold/- grænseflader til eksisterende konstruktioner skal overholdes (jævnfør Norm for fundering DS 415 (4.1), afsnit 6.2.4 , anneks A samt SBI-anvisning nr. 181, side 114 - 119).
På delarealet mod nord (Havnegade) anses det at en spunsbæg til sikring af skråningen kan/- vil blive påkrævet.
(- Se også afsnittet funderingsforhold, - side 06 – 07).

En midlertidig grundvandssænkning kan blive påkrævet i udgravningsfasen for såvel funderinger som ved ledningsarbejder, idet et frit vandspejl er konstateret i niveauet 2,2 / 3,3 meter under terræn, - svarende til kote: +2,1 / +3,1 m. DVR90.
Vandspejlet er nedbørs, årstids- og tidevandsafhængigt, - det vurderes at vandspejlet tillige ved ekstreme udsving i forbindelse med stormflod kan overstige kote +4 m. DVR90.

En eventuel vandsænkning/-dræning i forbindelse med udgravnings/-anlægsfasen anbefales, grundet områdets varierende jordbund, siltholdigt sand – partielt ler og moræneler, gennemført ved direkte lænsning kombineret med sugespidser, - hvor den direkte lænsning i praksis udført med afvandingsrender (grøfter) parallelt med byggefeltet til pumpesumpe med afløb, - medens sugespidserne, dels for funktionsduelighed – dels for sikring mod materialetransport, anbefales udført foret med filtersand.

Terrænet skal som minimum 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. 181 – side 90-91). Såfremt dette ikke kan opnås ved topografiske ændringer af byggefeltet mod højere beliggende terræn, bør der etableres afskærende dræn (jævnfør SBI-anvisning 178 – bygningers fugtisolering, side 51 – figur 36).

Det anbefales, at afgravning af råjordsplenum i delområder med terrænnære siltholdige aflejringer, foretages med gravemaskine, bagskovl af rendegraver eller dozer – kørsel med gummihjulsmaskiner ("gummiged") i råjordsplenum kan/vil i nedbørsperioder, med konstaterede siltede aflejringer, resultere i bundbrud.

Udgravnings/-anlægsforhold *(fortsat)*

Ved udgravninger for udstøbning af fundamenter kan konstaterede sandaflejringer medføre nedfald i render, hvorfor en yderligere oprensning af renderne kan blive påkrævet inden støbning.

Det anbefales at funderinger støbes samme dag som udgravningen udføres. Og at der, såfremt der opstår uforudsete problemer der medfører, at fundamentstøbningen ikke kan udføres samme dag, som minimum etableres renselag på udgravningsdagen - med fundamentstøbning den efterfølgende dag.

Der henvises i øvrigt til afsnittet funderingsforhold.

Supplerende undersøgelser

Miljøtekniske forhold er **ikke** forsøgt belyst ved nærværende undersøgelse.

- Ukontrolleret fyld der bortkøres/- deponeres udenfor matriklen skal som udgangspunkt håndteres som klasse 2 jord (lettere forurenet jord). – Eventuelt kulturaffald kan ved soldning bortskaffes separat, – gennemfald på 50 mm sigte vil kunne deponeres som klasse 1 jord ("ren jord") – forudsat dokumentation for indhold af kulbrinter, PAH'er og tungmetaller er under afskærende jordkriterier.

Det anbefales i forbindelse med udgravningsarbejder, at udføre en udgravningskontrol til sikring af, at der overalt er udgravet til bæredygtige intakte aflejringer.

Sand- og grusmateriale anvendt til eventuelle sandpudefunderinger bør være bundsikringsgrus/-sand med et uensformighedstal $U_{60/10} > 2{,}5$.

Stabilgrus under gulve og omkringliggende kørselsarealer bør som minimum opfylde betingelserne for en stabilgrus kvalitet 2 som bør udbygges med et tillægskrav om at samtlige fraktioner skal indeholde knust eller delvist knuste partikler.

- I den del af materialet, der er større end 4 mm, skal mindst 30 % af kornene have en eller flere brudflader.

Grus/-sandopfyldninger opbygges i lag a' 20 – 30 centimeter og sikres komprimeret til en komprimeringsgrad som beskrevet nedenstående tabel.

Komprimeringskrav for Stabilt grus (SG) og Bundsikring (BS):

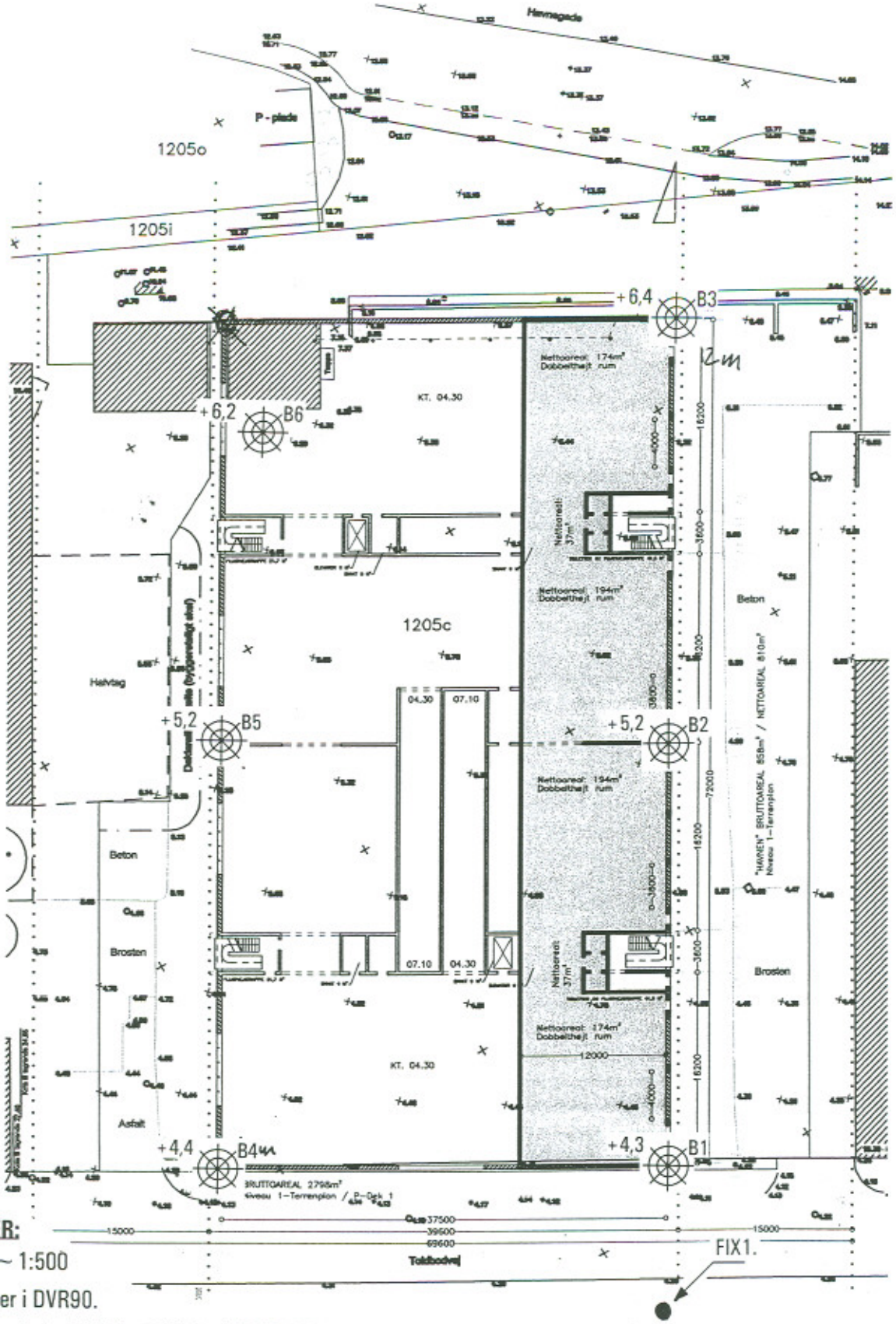
Indhold af partikler over 16 mm %	Kontrolregel ved Gennemsnit/mindsteværdi				Kontrol ved statistisk bedømmelse	
	St. proctor*		Vibration		St. Proctor*	Vibration
	Gnm. %	Min. %	Gnm. %	Min. %	K %	K %
BL < 10	> 100	97	> 95	92	97	92
BL ≥ 10			> 95	92		92
SG			> 95	92		92

*Uden korrektion for indhold af partikler over 16 mm.

- Standard Proctor bør (må) kun anvendes ved genindbygget råjord med et indhold mindre end 10% af partikler over 16 mm.
- Som reference ved tilført sand/- og grus bør (skal) der anvendes vibrationsindstampning.

Markdensitet kun isotopsonde.

CITY & SEA - ESBJERG



NOTER:

Mål: ~ 1:500

Koter er i DVR90.

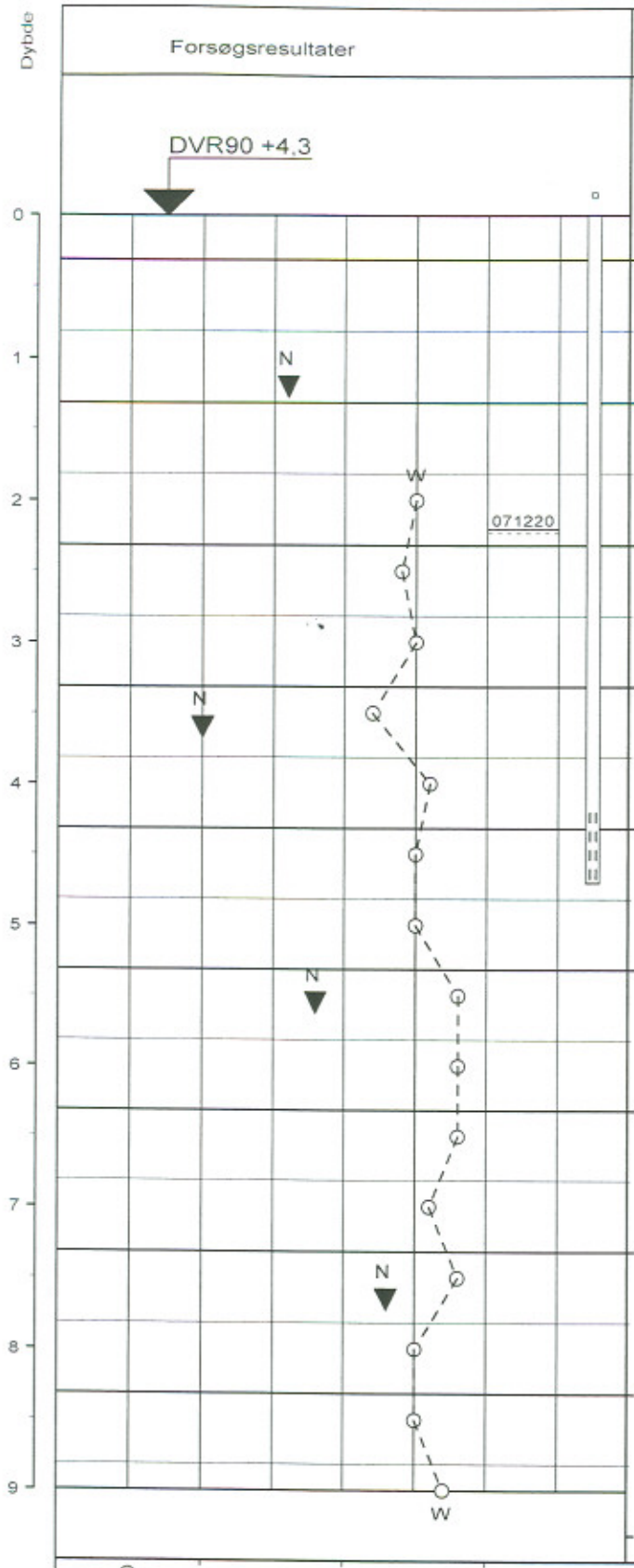
Udgangskote: FIX1, brønddæksel (D36F180), - kote +4,184 m. DVR90.

Boringerne er afsat som anvist på plan.

SIGNATURER:

Geoteknisk boring: Terrænkote, Boring nr.

Sag: 07.3308.01. City & Sea, 6700 Esbjerg.				
Boring: B1 - B6		Boret af: TP / HN	Dato: 28. - 29.11.2007	
Udarb. af: KB	Kontrol: HH	Godkendt: NC	Dato: 21.12.2007	Bilag: 1 Side: 1/1.
JYSK GEOTEKNIK A/S		Sallingsundvej 4 6715 Esbjerg N.	Tlf.: 75143022 Fax: 75143023	SITUATIONSPLAN



Nr.	Jordart Karakterisering	Afleiring	Alder
	FYLD: SAND: GRUS, iflg. boreformand		
1	FYLD: SAND, fint, sorteret, st. siltet, let gruset, grågult, sv. khl.	Fy	Re
2	FYLD: SAND, fint, sorteret, st. siltet, enkelte grus, grågult, sv. khl.	Fy	Re
3	SAND, st. siltet, rødgult, kfr.	Ma	Ig
4	SAND, st. siltet, st. leret, rødgult, kfr.	Ma	Ig
5	SAND, st. siltet, sv. leret - leret, rødgult, kfr.	Ma	Ig
6	SAND - " -	Ma	Ig
7	SAND, st. siltet, st. leret, rødgult, kfr.	Ma	Ig
8	SAND - " -	Ma	Ig
9	SAND - " -	Ma	Ig
10	SAND - " -	Ma	Ig
11	SAND - " -	Ma	Ig
12	SAND - " -	Ma	Ig
13	SAND - " -	Ma	Ig
14	SAND - " -	Ma	Ig
15	SAND - " -	Ma	Ig
16	SAND - " -	Ma	Ig
17	SAND, st. siltet, st. leret, m. grät, kfr.	Ma	Ig
18	SAND - " -	Ma	Ig

Fortsættes

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

Strækning : Boret af : JGA/S HN Dato : 20071129 DGU-nr.: Boring : B1

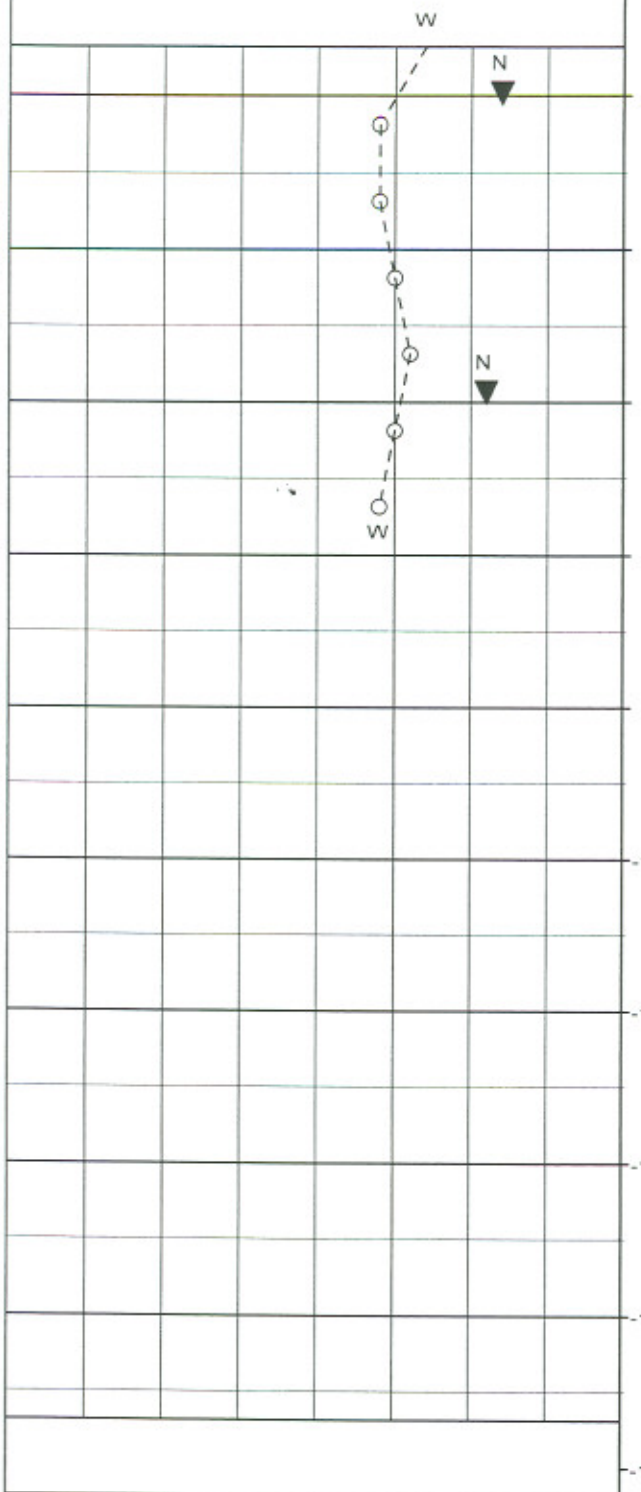
Udarb. af : JFC/KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 2 S. 1 / 2

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

Blitegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15.07.00

Dybde	Forsøgsresultater	Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Alder
						Fortsat	
9							
		-5			19	SAND, st. siltet, st. leret, m. gråt, kfr.	Ma Ig
10					20	SAND - " -	Ma Ig
		-6			21	SAND - " -	Ma Ig
11					22	SAND - " -	Ma Ig
		-7			23	SAND - " -	Ma Ig
12					24	SAND - " -	Ma Ig
		-8					
13							
		-9					
14							
		-10					
15							
		-11					
16							
		-12					
17							
		-13					
18							
		-14					



○ 10 20 30 W (%)

▼ 10 20 30 N (Slag/30 cm)

