

# Fundering

---

*I funderings kapitlet beskrives de geotekniske forhold, på baggrund to udleverede geotekniske rapporter. Endvidere dimensioneres et grundvandssænkingsanlæg samt en byggegrube indfatning. I slutningen af kapitlet beregnes pælebæreevnen og fundamentet dimensioneres. Derudover er der udført en overslagsmæssig beregning af pæleværket under parkeringskælderen.*

---

F1	Beskrivelse af geotekniske rapporter .....	63
F1.1	Geoteknisk rapport 1, Kampsax Geodan.....	63
F1.2	Geoteknisk rapport 2, Geoteknisk Institut.....	65
F1.3	Boreprofiler 5 og 10 .....	69
F2	Dimensionering af grundvandssænkingsanlæg .....	72
F2.1	Forudsætninger for dimensionering af sugespidsanlæg.....	72
F2.2	Beregning af sænkning med 63 & 126 sugespidsen .....	75
F2.3	Vurdering af resultater .....	84
F2.4	Praktisk udførelse af anlæg.....	85
F3	Spunsvæg .....	86
F3.1	Forudsætninger for dimensionering af spunsvæg.....	86
F3.2	Dimensionering af spunsvæggene .....	88
F4	Pælebæreevne .....	98
F4.1	Forudsætninger for bestemmelse af pælebæreevne.....	98
F4.2	Bestemmelse af pælebæreevne .....	101
F5	Pæleværk .....	113
F5.1	Tryk- og trækbæreevne .....	113
F5.2	Belastning af pæleværkerne.....	113
F5.3	Forudsætninger for dimensionering af pæleværkerne.....	120
F5.4	Dimensionering af pæleværket .....	121
F6	Parkeringskælder .....	128
F6.1	Forudsætninger .....	128
F6.2	Parkeringskælderen stabilitet .....	129



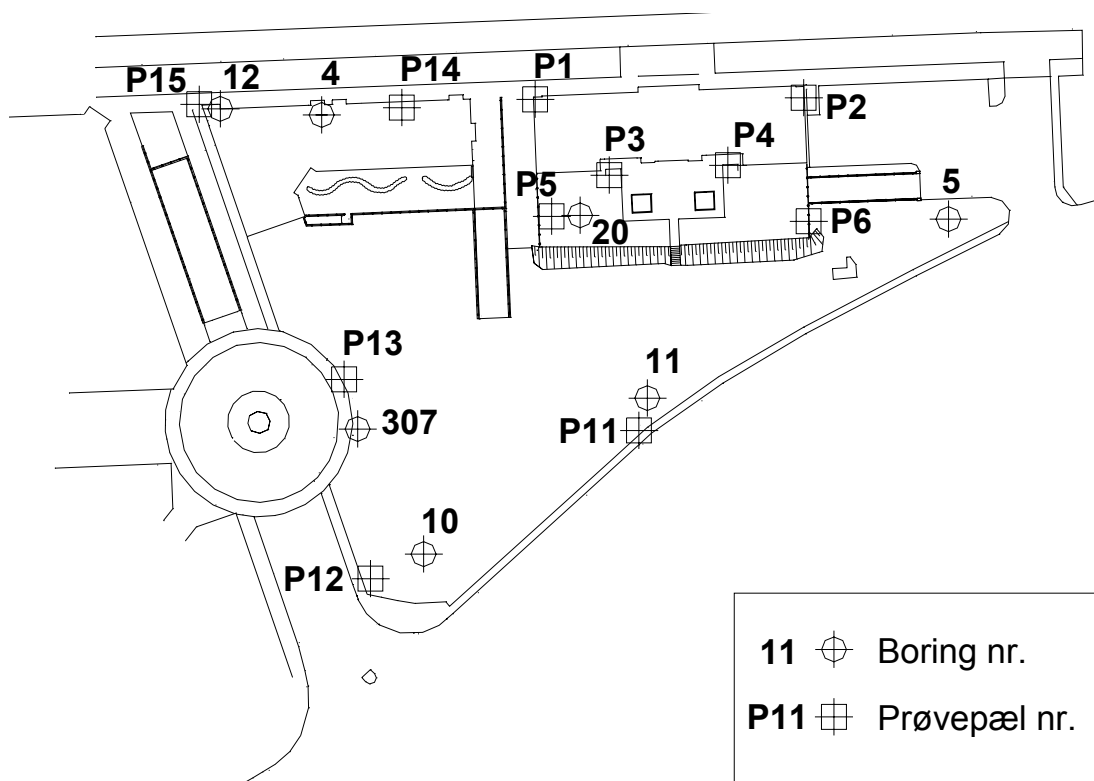
## F1 Beskrivelse af geotekniske rapporter

Dette afsnit omfatter en beskrivelse af borerne på projektlokaliteten udført af Kampsax Geodan, Geoteknisk Institut og RH&H.