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

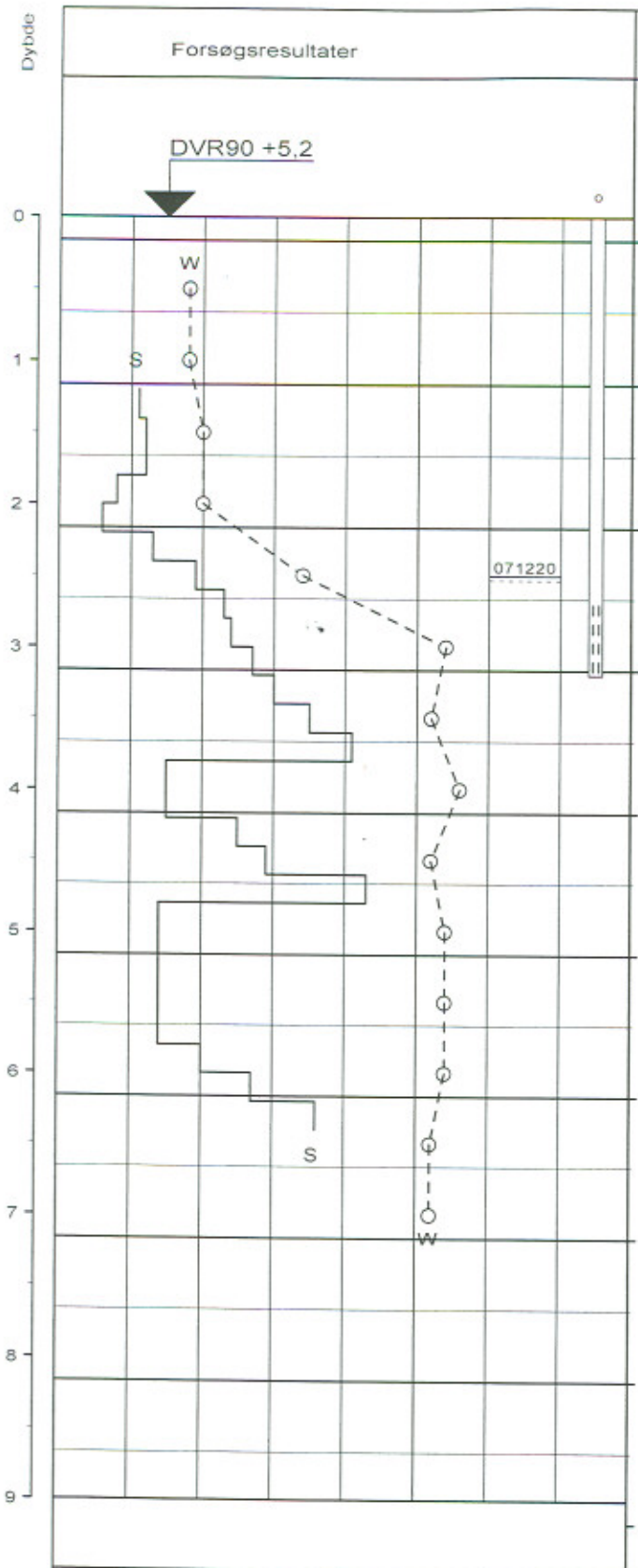
Strækning : Boret af : JGA/S HN Dato : 20071129 DGU-nr.: Boring : B1

Udarb. af : JFC/KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 2 s. 2 / 2

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

BRegister - PSTGdDK 2.0 - 02/01/2008 15:07:00



Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
				FYLD: GRUS, stabilgrus, iflg. boreformand		
			1	FYLD: SAND, usorteret, let leret, enkelte grus, sv. humusholdigt, teglrester, gråbrunt, khl.	Fy	Re
			2	FYLD: SAND - " -	Fy	Re
			3	FYLD: SAND - " -	Fy	Re
			4	FYLD: SAND - " -	Fy	Re
			5	SAND, st. siltet, gulbrunt, kfr.	Ma	Ig
			6	SAND, st. siltet, let leret, gulbrunt, kfr.	Ma	Ig
			7	SAND - " -	Ma	Ig
			8	SAND - " -	Ma	Ig
			9	SAND - " -	Ma	Ig
			10	SAND - " -	Ma	Ig
			11	SAND - " -	Ma	Ig
			12	SAND - " -	Ma	Ig
			13	SAND, st. siltet, leret, gulbrunt, kfr.	Ma	Ig
			14	SAND - " -	Ma	Ig

Kote (m): 5, 4, 3, 2, 1, 0, -1, -2, -3, -4

○ 10 20 30 W (%)
20 40 60 S (Slag/20 cm)

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

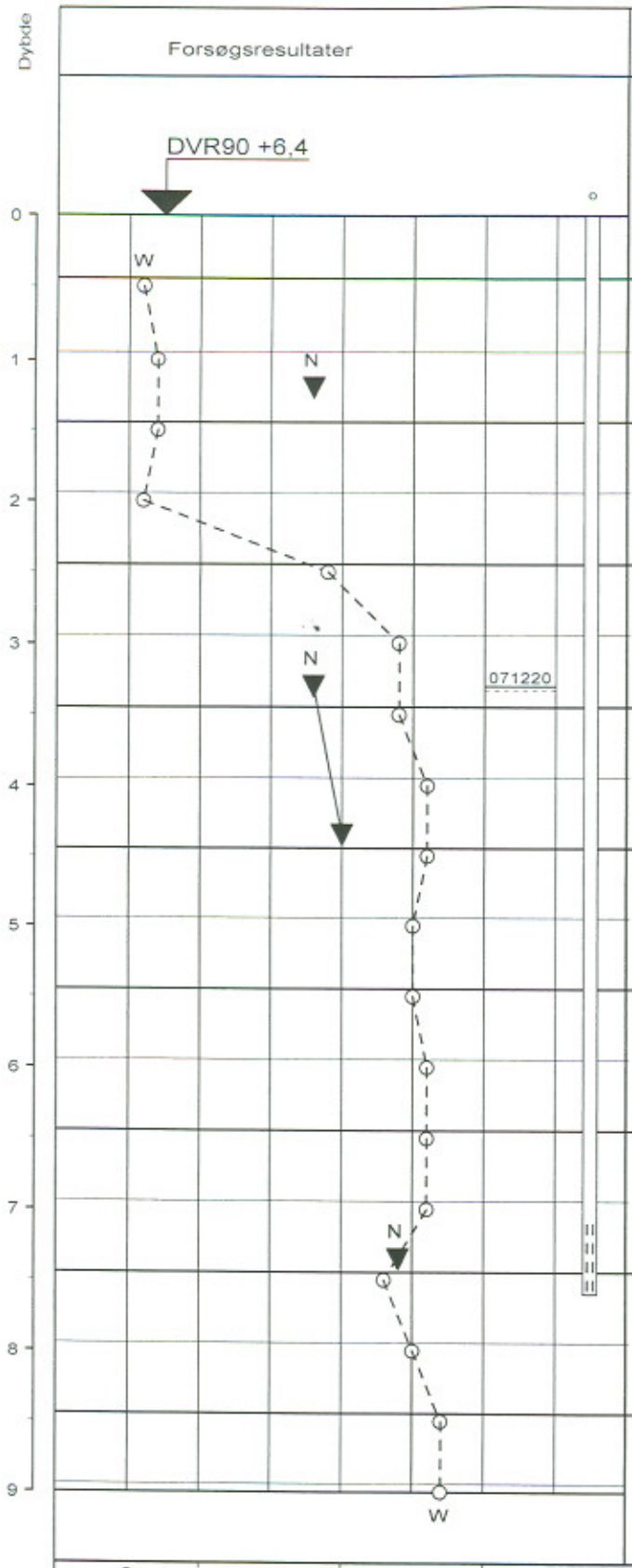
Strækning : Boret af : JGA/S TP Dato : 20071128 DGU-nr.: Boring : B2

Udarb. af : JGA/S Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 3 S. 1 / 1

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

BRegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15:13:30



Kote (m)	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
		MULD: GRUS, iflg. boreformand		
6	1	SAND, mellem, sorteret, gult, kfr.	Sm	Sg
	2	SAND - " -	Sm	Sg
5	3	SAND, mellem, sorteret, gulgråt, kfr.	Sm	Sg
	4	SAND - " -	Sm	Sg
4	5	SAND - " -	Sm	Sg
	6	SAND - " -	Sm	Sg
3	7	SAND, fint, siltet, let leret, rødgult, kfr.	Ma	Ig
	8	SAND - " -	Ma	Ig
2	9	SAND - " -	Ma	Ig
	10	SAND - " -	Ma	Ig
1	11	SAND - " -	Ma	Ig
	12	SAND - " -	Ma	Ig
0	13	SAND - " -	Ma	Ig
	14	SAND - " -	Ma	Ig
-1	15	SAND - " -	Ma	Ig
	16	SAND - " -	Ma	Ig
-2	17	SAND, fint, siltet, st. leret, rødgult, kfr.	Ma	Ig
	18	SAND, fint, siltet, st. leret, m. gråt, kfr.	Ma	Ig

Fortsættes

○ 10 20 30 W (%)

▼ 10 20 30 N (Slag/30 cm)

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

Strækning : Boret af : JGA/S HN Dato : 20071129 DGU-nr.: Boring : B3

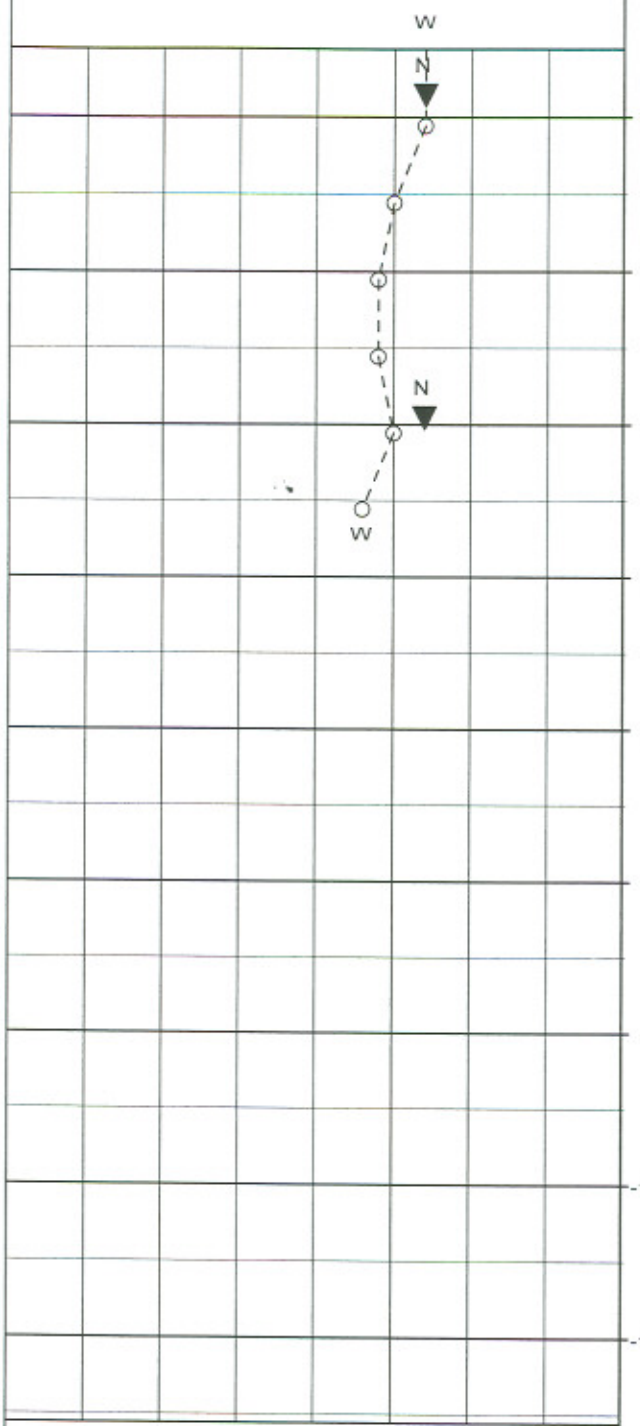
Udarb. af : JFC/KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 4 S. 1 / 2

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

BRegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15:18:51

Dybde	Forsøgsresultater	Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Afleiring	Alder
						Fortsat		
9								
		-3			19	SAND, fint, siltet, st. leret, m. gråt, kfr.	Ma	Ig
10					20	SAND - " -	Ma	Ig
		-4			21	SAND - " -	Ma	Ig
11					22	SAND - " -	Ma	Ig
		-5			23	SAND - " -	Ma	Ig
12					24	SAND - " -	Ma	Ig
		-6						
13								
		-7						
14								
		-8						
15								
		-9						
16								
		-10						
17								
		-11						
18								



○ 10 20 30 W (%)

▼ 10 20 30 N (Slag/30 cm)

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

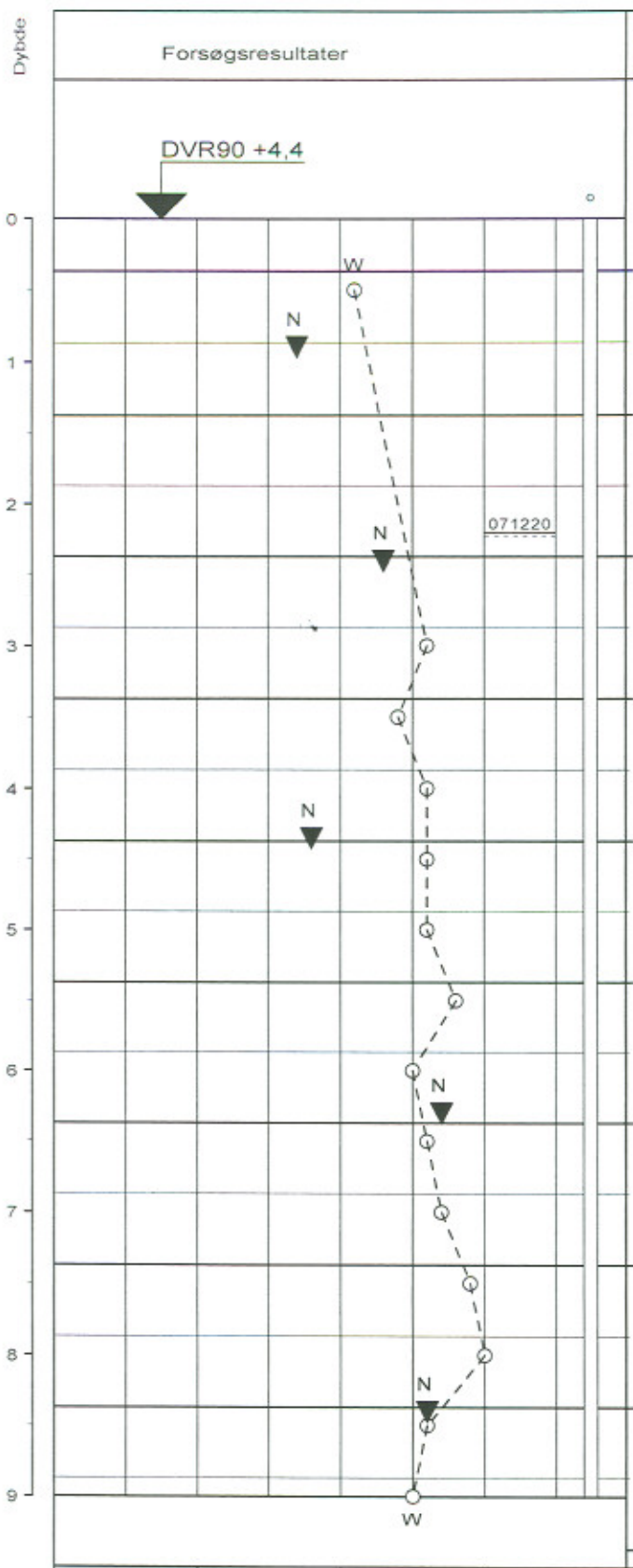
Strækning : Boret af : JGA/S HN Dato : 20071129 DGU-nr.: Boring : B3

Udarb. af : JFC/KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 4 S. 2 / 2

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

BRegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15:18:51



Nr.	Jordart Karakterisering	Allejring	Alder
	FYLD, tegl mm, iflg. boreformand		
	FYLD: SAND, mellem, iflg. boreformand		
1	FYLD: LER, st. sandet, humusholdigt, m. brunt, kfr.	Fy	Re
2	SAND, fint, sorteret, let siltet, grågult, kfr.	Sm/ Ma	Sg/ Ig
3	SAND - " -	Sm/ Ma	Sg/ Ig
4	SAND - " -	Sm/ Ma	Sg/ Ig
5	SAND, fint, sorteret, let siltet, rødgult, kfr.	Sm/ Ma	Sg/ Ig
6	SAND, fint, siltet, let leret, rødbrunt, kfr.	Ma	Ig
7	SAND - " -	Ma	Ig
8	SAND, fint, siltet, leret, rødbrunt, kfr.	Ma	Ig
9	SAND - " -	Ma	Ig
10	SAND, fint, siltet, st. leret, rødbrunt, kfr.	Ma	Ig
11	SAND - " -	Ma	Ig
12	SAND, fint, siltet, leret, rødbrunt, kfr.	Ma	Ig
13	SAND - " -	Ma	Ig
14	SAND, fint, st. siltet, leret, rødbrunt, kfr.	Ma	Ig
15	SAND - " -	Ma	Ig
16	SAND - " -	Ma	Ig
17	SAND - " -	Ma	Ig
18	SAND - " -	Ma	Ig

Fortsættes

○ 10 20 30 W (%)

▼ 10 20 30 N (Slag/30 cm)

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

Strækning : Boret af : JGA/S HN Dato : 20071128 DGU-nr.: Boring : B4

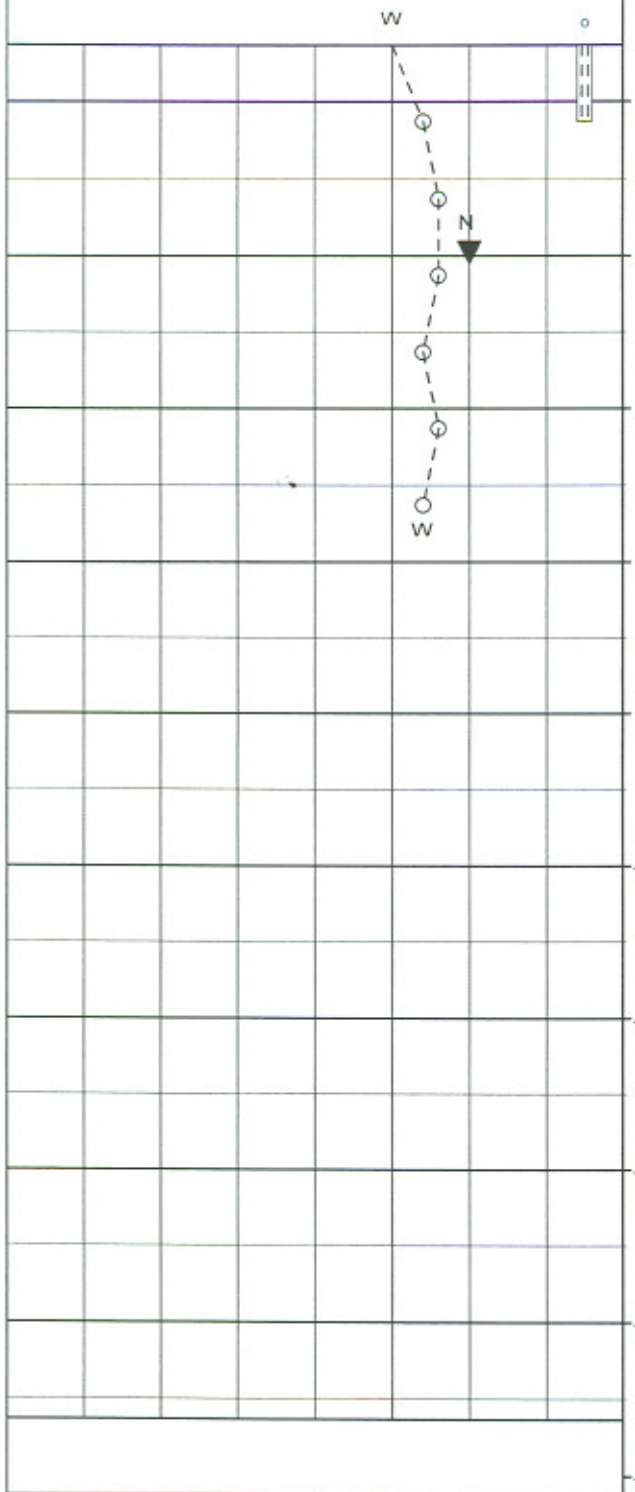
Udarb. af : JFC/KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 5 S. 1 / 2

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

BRegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15:22:44

Dybde	Forsøgsresultater	Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
						Fortsat		
9								
		-5			19	SAND, fint, st. siltet, st. leret, rødbrunt, kfr.	Ma	Ig
10					20	SAND - " -	Ma	Ig
		-6			21	LER, siltet, sandet, grågult, kfr.	Ma	Ig
11					22	SAND, fint, sorteret, st. siltet, st. leret, gråbrunt, kfr.	Ma	Ig
		-7			23	SAND - " -	Ma	Ig
12					24	SAND - " -	Ma	Ig
		-8						
13								
		-9						
14								
		-10						
15								
		-11						
16								
		-12						
17								
		-13						
18								
		-14						



○ 10 20 30 W (%)

▼ 10 20 30 N (Slag/30 cm)

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

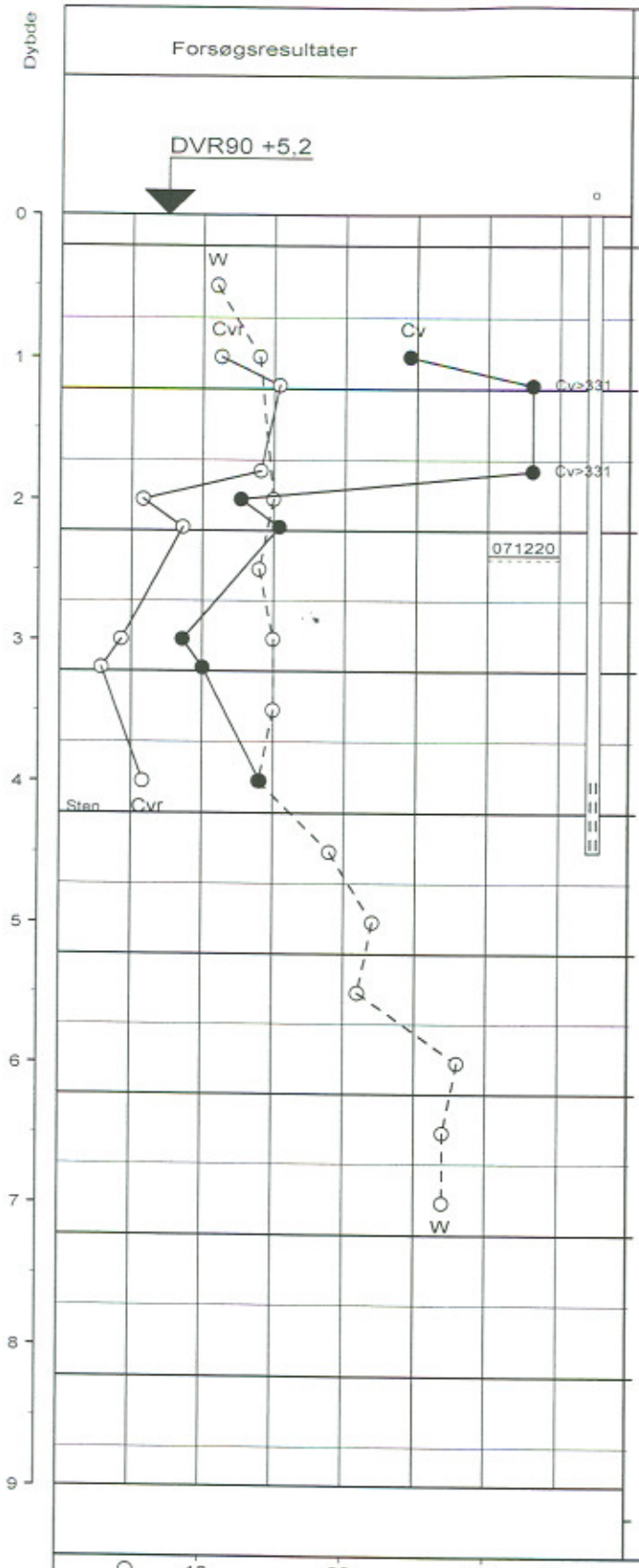
Strækning : Boret af : JGA/S HN Dato : 20071128 DGU-nr.: Boring : B4

Udarb. af : JFC/KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 5 s. 2 / 2

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

BRegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15:22:44



Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
				FYLD: LER, sandet, stenet, brunt, iflg. boreformand		
			1	FYLD: LER, sandet, enkelte grus, gråbrunt, kfr.	Fy	Re
			2	FYLD: LER - " -	Fy	Re
			3	FYLD: LER, sandet, enkelte grus, rødbrunt, kfr.	Fy	Re
			4	MORÆNELER, sv. sandet - sandet, enkelte grus, m. gråt, khl.	Gl	Gc
			5	MORÆNELER - " -	Gl	Gc
			6	MORÆNELER - " -	Gl	Gc
			7	MORÆNELER - " -	Gl	Gc
			8	MORÆNELER - " -	Gl	Gc
			9	MORÆNESAND: SAND, mellem, ringe sorteret, let leret, enkelte grus, m. rødbrunt, kfr.	Gl	Gc
			10	SAND, mellem, sorteret, gulbrunt, kfr.	Sm	Gc
			11	SAND, mellem, sorteret, gult, kfr.	Sm	Gc
			12	SAND, st. siltet, leret, rødgult, kfr.	Ma	Ig
			13	SAND - " -	Ma	Ig
			14	SAND - " -	Ma	Ig

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

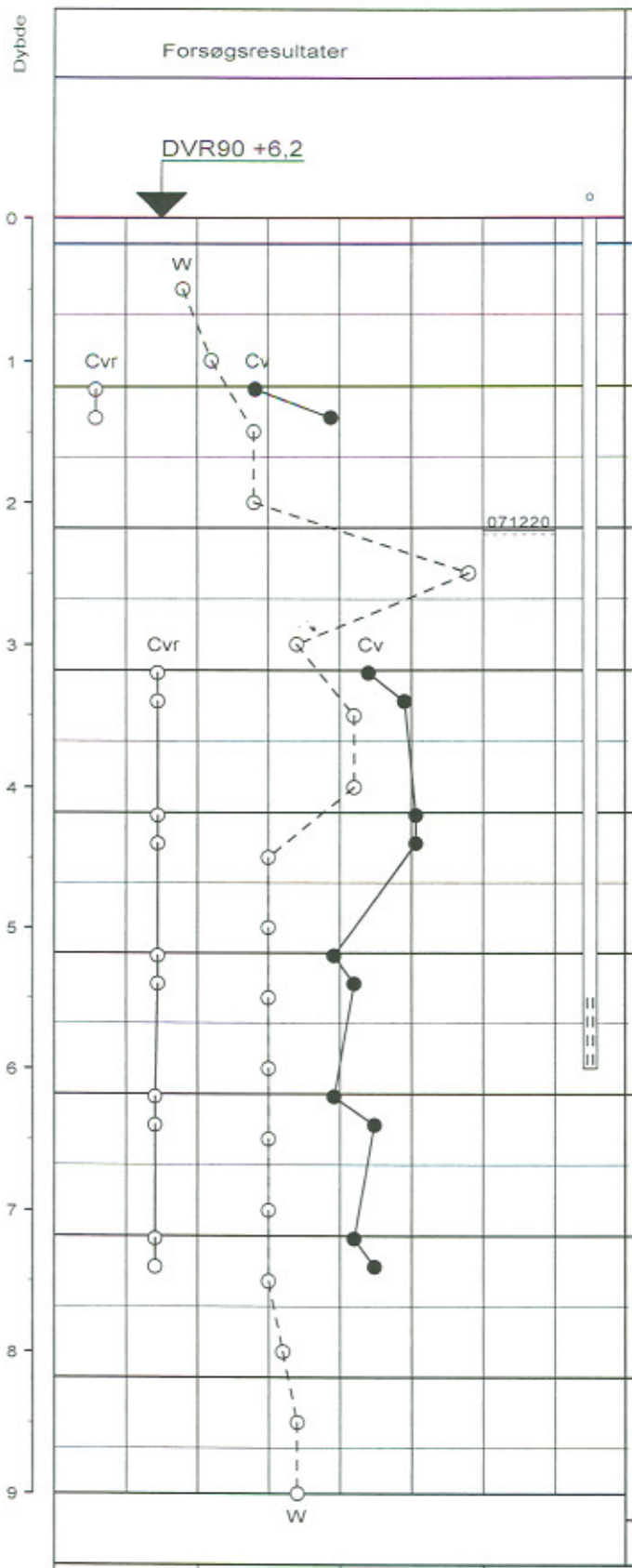
Strækning : Boret af : JGA/S TP Dato : 20071128 DGU-nr.: Boring : B5

Udarb. af : JFC7KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 6 S. 1 / 1

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

BRegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15.25.07



Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
	FYLD: MULD: LER, tegl - og betonrester, iflg. boreformand		
1	FYLD: SAND, usorteret, let leret, gruset, brunt, khl.	Fy	Re
2	FYLD: LER, sandet, enkelte grus, gråt, kfr.	Fy	Re
3	FYLD: SAND, usorteret, gruset, gråt, khl.	Fy	Re
4	FYLD: LER, sandet, enkelte grus, gråt, kfr.	Fy	Re
5	SAND, fint, siltet, st. leret, gulbrunt, kfr.	Ma	Ig
6	LER, siltet, sandet, m. gråt, kfr.	Ma	Ig
7	LER - " -	Ma	Ig
8	LER - " -	Ma	Ig
9	LER, siltet, sandet, rødgult, kfr.	Ma	Ig
10	MORÆNELER, st. sandet, enkelte grus, gråt, kfr.	Gl	Gc
11	MORÆNELER - " -	Gl	Gc
12	MORÆNELER - " -	Gl	Gc
13	MORÆNELER, sandet, enkelte grus, gråt, kfr.	Gl	Gc
14	MORÆNELER, sv. sandet - sandet, enkelte grus, gråt, kfr.	Gl	Gc
15	MORÆNELER - " -	Gl	Gc
16	MORÆNELER, sandet, enkelte grus, gråt, kfr.	Gl	Gc
17	MORÆNELER - " -	Gl	Gc
18	MORÆNELER - " -	Gl	Gc

Fortsættes

○	10	20	30	W (%)
●○	100	200	300	Cv,Cvr (kN/m²)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

Strækning : Boret af : JGA/S HN Dato : 20071129 DGU-nr.: Boring : B6

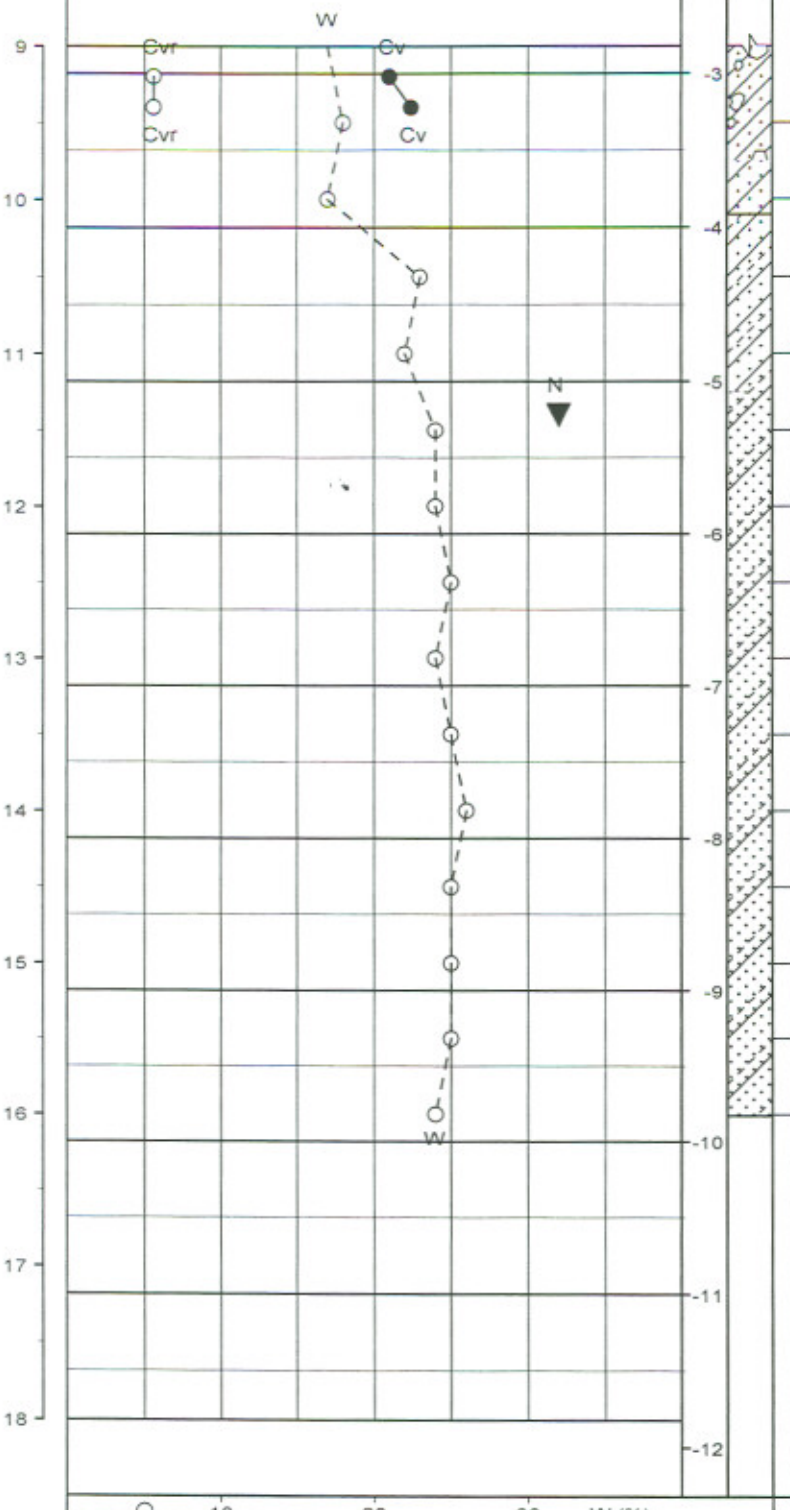
Udarb. af : JFC/KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 7 S 1 / 2

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

BRegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15:28:27

Dybde	Forsøgsresultater	Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
						Fortsat		
					19	MORÆNELER, sandet, enkelte grus, gråt, kfr.	Gl	Gc
					20	LER, st. sandet, gulbrunt, kfr.	Ma	Ig
					21	LER, siltet, sandet, gulbrunt, kfr.	Ma	Ig
					22	LER, siltet, st. sandet, gulbrunt, kfr.	Ma	Ig
					23	SAND, fint, st. siltet, st. leret, rødgult, kfr.	Ma	Ig
					24	SAND - " -	Ma	Ig
					25	SAND - " -	Ma	Ig
					26	SAND - " -	Ma	Ig
					27	SAND - " -	Ma	Ig
					28	SAND - " -	Ma	Ig
					29	SAND - " -	Ma	Ig
					30	SAND - " -	Ma	Ig
					31	SAND - " -	Ma	Ig
					32	SAND - " -	Ma	Ig



○	10	20	30	W (%)
●○	100	200	300	Cv,Cvr (kN/m²)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

Boremetode : Tør rotationsboring med foring og snegl

Plan :

Sag : 07.3308.01 City & Sea, 6700 Esbjerg.