### F1.1 Geoteknisk rapport 1, Kampsax Geodan

Som supplement til de tidligere udførte geotekniske undersøgelser i området, er i sammenhæng med Geoteknisk rapport 1 udført en undersøgelsesboring til 38 m. u.t. Denne boring er benævnt boring 20 på situationsplanen jf. Figur 1.1. Endvidere er der udført 3 pejleboringer fra 2,8 til 3,2 m u.t. i punkterne P1 - P3, jf. Figur 2.3.

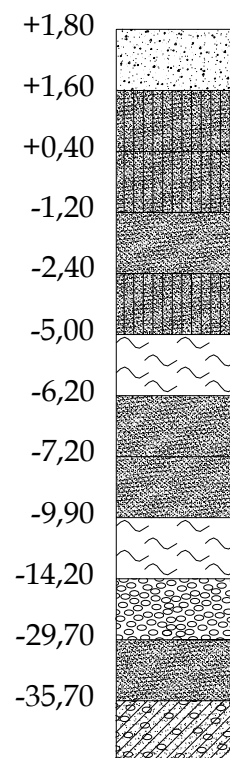
Efter borearbejdets afslutning er der udført prøveramning af 6 stk. 26 m lange 30x30 cm<sup>2</sup> jernbetonpæle, der er asfalteret på de øverste 17 m. Under prøveramning er der udført obligatoriske vibrations målinger. Placering af pælene fremgår af situationsplanen, jf. Figur 1.1.



Figur 1.1 Situationsplan af byggegrunden med indtegnede borer og rammede prøvpæle.

## Boring 20

Jord art	Kote [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [%]	N [slag/30 cm]
Beton	+1,80	-	-	-	-
Fyld, sand	+1,60	-	-	-	-
Fyld, sand	+0,40	-	-	-	-
Fyld, sand	-1,20	-	-	-	-
Fyld, sand	-2,40	-	-	-	-
Gytje	-5,00	-	45-75	70-79	-
Sand	-6,20	-	-	-	-
Sand	-7,20	-	-	-	9-16
Gytje	-9,90	-	80-125	43-74	-
Grus	-14,20	-	>365	-	-
Sand	-29,70	-	-	-	-
Moræneler	-35,70	-	-	-	-



I boringen træffes, under et 20 cm betonlag, et fyldlag bestående af sand samt sen-/ postglaciale sandlag og sætningsgivende organiske lag. OSBL skønnes i kote -14,20. Herunder træffes grus- og sandlag samt moræneler. Boringen er ført til kote -36,2.

## F1.1.1 Grundvandsspejl

GVS i boring 20 er i april 1994 registreret i kote -0,2 til -0,5, mens højeste vandstand i Limfjorden, ifølge registreringer i perioden 1944 - 1993, er målt i kote +1,5. GVS i boring 20, samt pejleboringer P1 - P3 fremgår af tabel F.1.

Tabel F.1 Vandspejl i boring 20 og pejleboringer P1 - P3, samt terrænkote for disse.

Boring nr.	Terrænkote	GVS m u.t./kote			
		14.04.94 kl.08.00	22.04.94 kl.15.20	25.04.94 kl.15.20	26.04.94 kl.09.45
20	1,82	2,0/-0,18	-	-	-
P1	1,64	-	2,10/-0,46	2,15/-0,51	2,08/-0,44
P2	1,47	-	1,65/-0,18	1,72/-0,25	1,68/-0,21
P3	1,43	-	1,65/-0,22	1,75/-0,32	1,58/-0,15
Havn	-	/-0,12	/-0,25	-	-

Med hensyn til grundvandssænkning anbefaler Kampsax Geodan en etablering af et traditionelt sugespidsanlæg med nedspulede spidser. For at undgå risikoen for sætninger af de nærliggende bygninger skal sænkningens rækkevidde begrænses. Derfor anbefales det, at vandspejlet under byggegruben kun sænkes det absolut nødvendige, ca. 10 - 20 cm under udgravningsbund.

### F1.1.2 Prøveramning

Ved prøveramningen er der konstateret betydelige variationer i rammemodstanden. Ifølge rapporten varierer den dynamiske bæreevne mellem 500 og 1400 kN. Endvidere varierer den opnåede regningsmæssige bæreevne 19 m u.t. fra 300 kN til ca. 700 kN for henholdsvis pæl 1 og pæle 2 og 4. I en dybde af 22 m u.t. varierer den fra 450 kN til ca. 800 kN for henholdsvis pæl 6 og pæle 2 og 4. I 25,6 m u.t. varierer den regningsmæssige bæreevne fra 400 kN til ca. 850 kN for henholdsvis pæl 6 og pæl 4.