Strækning : Boret af : JGA/S HN Dato : 20071129 DGU-nr.: Boring : B6

Udarb. af : JFC/KB Kontrol : HH Godkendt : NC Dato : 20080102 Bilag : 7 s. 2 / 2

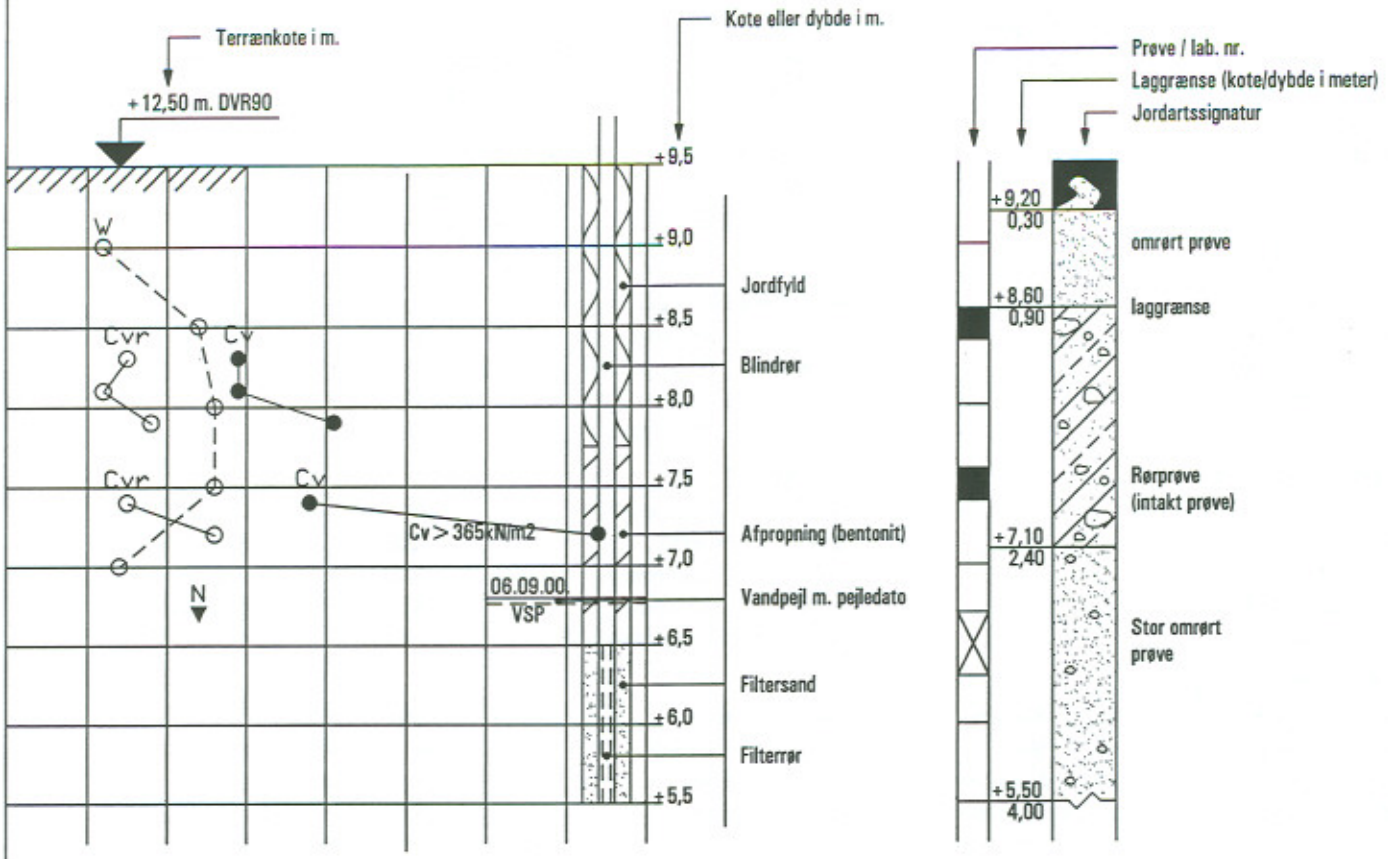
JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

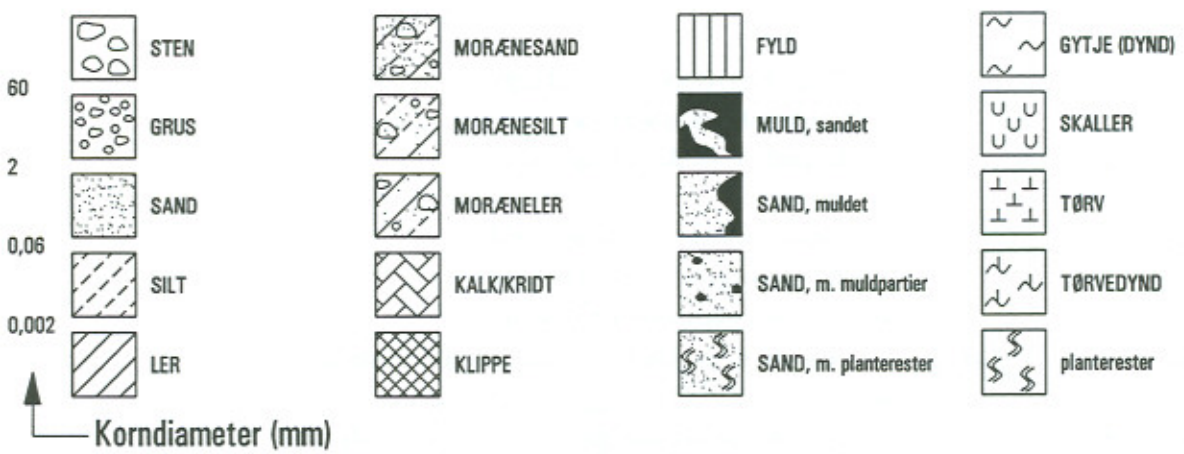
BRegister - PSTGDK 2.0 - 02/01/2008 15:28:27

BOREPROFIL

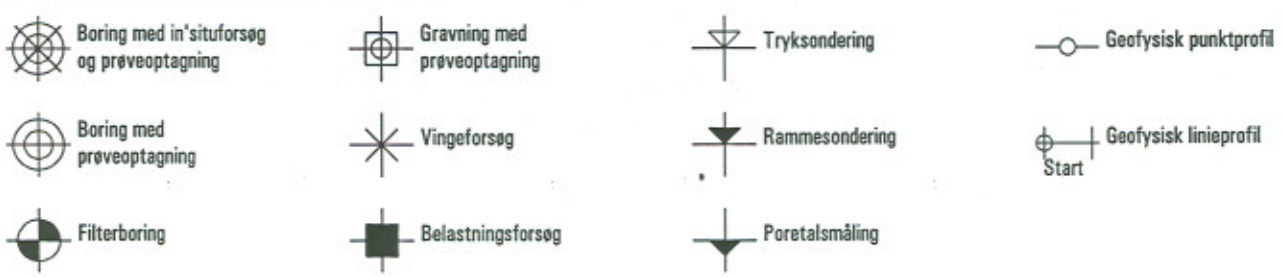
RESULTATER AF MARK- OG LABORATORIEFORSØG



JORDARTSSIGNATURER



SIGNATURER PÅ SITUATIONSPLAN



SIGNATURFORKLARING OG DEFINITIONER

JYSK GEOTEKNIK A/S

Sallingsundvej 4
6715 Esbjerg N.

Tlf.: 75143022
Fax: 75143023

VEND

VANDINDHOLDSBESTEMMELSER

Boring nr. / m.u.t.	Skål nr.	Tara g.	Skål +jord + vand g.	Skål + jord g.	Vand g.	Jord g.	W %
B1 / 2,0	178	4,5	131,3	105,7	25,6	101,2	**25**
2,5	179	4,5	169,7	137,6	32,1	133,1	**24**
3,0	180	4,5	117,9	95,0	22,9	90,5	**25**
3,5	181	4,5	168,1	138,6	29,5	134,1	**22**
4,0	182	4,5	146,9	117,1	29,8	112,6	**26**
4,5	183	4,5	121,7	98,3	23,4	93,8	**25**
5,0	184	4,5	116,5	94,2	22,3	89,7	**25**
5,5	185	4,5	180,4	142,4	38	137,9	**28**
6,0	186	4,5	124,6	98,1	26,5	93,6	**28**
6,5	187	4,5	148,2	116,6	31,6	112,1	**28**
7,0	188	4,5	134,1	107,5	26,6	103	**26**
7,5	189	4,5	153,6	121,0	32,6	116,5	**28**
8,0	190	4,5	133,4	107,4	26	102,9	**25**
8,5	191	4,5	125,5	101,1	24,4	96,6	**25**
9,0	192	4,5	120,3	96,0	24,3	91,5	**27**
9,5	193	4,5	118,3	96,2	22,1	91,7	**24**
10,0	194	4,5	135,1	109,8	25,3	105,3	**24**
10,5	195	4,5	162,4	130,6	31,8	126,1	**25**
11,0	196	4,5	113,6	91,4	22,2	86,9	**26**
11,5	197	4,5	160,0	128,9	31,1	124,4	**25**
12,0	301	4,5	186,7	151,0	35,7	146,5	**24**
B2 / 0,5	143	4,5	162,6	149,3	13,3	144,8	**9**
1,0	144	4,5	199,9	183,5	16,4	179	**9**
1,5	145	4,5	225,3	205,8	19,5	201,3	**10**
2,0	146	4,5	190,8	173,8	17	169,3	**10**
2,5	147	4,5	253,7	217,1	36,6	212,6	**17**
3,0	148	4,5	318,2	251,4	66,8	246,9	**27**
3,5	149	4,5	267,4	213,9	53,5	209,4	**26**
4,0	150	4,5	233,2	183,4	49,8	178,9	**28**
4,5	151	4,5	242,1	193,0	49,1	188,5	**26**
5,0	152	4,5	304,7	240,0	64,7	235,5	**27**
5,5	153	4,5	233,6	185,3	48,3	180,8	**27**
6,0	154	4,5	220,1	174,3	45,8	169,8	**27**
6,5	162	4,5	214,8	171,7	43,1	167,2	**26**
7,0	162	4,5	233,0	185,6	47,4	181,1	**26**

Boring nr. / m.u.t.	Skål nr.	Tara g.	Skål + jord + vand g.	Skål + jord g.	Vand g.	Jord g.	W %
B3 / 0,5	224	4,5	50,5	47,7	2,8	43,2	**6**
1,0	225	4,5	65,6	61,8	3,8	57,3	**7**
1,5	226	4,5	68,4	64,2	4,2	59,7	**7**
2,0	227	4,5	101,4	95,8	5,6	91,3	**6**
2,5	228	4,5	106,0	89,5	16,5	85	**19**
3,0	229	4,5	88,1	72,0	16,1	67,5	**24**
3,5	230	4,5	81,0	66,2	14,8	61,7	**24**
4,0	231	4,5	75,5	61,0	14,5	56,5	**26**
4,5	232	4,5	102,8	82,6	20,2	78,1	**26**
5,0	233	4,5	77,5	63,1	14,4	58,6	**25**
5,5	234	4,5	85,4	69,3	16,1	64,8	**25**
6,0	235	4,5	66,9	53,9	13	49,4	**26**
6,5	236	4,5	60,1	48,8	11,3	44,3	**26**
7,0	301	4,5	82,7	66,8	15,9	62,3	**26**
7,5	302	4,5	148,4	121,2	27,2	116,7	**23**
8,0	303	4,5	116,4	94,3	22,1	89,8	**25**
8,5	304	4,5	69,2	55,4	13,8	50,9	**27**
9,0	305	4,5	72,8	58,3	14,5	53,8	**27**
9,5	306	4,5	95,5	76,1	19,4	71,6	**27**
10,0	307	4,5	116,4	93,8	22,6	89,3	**25**
10,5	308	4,5	106,6	86,7	19,9	82,2	**24**
11,0	309	4,5	95,0	77,5	17,5	73	**24**
11,5	310	4,5	83,2	67,7	15,5	63,2	**25**
12,0	311	4,5	73,1	60,2	12,9	55,7	**23**
B4 / 0,5	302	4,5	176,0	146,8	29,2	142,3	**21**
3,0	303	4,5	125,3	100,7	24,6	96,2	**26**
3,5	304	4,5	126,8	102,9	23,9	98,4	**24**
4,0	305	4,5	152,2	121,7	30,5	117,2	**26**
4,5	306	4,5	157,6	125,9	31,7	121,4	**26**
5,0	307	4,5	156,0	124,9	31,1	120,4	**26**
5,5	308	4,5	185,7	146,5	39,2	142	**28**
6,0	309	4,5	138,0	111,3	26,7	106,8	**25**
6,5	310	4,5	159,9	128,2	31,7	123,7	**26**
7,0	311	4,5	168,2	133,2	35	128,7	**27**
7,5	312	4,5	158,4	124,2	34,2	119,7	**29**
8,0	313	4,5	163,0	126,8	36,2	122,3	**30**
8,5	314	4,5	165,2	131,7	33,5	127,2	**26**
9,0	315	4,5	164,9	132,4	32,5	127,9	**25**
9,5	316	4,5	185,4	147,2	38,2	142,7	**27**
10,0	317	4,5	205,5	161,3	44,2	156,8	**28**
10,5	318	4,5	186,9	147,0	39,9	142,5	**28**

Fortsættes...

Sag:	**07.33.08.01. City & Sea, 6700 Esbjerg.**
Dato:	4. januar 2008
Appendiks nr.:	**1** – Side 2/4.

Fortsat...

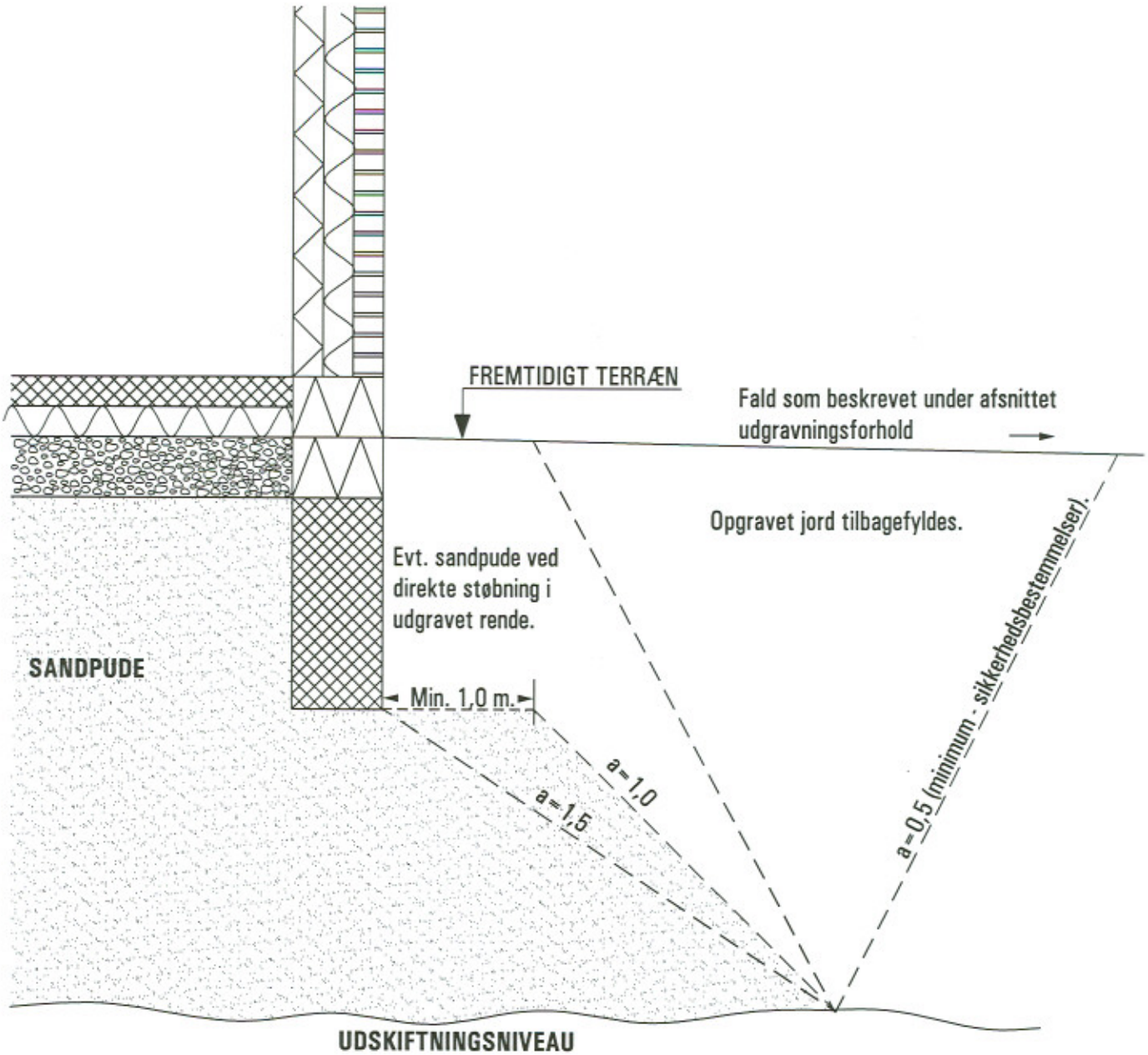
Boring nr. / m.u.t.	Skål nr.	Tara g.	Skål + jord + vand g.	Skål + jord g.	Vand g.	Jord g.	W %
B4 / 11,0	319	4,5	159,9	126,5	33,4	122	**27**
11,5	320	4,5	111,9	88,4	23,5	83,9	**28**
12,0	321	4,5	138,3	109,6	28,7	105,1	**27**
B5 / 0,5	164	4,5	279,0	250,9	28,1	246,4	**11**
1,0	165	4,5	278,0	245,4	32,6	240,9	**14**
1,5	166	4,5	253,2	220,6	32,6	216,1	**15**
2,0	167	4,5	284,7	250,8	33,9	246,3	**14**
2,5	168	4,5	324,9	282,4	42,5	277,9	**15**
3,0	169	4,5	292,7	254,5	38,2	250	**15**
3,5	170	4,5	310,5	270,3	40,2	265,8	**15**
4,0	171	4,5	316,0	277,4	38,6	272,9	**14**
4,5	172	4,5	350,2	294,4	55,8	289,9	**19**
5,0	173	4,5	313,6	258,9	54,7	254,4	**22**
5,5	174	4,5	184,5	153,4	31,1	148,9	**21**
6,0	175	4,5	249,6	196,3	53,3	191,8	**28**
6,5	176	4,5	213,4	168,9	44,5	164,4	**27**
7,0	177	4,5	278,6	220,3	58,3	215,8	**27**
B6 / 0,5	447	4,5	213,3	195,5	17,8	191	**9**
1,0	448	4,5	174,9	158,7	16,2	154,2	**11**
1,5	449	4,5	162,1	142,2	19,9	137,7	**14**
2,0	450	4,5	179,4	158,1	21,3	153,6	**14**
2,5	451	4,5	160,3	125,7	34,6	121,2	**29**
3,0	301	4,5	78,7	68,0	10,7	63,5	**17**
3,5	302	4,5	115,7	96,3	19,4	91,8	**21**
4,0	303	4,5	172,3	143,2	29,1	138,7	**21**
4,5	304	4,5	77,6	67,9	9,7	63,4	**15**
5,0	305	4,5	72,4	63,5	8,9	59	**15**
5,5	306	4,5	151,1	132,5	18,6	128	**15**
6,0	307	4,5	169,8	148,7	21,1	144,2	**15**
6,5	308	4,5	197,1	171,8	25,3	167,3	**15**
7,0	309	4,5	250,5	219,3	31,2	214,8	**15**
7,5	310	4,5	170,9	148,9	22	144,4	**15**
8,0	311	4,5	166,9	144,0	22,9	139,5	**16**
8,5	312	4,5	163,4	140,8	22,6	136,3	**17**
9,0	313	4,5	177,0	152,4	24,6	147,9	**17**
9,5	314	4,5	238,9	203,9	35	199,4	**18**
10,0	315	4,5	139,5	119,6	19,9	115,1	**17**
10,5	316	4,5	157,8	129,2	28,6	124,7	**23**
11,0	317	4,5	131,8	108,5	23,3	104	**22**
11,5	318	4,5	152,9	124,0	28,9	119,5	**24**

Fortsættes...

Sag:	**07.33.08.01. City & Sea, 6700 Esbjerg.**
Dato:	4. januar 2008
Appendiks nr.:	**1** – Side 3/4.

Fortsat...

Boring nr. / m.u.t.	Skål nr.	Tara g.	Skål + jord + vand g.	Skål + jord g.	Vand g.	Jord g.	**W %**
B6 /12,0	319	4,5	159,6	129,1	30,5	124,6	**24**
12,5	320	4,5	111,1	90,1	21	85,6	**25**
13,0	321	4,5	143,9	116,8	27,1	112,3	**24**
13,5	322	4,5	134,6	108,3	26,3	103,8	**25**
14,0	323	4,5	164,2	130,9	33,3	126,4	**26**
14,5	324	4,5	164,2	131,8	32,4	127,3	**25**
15,0	325	4,5	165,4	133,0	32,4	128,5	**25**
15,5	326	4,5	150,2	120,6	29,6	116,1	**25**
16,0	327	4,5	128,5	104,6	23,9	100,1	**24**



NOTER:

Sandpuden opbygges i lag a' 20 - 30 cm og komprimeres til en komprimeringsgrad som beskrevet under afsnittet supplerende undersøgelser.

PRINCIPSNIT AF SANDPUDE.

JYSK GEOTEKNIK A/S
Sallingsundvej 4
6715 Esbjerg N.
Tlf.: 75143022
Fax: 75143023

APPENDIKS NR. 2

Bilag 2

I dette bilag er bæreevne tabellerne for hhv. etagedæk og konsolbjælker fra Betonelement vedlagt.

Betonelement a|s

Konsolbjælker

Anvendelse

Konsolbjælker anvendes hovedsagligt som vederlagsbjælker for tag- og etagedæk, hvor de med deres store stivhed og spændvidde kombineret med en besparelse i konsruktionshøjde sikrer en billig og fleksibel løsning med stor frihøjde.
Konsolbjælkerne er tilpasset et modulsystem, der desuden omfatter ydervægselementer, søjler, ribbetagplader, huldæk, ribbedæk og tagbjælker.
Konsolbjælker monteres vandret, og har vederlag på f.eks. søjler, vægge eller facader.
Konsolbjælker anvendes i almindeligt bolig-, kontor- og industribyggeri.

Produktudformning

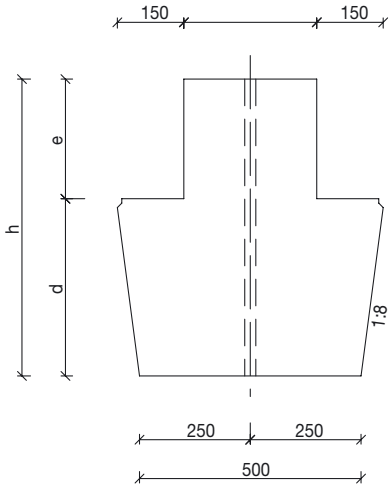
Konsolbjælker er bjælker med gennemgående konsoller på bjælkesiderne. Bjælker med konsol på begge sider kaldes KB-bjælker og bjælker med konsol på kun den ene side kaldes KBE-bjælker.
Bjælkesiderne under konsollen udføres med hældning 1:8 smallest i bunden, og konsollen er 150 mm dyb. Bredden af bjælken i bunden er for KB 500 mm og for KBE 360 mm. Specialelementer kan udføres med andre bredder.
Bjælkerne leveres med højder under konsollen på 200, 300, 400, 500 eller 600 mm og valgfri højde over konsollen, dog normalt max. 700 mm. Specialelementer kan udføres i større højder
Til byggeri hvor bjælkeenderne er synlige eller miljøklassen kræver det, kan bjælkerne efter aftale leveres med pudsede endeflader.
Konsolbjælkerne har på grund af forspænding pilhøjde.

Udover denne produktdata findes:
6.1 Bjælker
6.3 SIB, IB og RB-bjælker

Dansk Beton Certificering ISO 9001
Güteschutz Beton- und Fertigteilwerke Nord e.V.

Konsolbjælker

KB



KB				24,5 KN/m³	Danmark			25 KN/m³	Tyskland
e mm	h mm	d mm	b mm	vægt kN/m	Mud kNm	Mk kNm	Mbal kNm	vægt kN/m	Mmax kNm
180	380	200	250	3.67	350	286	123	3.75	155
180	480	300	275	5.16	650	475	214	5.27	279
180	580	400	300	6.71	1030	707	317	6.85	460
180	680	500	325	8.32	1498	1020	510	8.49	683
180	780	600	350	10.00	2098	1421	707	10.20	938
220	420	200	250	3.92	363	333	143	4.00	187
220	520	300	275	5.43	680	528	234	5.54	317
220	620	400	300	7.01	1149	823	370	7.15	509
220	720	500	325	8.64	1627	1137	560	8.82	728
220	820	600	350	10.34	2292	1577	785	10.55	1031
270	470	200	250	4.23	443	439	195	4.31	235
270	570	300	275	5.77	767	658	295	5.89	368
270	670	400	300	7.37	1277	972	438	7.53	567
270	770	500	325	9.04	1796	1310	647	9.22	809
270	870	600	350	10.77	2407	1685	878	10.99	1096
320	520	200	250	4.53	530	510	227	4.62	277
320	620	300	275	6.11	879	795	358	6.23	431
320	720	400	300	7.74	1372	1117	495	7.90	649
320	820	500	325	9.44	1940	1459	675	9.63	892
320	920	600	350	11.20	2659	1941	944	11.43	1192
400	600	200	250	5.02	719	690	287	5.12	369
400	700	300	275	6.65	1043	1008	398	6.78	553
400	800	400	300	8.33	1456	1341	583	8.50	789
400	900	500	325	10.08	2207	1821	829	10.28	1063
400	1000	600	350	11.80	2928	2263	1048	12.12	1412
500	700	200	250	5.63	977	945	411	5.75	518
500	800	300	275	7.32	1368	1300	550	7.47	723
500	900	400	300	9.06	1898	1789	768	9.25	982
500	1000	500	325	10.87	2451	2197	1002	11.09	1303
500	1100	600	350	12.74	3205	2748	1270	13.00	16.03
600	800	200	250	6.25	1254	1236	520	6.38	676
600	900	300	275	7.99	1734	1660	688	8.16	900
600	1000	400	300	9.80	2295	2131	890	10.00	1206
600	1100	500	325	11.67	2983	2650	1191	11.91	1556
600	1200	600	350	13.60	3743	3326	1554	13.88	1931

Konsolbjælker kan leveres med udragende armering i oversiden til sammenstøbning med dækkets overbeton.

Overflader
Bjælkerne fremstilles i stålforme eller lakerede træforme. Bund og sider fremtræder således formglatte, medens oversiden er afrettet.

Udsparinger
Under hensyntagen til armering, stålforme og elementets bæreevne kan der foretages udsparinger i bjælkerne til rørgennemføringer, fugearmering, ventilation m.v.

Indstøbninger
Ud over løftekroge indstøbes standard lejebeslag under bjælkeenderne samt evt. standardbeslag på konsollerne ud for ribbetagplader eller TT-plader.
Der kan efter nærmere aftale indstøbes specialbeslag, svejseplader, ankerskinner, inserts, m.v.

Tolerancer
Elementerne fremstilles med tolerancer som DS 482:

Højder (H)	H ≤ 0,6 m	± 8 mm
	0,6 m < H ≤ 2,4 m	± 12 mm
Bredder (B)	B ≤ 2,4 m	
	ved H ≤ 0,6 m	± 8 mm
	ved 0,6 m < H ≤ 2,4 m	± 12 mm
Længder (L)	L ≤ 14,4 m	± 20 mm
	14,4 m < L ≤ 28,8 m	± 30 mm

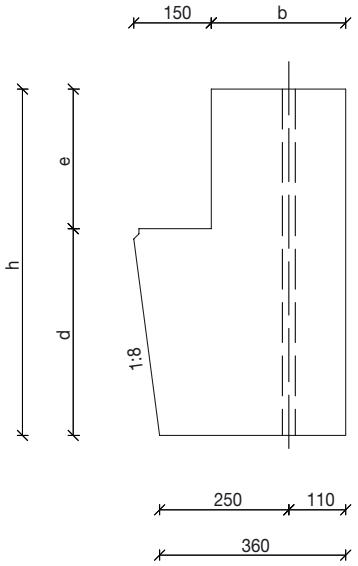
Kvalitetsstyring
Betonelement a|s er system- og produktcertificeret ved Dansk Beton Certificering, DBC, efter DS/EN ISO 9001: 2000 og gældende produktstandarder.

Projektering
Konsolbjælkerne udføres i henhold til gældende normer og standarder.
I Danmark efter Dansk ingeniørforenings norm for betonkonstruktioner, DS 411.
Fordeling af projekteringsydelse efter nærmere aftale i henhold til en af modellerne i BPS 113.

Regningsmæssigt last
Det regningsmæssige moment inkl. bjælkens egenvægtsmoment må ikke overskride den regningsmæssige momentbæreevne M_{ud}.

Konsolbjælker

KBE



KBE				24,5 KN/m³	Danmark			25 KN/m³	Tyskland
e mm	h mm	d mm	b mm	vægt kN/m	Mud kNm	Mk kNm	Mbal kNm	vægt kN/m	Mmax kNm
180	380	200	235	2.80	241	219	91	2.92	134
180	480	300	248	3.80	486	372	166	3.96	244
180	580	400	260	4.82	782	522	254	5.02	359
180	680	500	273	5.87	1122	783	387	6.12	519
180	780	600	285	6.96	1542	1060	512	7.25	709
220	420	200	235	3.03	291	276	120	3.16	166
220	520	300	248	4.03	553	456	196	4.20	263
220	620	400	260	5.07	827	619	306	5.28	405
220	720	500	273	6.13	1245	892	441	6.39	569
220	820	600	285	7.23	1711	1195	576	7.53	772
270	470	200	235	3.31	371	350	158	3.45	205
270	570	300	248	4.33	598	543	237	4.51	314
270	670	400	260	5.38	945	769	363	5.60	467
270	770	500	273	6.46	1363	1020	507	6.73	643
270	870	600	285	7.57	1854	1357	679	7.89	850
320	520	200	235	3.59	460	432	202	3.74	249
320	620	300	248	4.63	686	640	284	4.82	365
320	720	400	260	5.69	1006	883	432	5.93	531
320	820	500	273	6.79	1501	1169	547	7.07	709
320	920	600	285	7.91	1986	1482	738	8.24	962
400	600	200	235	4.05	603	574	234	4.22	338
400	700	300	248	5.10	887	828	378	5.31	465
400	800	400	260	6.19	1197	998	501	6.45	647
400	900	500	273	7.31	1654	1414	674	7.62	847
400	1000	600	285	8.46	2230	1782	862	8.81	1090
500	700	200	235	4.61	828	770	338	4.80	465
500	800	300	248	5.70	1165	1078	508	5.94	644
500	900	400	360	6.82	1521	1372	642	7.10	816
500	1000	500	273	7.79	1943	1723	835	8.30	1056
500	1100	600	285	9.14	2465	2165	1060	9.52	1312
600	800	200	235	5.17	1089	1016	463	5.39	591
600	900	300	248	6.29	1448	1304	626	6.55	802
600	1000	400	260	7.44	1888	1746	806	7.75	994
600	1100	500	273	8.62	2379	2112	1034	8.98	1278
600	1200	600	285	9.83	2946	2605	1293	10.24	1562

Revnelast
Revnemomentet, Mk, er den anbefalede maks. værdi for den karakteristiske belastning inkl. bjælkens egenvægtsmoment.

Balancelast
Balancemomentet, M_{bal}, angiver det niveau for den hvilende last, hvor langtidsnedbøjningerne er minimale.
Balancemomentet beregnes som summen af egenvægtsmomentet for bjæken og momentet for 60% af den permanente last. Ved en stor nyttelastandel bør der også tages hensyn til nedbøjninger for brugslasten. Nedbøjningen kan oplyses af Betonelement a|s' teknikere.

Kapaciteterne i tabellerne svarer til maksimalt armerede standardbjælker. Med mindre andet er forlangt i projektmaterialet, leveres bjælkerne med armering tilpasset de foreskrevne belastninger.

Pilhøjde
Ved lange elementer med ringe højde, hvor bæreevnen fuldt udnyttes, bør leveringspilhøjden tages i betragtning ved projekteringen. Ved udformning af tilstødende konstruktioner kan det på tilsvarende vis være nødvendigt at tage hensyn til bjælkernes nedbøjning forårsaget af belastningerne. Her bør en vurdering af den samlede konstruktion med evt. sammenstøbning med dækfuger danne grundlaget.

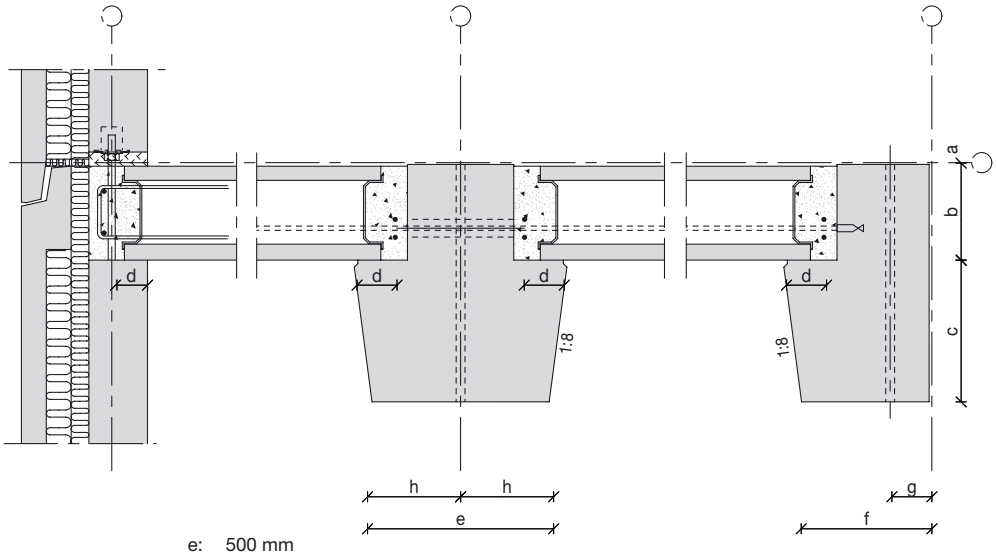
Miljøklasse
Konsolbjælkerne fremstilles i alle miljøklasser, idet det dog bemærkes, at hovedarmeringen afskæres i plan med bjælkeenderne.

Brand
Konsolbjæker kan udføres i alle brandklasser. Brandklassen har indflydelse på elementets stivhed og bæreevne.

Vederlag
Der skal under projektering af vederlag tages hensyn til betonens svind og krybning, f.eks. ved at indlægge glideleje i den ene ende. Endvidere skal der tages hensyn til ændringer af pilhøjden og den dermed følgende vinkeldrejning ved vederlaget.

Der indstøbes som standard Ø 50 mm korrugeret rør for dornhul.

Konsolbjælker



e: 500 mm
f: 360 mm
g: 110 mm
h: 250 mm

Supplerende oplysninger

Levering
Transport til byggepladsen er normalt omfattet af leverancen. Ved transport af særlig lange elementer bør leveringsaftalen være afklaret min. 1-2 uger inden montagen, således at mulig kørevej kan være nøje planlagt og aftalt med myndighederne.

Service
Betonelement a|s‘ teknikere udfører statiske beregninger og elementtegninger for alle leverancer.

Tyskland
Konsolbjælkerne kan uden videre også anvendes i Tyskland.

Projektering
Konsolbjælkerne udføres i henhold til gældende normer og standarder. Bæreevneeftervisning foregår hovedsageligt efter DIN 4227.

Tolerancer
Elementerne produceres med overholdelse af tolerancekravene angivet i DIN 18 203 Del 1.

Længde	0-15 m:	+- 16 mm
	over 15 m:	+- 20 mm
Bredde		± 8 mm
Højde		± 8 mm

Miljøklasse
Konsolbjælker kan fremstilles i alle miljøklasser efter DIN 1045 tabel 10, idet det dog bemærkes at hovedarmeringen afskæres i plan med bjælkeenderne.

Brand
Konsolbjælker kan fremstilles i alle brandklasser efter DIN 4102. Brandklassen har indflydelse på elementets stivhed og bæreevne.

Bæreevner
Bæreevner er angivet i bæreevnetabellerne med maksimalt moment inkl. bjælkens egenmoment.

Betonelement a|s

Salg og information:

Telefon 7010 3510
www.betonelement.dk

Lærkevej 7
Postboks 2220
6705 Esbjerg Ø
Fax 7611 4699

Karlbyvej 2
9500 Hobro
Fax 9657 7449

Fredensvej 36
Postboks 236
4100 Ringsted
Fax 5768 3398

Bjørn O. & List • 5767 1727
PD 6.2 • december 2002

Huldæk anvendes som etageadskillelse og tagdæk i bolig-, erhvervs- og industribyggeri. Dækelementerne kan også anvendes som vægelementer. Betonelement a|s producerer forspændte huldæk i standardtykkelserne: PE 180, DE 215, JE 265, QE 320 og ZE 400 mm. Andre tykkelser kan leveres som specialdæk efter nærmere aftale. Spændvidde efter specifikationer. Elementerne støbes på lange stålbaner ved ekstrudering, hvor støbemaskinen former og komprimerer betonen, mens den bevæger sig hen ad banen. Efter hærdning skæres elementerne i de aftalte længder og vinkler. Betonelement a|s leverer og monterer efter aftale på byggepladsen.

Betonelement a|s

- vi blander viden og beton

Bæreevnetabeller og forskydningsundersøgelse 4.1.4

Generelt

Beregninger af dækelementerne i brudgrænsetilstanden i henhold til DS 411 udføres af Betonelement a|s. Beregningerne fremsendes til kunden eller den rådgivende ingeniør for videresendelse til myndighederne. Beregningerne baseres på, at dækkene henføres til normal sikkerhedsklasse. Beregning baseret på henføring til lav eller høj sikkerhedsklasse kan tilbydes. Spændinger og deformationer i anvendelsesgrænsetilstanden beregnes kun efter aftale.

Bæreevnetabeller

På basis af nedenstående beregningsforudsætninger er udarbejdet de følgende bæreevnetabeller, idet det ultimale regningsmæssige moment beregnes efter DS 411 metode A.

Beton

Partialkoefficienten 1.57 anvendes under iagttagelse af skærpet kontrol.

Karakteristisk trykstyrke	55,0 MPa
Regningsmæssig trykstyrke	35,0 MPa
Karakteristisk trækstyrke	2,3 MPa
Karakteristisk bøjningstrækstyrke	4,6 MPa

Armering

Den forspændte armering er af høj styrkeklasse. Partialkoefficienten 1.24 anvendes under iagttagelse af skærpet kontrol.

Forudsætninger for bæreevnetabellerne er:

Karakteristisk trækstyrke	1770 MPa
Regningsmæssig brudstyrke	1433 MPa
Initial forspænding	1150/1050 MPa
Effektiv forspænding	1030/930 MPa
Tøjning ved effektiv spænding	5,0 ‰
Tværsnitsareal 1/2“ kabel	93,0 mm^2
Tværsnitsareal 3/8“ kabel	52,0 mm^2

Forskydningsundersøgelse

Forskydningsstyrken er bestemt ved fuldskalaforsøg, der har givet de på side 7/7 angivne værdier for de enkelte ribbers bidrag til den regningsmæssige forskydningsstyrke. Værdierne gælder for påstøbte dækender (norm.etagekryds) eller underløbet vederlag.

Bæreevnetabel PE 180

1/2"	3/8"	PE180 Spændv.(m)			4,2	4,8	5,4	6,0	6,6	7,2	7,8	8,4	9,0	9,6	10,2	10,8
		Mud	50,2	q, ud	16,0	11,5	8,5	6,3	4,7	3,5						
0	5	Mrev	51,6	q, rev	16,5	11,9	8,8	6,6	4,9	3,6						
		Mbal	16,1	q, bal	3,1	1,7	0,7	0,0	-0,5	-0,9						
		M BS60	48,2	q,mBS60	15,2	10,9	8,0	5,9	4,4	3,2						
	*	Vk BS60	37,5	q,vBS60	11,9	10,0	8,6	7,4	6,5	5,7						
		Vud	50,0	q, vud	16,8	14,4	12,4	10,9	9,6	8,6						
		Mud	59,9	q, ud	19,6	14,3	10,7	8,1	6,2	4,7	3,6					
0	6	Mrev	56,5	q, rev	18,4	13,3	9,9	7,5	5,6	4,3	3,2					
		Mbal	19,4	q, bal	4,3	2,6	1,4	0,6	0,0	-0,5	-0,9					
		M BS60	57,6	q,mBS60	18,8	13,7	10,2	7,7	5,8	4,4	3,3					
	*	Vk BS60	37,5	q,vBS60	11,9	10,0	8,6	7,4	6,5	5,7	5,0					
		Vud	50,0	q, vud	16,8	14,4	12,4	10,9	9,6	8,6	7,7					
		Mud	68,7	q, ud	23,0	16,9	12,7	9,7	7,5	5,8	4,5					
0	7	Mrev	61,3	q, rev	20,2	14,7	11,0	8,4	6,4	4,9	3,7					
		Mbal	22,6	q, bal	5,5	3,5	2,2	1,2	0,5	-0,1	-0,5					
		M BS60	66,9	q,mBS60	22,3	16,4	12,3	9,4	7,2	5,6	4,3					
	*	Vk BS60	37,5	q,vBS60	11,9	10,0	8,6	7,4	6,5	5,7	5,0					
		Vud	50,0	q, vud	16,8	14,4	12,4	10,9	9,6	8,6	7,7					
		Mud	76,7	q, ud	26,0	19,2	14,5	11,2	8,7	6,9	5,4	4,2				
0	8	Mrev	66,1	q, rev	22,0	16,1	12,1	9,2	7,1	5,5	4,2	3,2				
		Mbal	25,8	q, bal	6,8	4,5	2,9	1,8	0,9	0,3	-0,2	-0,6				
		M BS60	76,2	q,mBS60	25,8	19,0	14,4	11,1	8,7	6,8	5,3	4,2				
	*	Vk BS60	45,0	q,vBS60	14,9	12,6	10,9	9,5	8,4	7,4	6,6	5,9				
		Vud	60,0	q, vud	20,8	17,8	15,5	13,7	12,2	10,9	9,8	8,9				
		Mud	84,7	q, ud	29,0	21,5	16,4	12,7	10,0	7,9	6,3	5,0	4,0			
0	9	Mrev	71,0	q, rev	23,8	17,5	13,2	10,1	7,9	6,1	4,8	3,7	2,8			
		Mbal	29,1	q, bal	8,0	5,4	3,7	2,4	1,5	0,7	0,2	-0,3	-0,6			
		M BS60	85,4	q,mBS60	29,3	21,7	16,5	12,8	10,1	8,0	6,4	5,1	4,0			
	*	Vk BS60	45,0	q,vBS60	14,9	12,6	10,9	9,5	8,4	7,4	6,6	5,9	5,3			
		Vud	60,0	q, vud	20,8	17,8	15,5	13,7	12,2	10,9	9,8	8,9	8,1			
		Mud	89,2	q, ud	30,7	22,8	17,4	13,5	10,7	8,5	6,8	5,4	4,3			
2	6	Mrev	73,8	q, rev	24,9	18,4	13,9	10,7	8,3	6,5	5,1	4,0	3,1			
		Mbal	30,9	q, bal	8,7	5,9	4,1	2,7	1,7	1,0	0,4	-0,1	-0,5			
		M BS60	90,6	q,mBS60	31,2	23,2	17,7	13,8	10,9	8,7	6,9	5,6	4,5			
	*	Vk BS60	45,0	q,vBS60	14,9	12,6	10,9	9,5	8,4	7,4	6,6	5,9	5,3			
		Vud	60,0	q, vud	20,8	17,8	15,5	13,7	12,2	10,9	9,8	8,9	8,1			
		Mud	96,9	q, ud	33,6	25,0	19,2	14,9	11,8	9,5	7,6	6,2	5,0	4,0		
2	7	Mrev	78,6	q, rev	26,7	19,7	15,0	11,6	9,0	7,1	5,6	4,4	3,5	2,7		
		Mbal	34,1	q, bal	9,9	6,9	4,8	3,3	2,2	1,4	0,7	0,2	-0,2	-0,5		
		M BS60	99,0	q,mBS60	34,4	25,6	19,6	15,3	12,2	9,7	7,8	6,4	5,1	4,2		
	*	Vk BS60	45,0	q,vBS60	14,9	12,6	10,9	9,5	8,4	7,4	6,6	5,9	5,3	4,8		
		Vud	60,0	q, vud	20,8	17,8	15,5	13,7	12,2	10,9	9,8	8,9	8,1	7,4		
		Mud	103,0	q, ud	35,9	26,8	20,5	16,1	12,8	10,2	8,3	6,7	5,5	4,5	3,6	
3	6	Mrev	82,4	q, rev	28,1	20,8	15,8	12,3	9,6	7,6	6,0	4,8	3,8	3,0	2,3	
		Mbal	36,7	q, bal	10,9	7,6	5,4	3,8	2,6	1,7	1,0	0,5	0,0	-0,3	-0,6	
		M BS60	105,1	q,mBS60	36,7	27,4	21,0	16,5	13,1	10,5	8,5	6,9	5,7	4,6	3,7	
	*	Vk BS60	52,5	q,vBS60	17,8	15,2	13,2	11,6	10,3	9,2	8,2	7,4	6,7	6,1	5,6	
		Vud	70,0	q, vud	24,8	21,3	18,6	16,4	14,7	13,2	12,0	10,9	10,0	9,2	8,4	
		Mud	108,9	q, ud	38,2	28,5	21,9	17,2	13,7	11,0	8,9	7,3	6,0	4,9	4,0	3,2
4	5	Mrev	86,2	q, rev	29,6	21,9	16,7	13,0	10,2	8,1	6,4	5,1	4,1	3,2	2,5	1,9
		Mbal	39,2	q, bal	11,8	8,3	6,0	4,3	3,0	2,0	1,3	0,7	0,2	-0,2	-0,5	-0,8
		M BS60	111,1	q,mBS60	39,0	29,1	22,4	17,6	14,0	11,3	9,2	7,5	6,1	5,0	4,1	3,4
	*	Vk BS60	52,5	q,vBS60	17,8	15,2	13,2	11,6	10,3	9,2	8,2	7,4	6,7	6,1	5,6	5,1
		Vud	70,0	q, vud	24,8	21,3	18,6	16,4	14,7	13,2	12,0	10,9	10,0	9,2	8,4	7,8
		Mud	111,7	q, ud	39,2	29,3	22,5	17,7	14,1	11,4	9,2	7,6	6,2	5,1	4,2	3,4
7	0	Mrev	88,0	q, rev	30,3	22,5	17,1	13,3	10,5	8,3	6,6	5,3	4,2	3,4	2,6	2,0
		Mbal	40,4	q, bal	12,3	8,7	6,2	4,5	3,2	2,2	1,4	0,8	0,3	-0,1	-0,4	-0,7
		M BS60	113,9	q,mBS60	40,0	30,0	23,0	18,1	14,4	11,6	9,5	7,8	6,4	5,2	4,3	3,5
	*	Vk BS60	52,5	q,vBS60	17,8	15,2	13,2	11,6	10,3	9,2	8,2	7,4	6,7	6,1	5,6	5,1
		Vud	70,0	q, vud	24,8	21,3	18,6	16,4	14,7	13,2	12,0	10,9	10,0	9,2	8,4	7,8

Snitkræfter er for pladebredde 1,2 m
Egenvægt 3,0 kN / m2 incl. fuger

Normal sikkerhedskl. 99-norm
Bæreevner er nyttelaster i kN / m2 excl. egenv. af element

* Foskydningsbæreevne i brandtilfældet er 75% af Vud.

Bæreevnetabel DE 215

1/2"	3/8"	DE215 Spændv.(m)			4,2	4,8	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
0	5	Mud	63,2	q, ud	20,8	15,2	11,3	8,6	6,6	5,0	3,8								
		Mrev	68,4	q, rev	22,8	16,7	12,5	9,6	7,4	5,7	4,4								
		Mbal	21,7	q, bal	5,1	3,2	1,9	0,9	0,2	-0,3	-0,7								
		M BS60	60,5	q,mBS60	19,8	14,4	10,7	8,1	6,2	4,7	3,5								
	*	Vk BS60	45,0	q,vBS60	14,8	12,5	10,8	9,4	8,3	7,3	6,5								
		Vud	60,0	q, vud	20,7	17,7	15,4	13,6	12,1	10,8	9,7								
0	6	Mud	75,5	q, ud	25,4	18,7	14,2	10,9	8,5	6,6	5,2	4,0							
		Mrev	74,7	q, rev	25,1	18,5	14,0	10,7	8,3	6,5	5,1	4,0							
		Mbal	26,0	q, bal	6,7	4,4	2,8	1,7	0,9	0,2	-0,3	-0,6							
		M BS60	72,4	q,mBS60	24,3	17,8	13,5	10,3	8,0	6,2	4,8	3,7							
	*	Vk BS60	45,0	q,vBS60	14,8	12,5	10,8	9,4	8,3	7,3	6,5	5,8							
		Vud	60,0	q, vud	20,7	17,7	15,4	13,6	12,1	10,8	9,7	8,8							
0	7	Mud	87,6	q, ud	30,0	22,2	16,9	13,1	10,3	8,2	6,5	5,2	4,1						
		Mrev	81,1	q, rev	27,6	20,4	15,4	11,9	9,3	7,3	5,8	4,6	3,6						
		Mbal	30,4	q, bal	8,4	5,7	3,9	2,5	1,6	0,8	0,2	-0,2	-0,6						
		M BS60	84,2	q,mBS60	28,7	21,3	16,2	12,5	9,8	7,7	6,1	4,9	3,8						
	*	Vk BS60	45,0	q,vBS60	14,8	12,5	10,8	9,4	8,3	7,3	6,5	5,8	5,2						
		Vud	60,0	q, vud	20,7	17,7	15,4	13,6	12,1	10,8	9,7	8,8	8,0						
5	0	Mud	109,2	q, ud	38,2	28,5	21,9	17,1	13,6	10,9	8,9	7,2	5,9	4,8	3,9				
		Mrev	93,4	q, rev	32,2	23,9	18,3	14,2	11,2	8,9	7,1	5,7	4,6	3,7	2,9				
		Mbal	38,8	q, bal	11,6	8,1	5,8	4,1	2,8	1,9	1,2	0,6	0,1	-0,3	-0,6				
		M BS60	106,8	q,mBS60	37,3	27,8	21,3	16,7	13,2	10,6	8,6	7,0	5,7	4,6	3,7				
	*	Vk BS60	54,0	q,vBS60	18,3	15,7	13,6	11,9	10,5	9,4	8,4	7,6	6,9	6,3	5,7				
		Vud	72,0	q, vud	25,5	21,9	19,1	16,9	15,1	13,6	12,3	11,2	10,2	9,4	8,7				
6	0	Mud	127,2	q, ud	45,0	33,7	26,0	20,5	16,4	13,3	10,8	8,9	7,4	6,1	5,1	4,2			
		Mrev	104,8	q, rev	36,5	27,2	20,9	16,3	12,9	10,4	8,4	6,8	5,5	4,5	3,6	2,9			
		Mbal	46,6	q, bal	14,5	10,4	7,6	5,5	4,0	2,9	2,0	1,3	0,7	0,3	-0,1	-0,4			
		M BS60	127,4	q,mBS60	45,0	33,8	26,0	20,5	16,4	13,3	10,9	8,9	7,4	6,1	5,1	4,2			
	*	Vk BS60	54,0	q,vBS60	18,3	15,7	13,6	11,9	10,5	9,4	8,4	7,6	6,9	6,3	5,7	5,2			
		Vud	72,0	q, vud	25,5	21,9	19,1	16,9	15,1	13,6	12,3	11,2	10,2	9,4	8,7	8,0			
7	0	Mud	144,7	q, ud	51,6	38,8	30,0	23,7	19,0	15,5	12,8	10,6	8,8	7,4	6,2	5,2	4,3	3,6	
		Mrev	116,1	q, rev	40,8	30,5	23,4	18,4	14,7	11,8	9,6	7,9	6,5	5,3	4,3	3,5	2,9	2,3	
		Mbal	54,3	q, bal	17,4	12,6	9,3	7,0	5,2	3,9	2,9	2,0	1,4	0,8	0,4	0,0	-0,3	-0,6	
		M BS60	147,8	q,mBS60	52,8	39,7	30,7	24,3	19,5	15,9	13,1	10,9	9,1	7,6	6,4	5,3	4,5	3,7	
	*	Vk BS60	62,3	q,vBS60	21,6	18,5	16,1	14,2	12,6	11,3	10,2	9,3	8,4	7,7	7,1	6,5	6,0	5,5	
		Vud	83,0	q, vud	29,8	25,7	22,5	20,0	17,9	16,1	14,6	13,4	12,3	11,3	10,5	9,7	9,0	8,4	

Snitkræfter er for pladebredde 1,2 m
Egenvægt 3,1 kN / m2 incl.fuger

Normal sikkerhedskl. 99-norm
Bæreevner er nyttelaster i kN / m2 excl. egenv. af element

* Foskydningsbæreevne i brandtilfældet er 75% af Vud.

Bæreevnetabel JE 265

1/2"	3/8"	JE265 Spændv.(m)			4,2	4,8	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	13,8	14,4	15,0
		Mud	122,6	q, ud	42,7	31,8	24,4	19,1	15,1	12,1	9,8	7,9	6,4	5,2	4,2								
2	4	Mrev	118,4	q, rev	41,1	30,6	23,4	18,3	14,5	11,6	9,3	7,5	6,1	4,9	3,9								
		Mbal	45,0	q, bal	13,4	9,4	6,6	4,7	3,2	2,1	1,3	0,6	0,1	-0,4	-0,8								
		M BS60	117,5	q,mBS60	40,8	30,3	23,2	18,1	14,3	11,5	9,2	7,5	6,0	4,8	3,9								
	*	Vk BS60	58,5	q,vBS60	19,6	16,7	14,4	12,6	11,1	9,9	8,9	8,0	7,2	6,5	5,9								
		Vud	78,0	q, vud	27,3	23,4	20,4	18,0	16,0	14,4	13,0	11,8	10,8	9,9	9,1								
		Mud	170,6	q, ud	60,8	45,7	35,4	27,9	22,5	18,3	15,0	12,5	10,4	8,7	7,3	6,1	5,1	4,2					
6	0	Mrev	145,0	q, rev	51,1	38,3	29,5	23,2	18,5	15,0	12,2	10,0	8,3	6,8	5,6	4,6	3,8	3,1					
		Mbal	63,8	q, bal	20,5	14,8	10,9	8,2	6,1	4,6	3,3	2,4	1,6	1,0	0,4	0,0	-0,4	-0,7					
		M BS60	165,1	q,mBS60	58,7	44,1	34,1	26,9	21,6	17,6	14,4	11,9	9,9	8,3	6,9	5,8	4,8	4,0					
	*	Vk BS60	66,0	q,vBS60	22,5	19,3	16,7	14,7	13,0	11,6	10,5	9,4	8,6	7,8	7,1	6,5	6,0	5,5					
		Vud	88,0	q, vud	31,3	26,9	23,5	20,8	18,6	16,7	15,2	13,8	12,6	11,6	10,7	9,9	9,2	8,6					
		Mud	196,6	q, ud	70,7	53,2	41,3	32,8	26,4	21,6	17,9	14,9	12,5	10,6	8,9	7,6	6,4	5,5	4,6				
6	2	Mrev	161,8	q, rev	57,5	43,2	33,3	26,3	21,1	17,2	14,1	11,6	9,7	8,1	6,7	5,6	4,6	3,8	3,1				
		Mbal	75,7	q, bal	25,0	18,3	13,7	10,4	7,9	6,1	4,6	3,5	2,6	1,8	1,2	0,7	0,2	-0,1	-0,5				
		M BS60	194,9	q,mBS60	70,0	52,7	40,9	32,4	26,2	21,4	17,7	14,8	12,4	10,4	8,8	7,5	6,3	5,4	4,5				
	*	Vk BS60	72,0	q,vBS60	24,9	21,4	18,6	16,4	14,5	13,0	11,7	10,6	9,7	8,9	8,1	7,5	6,9	6,4	5,9				
		Vud	96,0	q, vud	34,4	29,7	26,0	23,0	20,6	18,6	16,9	15,4	14,1	13,0	12,0	11,2	10,4	9,7	9,0				
		Mud	216,7	q, ud	78,2	59,1	45,9	36,5	29,5	24,2	20,1	16,8	14,2	12,0	10,2	8,7	7,5	6,4	5,4	4,6			
8	0	Mrev	175,1	q, rev	62,5	47,0	36,4	28,8	23,1	18,9	15,5	12,9	10,8	9,0	7,6	6,4	5,3	4,5	3,7	3,0			
		Mbal	85,1	q, bal	28,5	21,0	15,8	12,1	9,4	7,3	5,7	4,4	3,4	2,5	1,8	1,2	0,7	0,3	-0,1	-0,4			
		M BS60	218,2	q,mBS60	78,8	59,5	46,2	36,8	29,7	24,4	20,3	17,0	14,3	12,1	10,3	8,8	7,5	6,5	5,5	4,7			
	*	Vk BS60	72,0	q,vBS60	24,9	21,4	18,6	16,4	14,5	13,0	11,7	10,6	9,7	8,9	8,1	7,5	6,9	6,4	5,9	5,4			
		Vud	96,0	q, vud	34,4	29,7	26,0	23,0	20,6	18,6	16,9	15,4	14,1	13,0	12,0	11,2	10,4	9,7	9,0	8,5			
		Mud	241,8	q, ud	87,7	66,3	51,6	41,1	33,4	27,4	22,8	19,2	16,3	13,8	11,8	10,2	8,8	7,5	6,5	5,6	4,8	4,1	
8	2	Mrev	191,9	q, rev	68,9	51,9	40,2	31,9	25,7	21,0	17,4	14,5	12,1	10,2	8,6	7,3	6,2	5,2	4,4	3,7	3,1	2,5	
		Mbal	97,0	q, bal	33,0	24,4	18,5	14,3	11,2	8,8	7,0	5,5	4,3	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,1	-0,3	-0,5	
		M BS60	247,2	q,mBS60	89,8	67,9	52,9	42,1	34,2	28,1	23,4	19,7	16,7	14,2	12,2	10,5	9,0	7,8	6,7	5,8	5,0	4,3	
	*	Vk BS60	82,5	q,vBS60	29,1	25,0	21,8	19,3	17,2	15,4	14,0	12,7	11,6	10,7	9,8	9,1	8,4	7,8	7,3	6,8	6,3	5,9	
		Vud	110,0	q, vud	40,0	34,5	30,3	26,9	24,1	21,8	19,9	18,2	16,7	15,4	14,3	13,3	12,4	11,6	10,9	10,2	9,6	9,1	
		Mud	261,3	q, ud	95,1	72,0	56,1	44,7	36,3	30,0	25,0	21,0	17,9	15,3	13,1	11,3	9,8	8,4	7,3	6,3	5,5	4,8	4,1
10	0	Mrev	205,2	q, rev	73,9	55,7	43,3	34,4	27,8	22,7	18,8	15,7	13,2	11,2	9,5	8,1	6,9	5,9	5,0	4,2	3,5	2,9	2,4
		Mbal	106,3	q, bal	36,5	27,1	20,7	16,0	12,6	10,0	8,0	6,4	5,1	4,0	3,2	2,4	1,8	1,3	0,8	0,4	0,1	-0,2	-0,5
		M BS60	266,7	q,mBS60	97,1	73,5	57,3	45,7	37,2	30,6	25,6	21,5	18,3	15,6	13,4	11,6	10,0	8,7	7,5	6,6	5,7	4,9	4,3
	*	Vk BS60	82,5	q,vBS60	29,1	25,0	21,8	19,3	17,2	15,4	14,0	12,7	11,6	10,7	9,8	9,1	8,4	7,8	7,3	6,8	6,3	5,9	5,5
		Vud	110,0	q, vud	40,0	34,5	30,3	26,9	24,1	21,8	19,9	18,2	16,7	15,4	14,3	13,3	12,4	11,6	10,9	10,2	9,6	9,1	8,6

Snitkræfter er for pladebredde 1,2 m
Egenvægt 3,65 kN / m2 incl.fuger

Normal sikkerhedskl. 99-norm
Bæreevner er nyttelaster i kN / m2 excl. egenv. af element

* Foskydningsbæreevne i brandtilfældet er 75% af Vud

Bæreevnetabel QE 320

1/2"	QE320 Spændv.(m)			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	13,8	14,4	15,0	15,6	16,2	16,8	17,4	18,0
	Mud	182,4	q, ud	37,6	29,7	23,8	19,4	15,9	13,1	10,9	9,1	7,6	6,3	5,3	4,3										
5	Mrev	169,0	q, rev	34,5	27,2	21,8	17,6	14,4	11,9	9,8	8,1	6,7	5,6	4,6	3,7										
	Mbal	72,0	q, bal	12,4	9,2	6,9	5,2	3,8	2,7	1,8	1,1	0,5	0,0	-0,4	-0,8										
	M BS60	164,8	q,mBS60	33,6	26,4	21,1	17,1	14,0	11,5	9,5	7,8	6,5	5,3	4,4	3,5										
*	Vk BS60	73,5	q,vBS60	18,6	16,3	14,5	12,9	11,6	10,5	9,5	8,7	7,9	7,2	6,6	6,1										
	Vud	98,0	q, vud	26,1	23,1	20,6	18,6	16,8	15,3	14,0	12,9	11,9	11,0	10,2	9,5										
	Mud	217,5	q, ud	45,6	36,2	29,2	23,9	19,7	16,4	13,8	11,6	9,8	8,3	7,1	6,0	5,0									
6	Mrev	188,4	q, rev	39,0	30,8	24,7	20,1	16,5	13,7	11,4	9,5	8,0	6,7	5,6	4,6	3,8									
	Mbal	86,4	q, bal	15,7	11,9	9,1	7,0	5,4	4,1	3,0	2,2	1,4	0,8	0,3	-0,1	-0,5									
	M BS60	197,1	q,mBS60	41,0	32,4	26,1	21,2	17,5	14,5	12,1	10,2	8,5	7,2	6,0	5,0	4,2									
*	Vk BS60	73,5	q,vBS60	18,6	16,3	14,5	12,9	11,6	10,5	9,5	8,7	7,9	7,2	6,6	6,1	5,6									
	Vud	98,0	q, vud	26,1	23,1	20,6	18,6	16,8	15,3	14,0	12,9	11,9	11,0	10,2	9,5	8,9									
	Mud	252,3	q, ud	53,6	42,6	34,5	28,3	23,5	19,7	16,7	14,2	12,1	10,3	8,8	7,6	6,5	5,6	4,7							
7	Mrev	207,8	q, rev	43,4	34,4	27,7	22,6	18,7	15,5	13,0	10,9	9,2	7,8	6,6	5,5	4,6	3,9	3,2							
	Mbal	100,8	q, bal	18,9	14,6	11,3	8,9	6,9	5,4	4,2	3,2	2,4	1,7	1,1	0,6	0,1	-0,2	-0,6							
	M BS60	229,2	q,mBS60	48,3	38,3	31,0	25,4	21,0	17,6	14,8	12,5	10,6	9,0	7,7	6,5	5,5	4,7	3,9							
*	Vk BS60	79,5	q,vBS60	20,4	18,0	16,0	14,3	12,9	11,7	10,6	9,7	8,9	8,2	7,5	6,9	6,4	5,9	5,5							
	Vud	106,0	q, vud	28,6	25,3	22,7	20,4	18,5	16,9	15,5	14,3	13,2	12,3	11,4	10,6	9,9	9,3	8,7							
	Mud	283,2	q, ud	60,6	48,3	39,2	32,3	26,9	22,7	19,2	16,4	14,0	12,1	10,4	9,0	7,8	6,7	5,8	5,0						
8	Mrev	227,2	q, rev	47,8	38,0	30,7	25,1	20,8	17,4	14,6	12,3	10,5	8,9	7,6	6,4	5,4	4,6	3,9	3,2						
	Mbal	115,2	q, bal	22,2	17,2	13,5	10,7	8,5	6,8	5,4	4,2	3,3	2,5	1,8	1,2	0,7	0,3	-0,1	-0,4						
	M BS60	261,0	q,mBS60	55,6	44,2	35,8	29,5	24,5	20,6	17,4	14,8	12,6	10,8	9,3	8,0	6,9	5,9	5,0	4,3						
*	Vk BS60	79,5	q,vBS60	20,4	18,0	16,0	14,3	12,9	11,7	10,6	9,7	8,9	8,2	7,5	6,9	6,4	5,9	5,5	5,1						
	Vud	106,0	q, vud	28,6	25,3	22,7	20,4	18,5	16,9	15,5	14,3	13,2	12,3	11,4	10,6	9,9	9,3	8,7	8,2						
	Mud	306,0	q, ud	65,9	52,6	42,7	35,3	29,4	24,8	21,1	18,0	15,5	13,4	11,6	10,1	8,7	7,6	6,6	5,7	5,0					
9	Mrev	242,3	q, rev	51,3	40,8	33,0	27,1	22,5	18,8	15,8	13,4	11,4	9,7	8,3	7,1	6,1	5,2	4,4	3,7	3,1					
	Mbal	124,4	q, bal	24,3	18,9	14,9	11,9	9,5	7,7	6,1	4,9	3,9	3,0	2,3	1,7	1,1	0,7	0,3	-0,1	-0,4					
	M BS60	313,2	q,mBS60	67,5	53,9	43,8	36,2	30,2	25,5	21,7	18,6	16,0	13,8	12,0	10,4	9,1	7,9	6,9	6,0	5,2					
*	Vk BS60	79,5	q,vBS60	20,4	18,0	16,0	14,3	12,9	11,7	10,6	9,7	8,9	8,2	7,5	6,9	6,4	5,9	5,5	5,1	4,7					
	Vud	106,0	q, vud	28,6	25,3	22,7	20,4	18,5	16,9	15,5	14,3	13,2	12,3	11,4	10,6	9,9	9,3	8,7	8,2	7,7					
	Mud	328,7	q, ud	71,0	56,8	46,2	38,2	31,9	27,0	23,0	19,7	17,0	14,7	12,8	11,1	9,7	8,5	7,4	6,5	5,6	4,9				
10	Mrev	257,3	q, rev	54,7	43,5	35,3	29,0	24,1	20,2	17,1	14,5	12,4	10,6	9,1	7,8	6,7	5,7	4,9	4,2	3,5	2,9				
	Mbal	133,6	q, bal	26,4	20,6	16,3	13,1	10,5	8,5	6,9	5,6	4,5	3,5	2,8	2,1	1,5	1,0	0,6	0,2	-0,1	-0,4				
	M BS60	361,7	q,mBS60	78,6	62,9	51,3	42,4	35,5	30,1	25,7	22,1	19,1	16,6	14,5	12,6	11,1	9,7	8,6	7,5	6,6	5,8				
*	Vk BS60	84,8	q,vBS60	22,1	19,4	17,3	15,5	14,0	12,7	11,6	10,6	9,7	9,0	8,3	7,7	7,1	6,6	6,1	5,7	5,3	5,0				
	Vud	113,0	q, vud	30,8	27,3	24,4	22,1	20,0	18,3	16,8	15,5	14,4	13,3	12,4	11,6	10,8	10,2	9,5	9,0	8,5	8,0				
	Mud	351,0	q, ud	76,1	60,9	49,6	41,0	34,4	29,1	24,8	21,3	18,4	16,0	13,9	12,2	10,6	9,3	8,2	7,2	6,3	5,5	4,8			
11	Mrev	272,4	q, rev	58,2	46,3	37,6	30,9	25,7	21,6	18,3	15,6	13,4	11,5	9,9	8,5	7,3	6,3	5,4	4,7	4,0	3,4	2,8			
	Mbal	142,8	q, bal	28,5	22,3	17,8	14,3	11,5	9,4	7,7	6,2	5,1	4,1	3,2	2,5	1,9	1,4	0,9	0,5	0,1	-0,2	-0,5			
	M BS60	392,8	q,mBS60	85,7	68,6	56,0	46,4	38,9	33,0	28,2	24,3	21,1	18,4	16,0	14,1	12,4	10,9	9,7	8,5	7,5	6,7	5,9			
*	Vk BS60	84,8	q,vBS60	22,1	19,4	17,3	15,5	14,0	12,7	11,6	10,6	9,7	9,0	8,3	7,7	7,1	6,6	6,1	5,7	5,3	5,0	4,6			
	Vud	113,0	q, vud	30,8	27,3	24,4	22,1	20,0	18,3	16,8	15,5	14,4	13,3	12,4	11,6	10,8	10,2	9,5	9,0	8,5	8,0	7,5			
	Mud	378,5	q, ud	82,4	66,0	53,8	44,6	37,4	31,7	27,1	23,3	20,2	17,5	15,3	13,4	11,8	10,4	9,2	8,1	7,1	6,3	5,5			
12	Mrev	270,5	q, rev	57,7	46,0	37,3	30,7	25,5	21,5	18,2	15,5	13,2	11,4	9,8	8,4	7,3	6,2	5,4	4,6	3,9	3,3	2,8			
	Mbal	142,0	q, bal	28,4	22,2	17,6	14,2	11,5	9,3	7,6	6,2	5,0	4,0	3,2	2,5	1,9	1,3	0,9	0,5	0,1	-0,2	-0,5			
	M BS60	420,9	q,mBS60	92,1	73,8	60,3	50,0	42,0	35,7	30,5	26,3	22,9	20,0	17,5	15,4	13,6	12,0	10,6	9,4	8,4	7,4	6,6			
*	Vk BS60	84,8	q,vBS60	22,1	19,4	17,3	15,5	14,0	12,7	11,6	10,6	9,7	9,0	8,3	7,7	7,1	6,6	6,1	5,7	5,3	5,0	4,6			
	Vud	113,0	q, vud	30,8	27,3	24,4	22,1	20,0	18,3	16,8	15,5	14,4	13,3	12,4	11,6	10,8	10,2	9,5	9,0	8,5	8,0	7,5			
	Mud	406,2	q, ud	88,8	71,1	58,1	48,1	40,4	34,3	29,3	25,3	21,9	19,1	16,7	14,7	13,0	11,4	10,1	9,0	7,9	7,0	6,2	5,5		
13	Mrev	288,0	q, rev	61,7	49,2	40,0	32,9	27,5	23,1	19,6	16,7	14,4	12,4	10,7	9,2	8,0	6,9	6,0	5,2	4,4	3,8	3,2	2,7		
	Mbal	154,9	q, bal	31,3	24,6	19,6	15,8	12,9	10,5	8,6	7,1	5,8	4,8	3,8	3,1	2,4	1,8	1,3	0,9	0,5	0,1	-0,2	-0,4		
	M BS60	448,5	q,mBS60	98,4	79,0	64,5	53,6	45,0	38,3	32,8	28,3	24,6	21,5	18,9	16,7	14,7	13,1	11,6	10,3	9,2	8,2	7,3	6,5		
*	Vk BS60	94,5	q,vBS60	25,1	22,2	19,8	17,8	16,1	14,7	13,4	12,3	11,3	10,5	9,7	9,0	8,4	7,8	7,3	6,8	6,4	6,0	5,6	5,3		
	Vud	126,0	q, vud	34,8	30,9	27,7	25,1	22,8	20,9	19,2	17,8	16,5	15,3	14,3	13,4	12,6	11,8	11,1	10,5	9,9	9,4	8,9	8,4		
	Mud	433,3	q, ud	95,0	76,1	62,2	51,6	43,4	36,8	31,6	27,2	23,7	20,7	18,1	16,0	14,1	12,5	11,1	9,8	8,7	7,8	6,9	6,1	5,4	4,8
14	Mrev	305,5	q, rev	65,7	52,5	42,7	35,2	29,4	24,8	21,0	18,0	15,5	13,4	11,6	10,0	8,7	7,6	6,6	5,7	5,0	4,3	3,7	3,1	2,6	2,2
	Mbal	167,9	q, bal	34,3	27,0	21,6	17,5	14,3	11,8	9,7	8,0	6,7	5,5	4,5	3,7	3,0	2,3	1,8	1,3	0,9	0,5	0,2	-0,1	-0,4	-0,6
	M BS60	478,6	q,mBS60	105,3	84,5	69,1	57,4	48,3	41,1	35,3	30,5	26,6	23,3	20,5	18,1	16,0	14,2	12,7	11,3	10,1	9,0	8,1	7,2	6,4	5,7
*	Vk BS60	94,5	q,vBS60	25,1	22,2	19,8	17,8	16,1	14,7	13,4	12,3	11,3	10,5	9,7	9,0	8,4	7,8	7,3	6,8	6,4	6,0	5,6	5,3	5,0	4,7
	Vud	126,0	q, vud	34,8	30,9	27,7	25,1	22,8	20,9	19,2	17,8	16,5	15,3	14,3	13,4	12,6	11,8	11,1	10,5	9,9	9,4	8,9	8,4	8,0	7,6

Snitkræfter er for pladebredde 1,2 m
Egenvægt 4,1 kN / m2 incl.fuger

Normal sikkerhedskl. 99-norm
Bæreevner er nyttelaster i kN / m2 excl. egenv. af element

* Foskydningsbæreevne i brandtilfældet er 75% af Vud

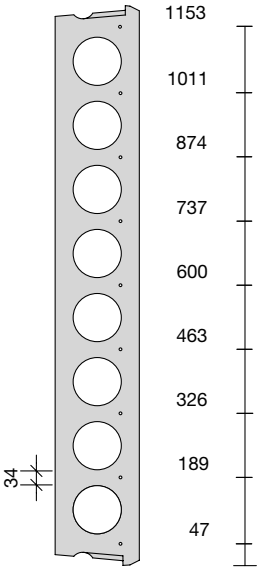
Bæreevnetabel ZE 400

1/2"	ZE400 Spændv.(m)			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	13,8	14,4	15,0	15,6	16,2	16,8	17,4	18,0	18,6	19,2	19,8	20,4
	Mud	235,5	q, ud	39,1	31,5	25,8	21,3	17,8	14,9	12,5	10,6	9,0	7,6	6,4	5,4													
5	Mrev	229,5	q, rev	38,0	30,6	25,0	20,6	17,2	14,4	12,1	10,2	8,6	7,3	6,1	5,1													
	Mbal	95,3	q, bal	13,1	10,1	7,8	5,9	4,5	3,3	2,4	1,6	0,9	0,4	-0,1	-0,5													
	M BS60	212,2	q,mBS60	34,8	28,0	22,8	18,8	15,5	13,0	10,9	9,1	7,6	6,4	5,3	4,4													
*	Vk BS60	90,0	q,vBS60	20,5	18,2	16,3	14,7	13,4	12,2	11,1	10,2	9,4	8,7	8,0	7,4													
	Vud	120,0	q, vud	28,8	25,8	23,3	21,1	19,3	17,7	16,3	15,1	14,0	13,0	12,2	11,4													
	Mud	281,3	q, ud	47,6	38,6	31,7	26,3	22,1	18,7	15,8	13,5	11,6	9,9	8,5	7,3	6,3	5,3											
6	Mrev	254,8	q, rev	42,7	34,5	28,3	23,4	19,6	16,5	13,9	11,8	10,1	8,6	7,3	6,2	5,2	4,4											
	Mbal	114,3	q, bal	16,7	13,0	10,2	8,0	6,3	4,9	3,8	2,8	2,0	1,4	0,8	0,3	-0,1	-0,5											
	M BS60	253,9	q,mBS60	42,5	34,4	28,2	23,3	19,5	16,4	13,9	11,8	10,0	8,5	7,3	6,2	5,2	4,4											
*	Vk BS60	90,0	q,vBS60	20,5	18,2	16,3	14,7	13,4	12,2	11,1	10,2	9,4	8,7	8,0	7,4	6,9	6,4											
	Vud	120,0	q, vud	28,8	25,8	23,3	21,1	19,3	17,7	16,3	15,1	14,0	13,0	12,2	11,4	10,7	10,0											
	Mud	326,6	q, ud	56,0	45,5	37,5	31,3	26,4	22,4	19,1	16,4	14,2	12,3	10,6	9,2	8,0	6,9	6,0	5,2									
7	Mrev	280,1	q, rev	47,4	38,4	31,5	26,2	22,0	18,6	15,8	13,4	11,5	9,9	8,5	7,3	6,2	5,3	4,5	3,8									
	Mbal	133,4	q, bal	20,2	15,9	12,7	10,1	8,1	6,5	5,1	4,0	3,1	2,3	1,7	1,1	0,6	0,2	-0,2	-0,5									
	M BS60	295,5	q,mBS60	50,2	40,7	33,5	27,9	23,4	19,8	16,9	14,4	12,4	10,7	9,2	7,9	6,8	5,8	5,0	4,3									
*	Vk BS60	96,0	q,vBS60	22,2	19,7	17,7	16,0	14,5	13,3	12,2	11,2	10,3	9,5	8,8	8,2	7,6	7,1	6,6	6,2									
	Vud	128,0	q, vud	31,1	27,8	25,1	22,9	20,9	19,2	17,7	16,4	15,3	14,2	13,3	12,4	11,7	11,0	10,3	9,7									
	Mud	371,5	q, ud	64,3	52,4	43,3	36,2	30,6	26,1	22,4	19,3	16,7	14,6	12,7	11,1	9,7	8,5	7,4	6,5	5,7	4,9							
8	Mrev	305,3	q, rev	52,0	42,2	34,8	29,0	24,3	20,6	17,6	15,1	12,9	11,2	9,6	8,3	7,2	6,2	5,3	4,5	3,9	3,3							
	Mbal	152,4	q, bal	23,7	18,8	15,1	12,2	9,9	8,0	6,5	5,3	4,2	3,3	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,0	-0,3	-0,6							
	M BS60	336,8	q,mBS60	57,9	47,0	38,8	32,4	27,3	23,2	19,9	17,1	14,8	12,8	11,1	9,6	8,4	7,3	6,3	5,5	4,7	4,1							
*	Vk BS60	96,0	q,vBS60	22,2	19,7	17,7	16,0	14,5	13,3	12,2	11,2	10,3	9,5	8,8	8,2	7,6	7,1	6,6	6,2	5,8	5,4							
	Vud	128,0	q, vud	31,1	27,8	25,1	22,9	20,9	19,2	17,7	16,4	15,3	14,2	13,3	12,4	11,7	11,0	10,3	9,7	9,2	8,7							
	Mud	409,5	q, ud	71,3	58,2	48,2	40,4	34,2	29,2	25,1	21,7	18,9	16,5	14,5	12,7	11,2	9,8	8,7	7,6	6,7	5,9	5,2						
9	Mrev	326,3	q, rev	55,9	45,4	37,5	31,3	26,3	22,4	19,1	16,4	14,1	12,2	10,6	9,2	8,0	6,9	6,0	5,2	4,4	3,8	3,2						
	Mbal	166,3	q, bal	26,3	21,0	16,9	13,7	11,2	9,2	7,5	6,2	5,0	4,0	3,2	2,5	1,9	1,3	0,8	0,4	0,1	-0,3	-0,6						
	M BS60	406,9	q,mBS60	70,9	57,8	47,8	40,1	33,9	29,0	24,9	21,6	18,8	16,4	14,3	12,6	11,1	9,7	8,6	7,6	6,6	5,8	5,1						
*	Vk BS60	96,0	q,vBS60	22,2	19,7	17,7	16,0	14,5	13,3	12,2	11,2	10,3	9,5	8,8	8,2	7,6	7,1	6,6	6,2	5,8	5,4	5,0						
	Vud	128,0	q, vud	31,1	27,8	25,1	22,9	20,9	19,2	17,7	16,4	15,3	14,2	13,3	12,4	11,7	11,0	10,3	9,7	9,2	8,7	8,2						
	Mud	443,0	q, ud	77,5	63,3	52,5	44,0	37,4	32,0	27,5	23,9	20,8	18,2	16,0	14,1	12,4	11,0	9,7	8,6	7,6	6,8	6,0	5,3					
10	Mrev	347,3	q, rev	59,8	48,7	40,2	33,6	28,3	24,1	20,6	17,8	15,4	13,3	11,6	10,1	8,8	7,7	6,7	5,8	5,0	4,3	3,7	3,1					
	Mbal	180,2	q, bal	28,9	23,1	18,7	15,2	12,5	10,3	8,5	7,0	5,8	4,7	3,8	3,1	2,4	1,8	1,3	0,8	0,4	0,1	-0,2	-0,5					
	M BS60	474,5	q,mBS60	83,4	68,1	56,5	47,5	40,3	34,6	29,8	25,9	22,6	19,8	17,5	15,4	13,7	12,1	10,8	9,6	8,5	7,6	6,7	5,9					
*	Vk BS60	102,0	q,vBS60	23,8	21,3	19,1	17,3	15,7	14,4	13,2	12,2	11,2	10,4	9,7	9,0	8,4	7,8	7,3	6,8	6,4	6,0	5,6	5,3					
	Vud	136,0	q, vud	33,3	29,8	27,0	24,6	22,5	20,7	19,1	17,7	16,5	15,4	14,4	13,5	12,7	11,9	11,2	10,6	10,0	9,5	9,0	8,5					
	Mud	474,5	q, ud	83,4	68,1	56,5	47,5	40,3	34,6	29,8	25,9	22,6	19,8	17,5	15,4	13,7	12,1	10,8	9,6	8,5	7,6	6,7	5,9	5,3				
11	Mrev	368,2	q, rev	63,7	51,9	42,9	35,8	30,3	25,8	22,1	19,1	16,5	14,4	12,5	11,0	9,6	8,4	7,3	6,4	5,6	4,9	4,2	3,6	3,1				
	Mbal	194,1	q, bal	31,4	25,2	20,5	16,8	13,8	11,5	9,5	7,9	6,6	5,5	4,5	3,7	2,9	2,3	1,7	1,3	0,8	0,4	0,1	-0,2	-0,5				
	M BS60	522,6	q,mBS60	92,3	75,5	62,7	52,8	44,9	38,5	33,3	29,0	25,4	22,3	19,7	17,4	15,5	13,8	12,3	11,0	9,8	8,8	7,8	7,0	6,3				
*	Vk BS60	102,0	q,vBS60	23,8	21,3	19,1	17,3	15,7	14,4	13,2	12,2	11,2	10,4	9,7	9,0	8,4	7,8	7,3	6,8	6,4	6,0	5,6	5,3	4,9				
	Vud	136,0	q, vud	33,3	29,8	27,0	24,6	22,5	20,7	19,1	17,7	16,5	15,4	14,4	13,5	12,7	11,9	11,2	10,6	10,0	9,5	9,0	8,5	8,1				
	Mud	510,7	q, ud	90,1	73,7	61,2	51,5	43,8	37,5	32,4	28,2	24,7	21,7	19,1	16,9	15,0	13,4	11,9	10,6	9,5	8,5	7,6	6,7	6,0				
12	Mrev	365,3	q, rev	63,1	51,4	42,5	35,5	30,0	25,6	21,9	18,9	16,4	14,2	12,4	10,8	9,5	8,3	7,2	6,3	5,5	4,8	4,1	3,5	3,0				
	Mbal	192,4	q, bal	31,1	24,9	20,2	16,6	13,7	11,3	9,4	7,8	6,5	5,4	4,4	3,6	2,9	2,2	1,7	1,2	0,8	0,4	0,0	-0,3	-0,5				
	M BS60	563,9	q,mBS60	99,9	81,8	68,0	57,3	48,8	41,9	36,3	31,6	27,7	24,4	21,6	19,2	17,1	15,2	13,6	12,2	10,9	9,8	8,8	7,9	7,1				
*	Vk BS60	102,0	q,vBS60	23,8	21,3	19,1	17,3	15,7	14,4	13,2	12,2	11,2	10,4	9,7	9,0	8,4	7,8	7,3	6,8	6,4	6,0	5,6	5,3	4,9				
	Vud	136,0	q, vud	33,3	29,8	27,0	24,6	22,5	20,7	19,1	17,7	16,5	15,4	14,4	13,5	12,7	11,9	11,2	10,6	10,0	9,5	9,0	8,5	8,1				
	Mud	547,6	q, ud	96,9	79,3	65,9	55,5	47,2	40,6	35,1	30,6	26,8	23,6	20,9	18,5	16,5	14,7	13,1	11,7	10,5	9,4	8,4	7,6	6,8	6,1			
13	Mrev	388,1	q, rev	67,4	54,9	45,4	38,0	32,2	27,4	23,6	20,4	17,7	15,4	13,5	11,8	10,3	9,1	8,0	7,0	6,1	5,4	4,7	4,0	3,5	3,0			
	Mbal	209,6	q, bal	34,3	27,6	22,5	18,5	15,3	12,8	10,7	8,9	7,5	6,3	5,2	4,3	3,5	2,8	2,2	1,7	1,2	0,8	0,5	0,1	-0,2	-0,5			
	M BS60	604,5	q,mBS60	107,4	88,0	73,2	61,7	52,6	45,3	39,2	34,2	30,1	26,5	23,5	20,9	18,6	16,7	14,9	13,4	12,1	10,9	9,8	8,8	7,9	7,1			
*	Vk BS60	108,8	q,vBS60	25,7	23,0	20,7	18,7	17,1	15,6	14,4	13,3	12,3	11,4	10,6	9,9	9,2	8,6	8,1	7,6	7,1	6,7	6,3	5,9	5,6	5,2			
	Vud	145,0	q, vud	35,8	32,1	29,1	26,5	24,3	22,4	20,7	19,2	17,9	16,7	15,6	14,7	13,8	13,0	12,3	11,6	11,0	10,4	9,9	9,4	8,9	8,5			
	Mud	583,4	q, ud	103,5	84,8	70,5	59,4	50,6	43,5	37,7	32,9	28,8	25,4	22,5	20,0	17,8	15,9	14,3	12,8	11,5	10,3	9,3	8,3	7,5	6,7	6,1		
14	Mrev	410,9	q, rev	71,6	58,4	48,3	40,5	34,3	29,3	25,2	21,8	19,0	16,6	14,5	12,8	11,2	9,9	8,7	7,7	6,8	5,9	5,2	4,5	4,0	3,4	2,9		
	Mbal	226,8	q, bal	37,5	30,2	24,7	20,4	16,9	14,2	11,9	10,0	8,5	7,1	6,0	5,0	4,2	3,4	2,8	2,2	1,7	1,3	0,9	0,5	0,2	-0,1	-0,4		
	M BS60	646,3	q,mBS60	115,2	94,4	78,6	66,3	56,6	48,7	42,3	36,9	32,4	28,7	25,4	22,6	20,2	18,1	16,3	14,6	13,2	11,9	10,8	9,7	8,8	8,0	7,2		
*	Vk BS60	108,8	q,vBS60	25,7	23,0	20,7	18,7	17,1	15,6	14,4	13,3	12,3	11,4	10,6	9,9	9,2	8,6	8,1	7,6	7,1	6,7	6,3	5,9	5,6	5,2	4,9		
	Vud	145,0	q, vud	35,8	32,1	29,1	26,5	24,3	22,4	20,7	19,2	17,9	16,7	15,6	14,7	13,8	13,0	12,3	11,6	11,0	10,4	9,9	9,4	8,9	8,5	8,1		
	Mud	606,1	q, ud	107,7	88,3	73,4	61,9	52,8	45,4	39,3	34,3	30,1	26,6	23,6	21,0	18,7	16,7	15,0	13,5	12,1	10,9	9,8	8,8	8,0	7,2	6,5	5,8	5,2
15	Mrev	426,0	q, rev	74,4	60,7	50,3	42,2	35,7	30,6	26,3	22,8	19,8	17,4	15,2	13,4	11,8	10,4	9,2	8,1	7,2	6,3	5,6	4,9	4,3	3,7	3,2	2,7	2,3
	Mbal	234,7	q, bal	39,0	31,4	25,7	21,2	17,7	14,8	12,5	10,5	8,9	7,5	6,4	5,4	4,5	3,7	3,0	2,5	1,9	1,5	1,0	0,7	0,3	0,0	-0,3	-0,5	-0,7
	M BS60	630,3	q,mBS60	112,2	92,0	76,6	64,6	55,1	47,4	41,1	35,9	31,5	27,8	24,7	22,0	19,6	17,6	15,8	14,2	12,8	11,5	10,4	9,4	8,5	7,6	6,9	6,2	5,6
*	Vk BS60	108,8	q,vBS60	25,7	23,0	20,7	18,7	17,1	15,6	14,4	13,3	12,3	11,4	10,6	9,9	9,2	8,6	8,1	7,6	7,1	6,7	6,3	5,9	5,6	5,2	4,9	4,7	4,4
	Vud	145,0	q, vud	35,8	32,1	29,1	26,5	24,3	22,4	20,7	19,2	17,9	16,7	15,6	14,7	13,8	13,0	12,3	11,6	11,0	10,4	9,9	9,4	8,9	8,5	8,1	7,7	7,3

Snitkræfter er for pladebredde 1,2 m · Normal sikkerhedskl. 99-norm · Egenvægt 4,5 kN / m2 incl.fuger · Bæreevner er nyttelaster i kN / m2 excl. egenv. af element

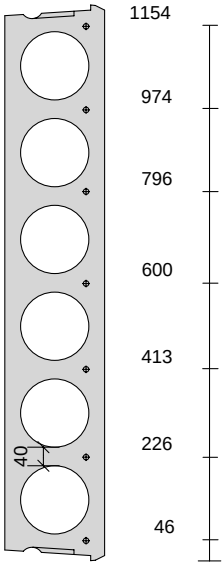
* Foskydningsbæreevne i brandtilfældet er 75% af Vud

Type PE 180



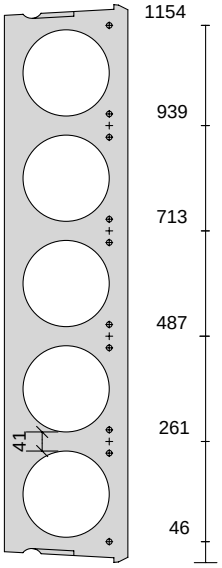
Kabeltype /antal 1/2" 3/8"	5 0	6 0	7 0
	8 0	9 0	6 0
	6 2	5 2	4 2
	3 4	4 5	7 0
Tværsnit ved understøtning	Bidrag fra ribbe		
1153	3,0	3,8	4,2
1011	6,3	7,5	8,8
874	6,3	7,5	8,8
737	6,3	7,5	8,8
600	6,3	7,5	8,8
463	6,3	7,5	8,8
326	6,3	7,5	8,8
189	6,3	7,5	8,8
47	3,0	3,8	4,2
Fuldbredde	50,1	60,1	70,0

Type DE 215



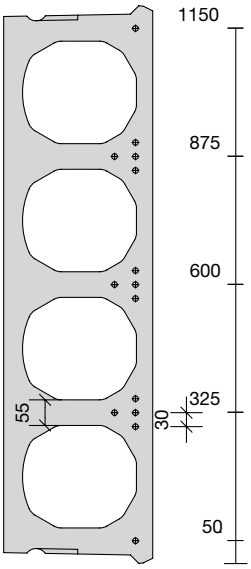
Kabeltype /antal 1/2" 3/8"	5 0	6 0	7 0
	0 0	0 0	
Tværsnit ved understøtning	Bidrag fra ribbe		
1154	5,0	6,0	7,0
974	10,0	12,0	13,8
796	10,0	12,0	13,8
600	10,0	12,0	13,8
413	10,0	12,0	13,8
226	10,0	12,0	13,8
46	5,0	6,0	7,0
Fuldbredde	60,0	72,0	83,0

Type JE 265



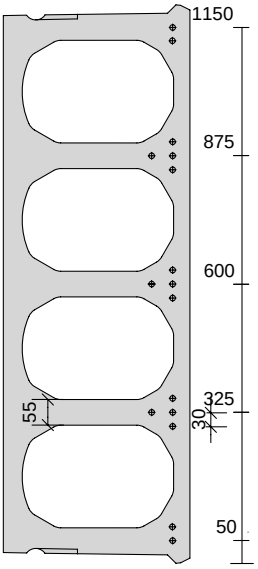
Kabeltype /antal 1/2" 3/8"	4	0	2 0	2 0
	2	6	6 8	8 10
Tværsnit ved understøt-	Bidrag fra ribbe			
1154	7,8	8,8	9,6	11,0
939	15,6	17,6	19,2	22,0
713	15,6	17,6	19,2	22,0
487	15,6	17,6	19,2	22,0
261	15,6	17,6	19,2	22,0
46	7,8	8,8	9,6	11,0
Fuldbredde	78,0	88,0	96,0	110,0

Type QE 320



Kabeltype /antal 1/2" 3/8"	5 0 6 0	7 0 8 0 9 0	10 0 11 0 12 0	13 0 14 0
Tværsnit ved understøtning	Bidrag fra ribbe			
1150	12,3	13,3	14,2	15,9
875	24,5	26,5	28,2	31,4
600	24,5	26,5	28,2	31,4
325	24,5	26,5	28,2	31,4
50	12,3	13,3	14,2	15,9
Fuldbredde	98,1	106,1	113,0	126,0

Type ZE 400



Kabeltype /antal 1/2" 3/8"	5 0 6 0	7 0 8 0 9 0	10 0 11 0 12 0	13 0 14 0 15 0
Tværsnit ved understøtning	Bidrag fra ribbe			
1150	15,0	16,0	17,0	18,2
875	30,0	32,0	34,0	36,2
600	30,0	32,0	34,0	36,2
325	30,0	32,0	34,0	36,2
50	15,0	16,0	17,0	18,2
Fuldbredde	120,0	128,0	136,0	145,0

Betonelement a|s

Salg og information:
Telefon 7010 3510
www.betonelement.dk

Lærkevej 7 · Postboks 2220 · 6705 Esbjerg Ø · Fax 7611 4699
Vestergade 25 · 4130 Viby Sj. · Fax 4614 2299

Bjørn & List · 5767 1727 · PD Bæreevnetabeller og forskydningsundersøgelse 4.1.4 · november 2005