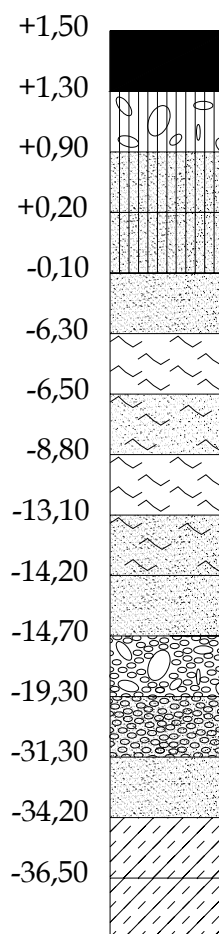
## F1.2 Geoteknisk rapport 2, Geoteknisk Institut

Den geotekniske undersøgelse i Geoteknisk rapport 2 består af 5 boreprofiler og resultater for ramning af 5 prøvepæle med tilhørende PDA målinger samt CASE analyse og vibrationsmålinger. Eftersom et af boreprofilerne, boreprofil 20, i rapporten allerede er beskrevet i Geoteknisk rapport 1, gentages beskrivelse af boreprofilet ikke. PDA målinger og CASE analyse er udført af c.p.test A/S. Boringerne er angivet på situationsplanen som punkterne 4, 11, 12 og 307, jf. Figur 1.1.

For boring 4 er terrænkoten ikke fastsat, så den skønnes i niveau med de andre boringer til fiktiv kote (FK) +1,5.

## Boring 4

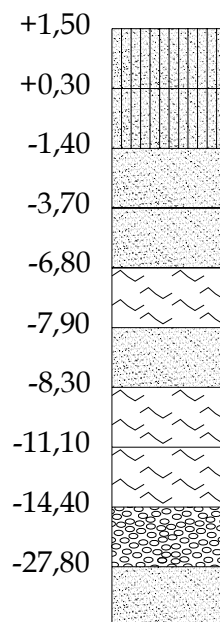
Jord art	Kote [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [%]	[slag/30 cm]
Asfalt	+1,50	-	-	-	-
Fyld, stenet	+1,30	-	-	-	-
Fyld, sand	+0,90	-	-	-	-
Fyld, sand	+0,20	-	-	22	-
Sand	-0,10	-	-	22	-
Gytje,	-6,30	-	-	-	-
Sand, gytje	-6,50	-	-	22-42	-
Gytje	-8,80	-	-	103	-
Sand, gytje	-13,10	-	-	33	-
Sand, fint	-14,20	-	-	17	-
Sten, gruset	-14,70	-	-	-	-
Sand, gruset	-19,30	-	-	-	-
Sand, fint	-31,30	-	-	-	-
Ler, siltet	-34,20	-	-	23-24	-
Ler, siltet	-36,50	-	-	-	-



I denne boring findes under et 20 cm asfaltlag sandet og stenet fyld. Herunder findes senglaciale-/postglaciale aflejringer med sætningsgivende organiske lag. OSBL skønnes i FK -14,7. Herunder findes sandede og grusede aflejringer, samt et siltet lerlag. Boringen stopper i FK -36,5.

## Boring 11

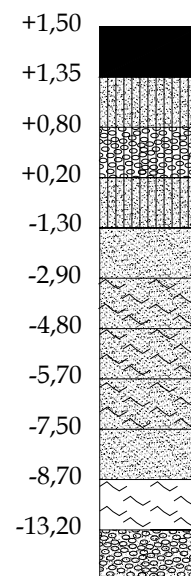
Jord art	Kote [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [%]	N [slag/30 cm]
Fyld, sand	+1,50	-	-	-	-
Fyld, sand	+0,30	-	-	-	-
Sand	-1,40	-	-	-	-
Sand	-3,70	-	-	-	-
Gytje	-6,80	-	270-280	-	-
Sand	-7,90	-	-	-	-
Gytje	-8,30	15,60-16,50	100-140	50-54	-
Gytje	-11,10	16,50-19,50	95-145	26-49	-
Grus	-14,40	-	-	-	-
Sand	-27,80	-	-	-	-



Øverst i denne boring findes der et fyldlag af sand, efterfulgt af sen-/postglaciale lag af sand og sætningsgivende organiske lag. OSBL fastsættes i kote -14,4, hvorunder der er grus og sand. Boringen er stoppet i kote -31,5.

## Boring 12

Jord art	Kote [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [%]	N slag/30 cm]
Asfalt	+1,50	-	-	-	-
Fyld, sand	+1,35	-	-	-	-
Fyld, grus	+0,80	-	-	-	-
Fyld, sand	+0,20	-	-	-	-
Sand, fint	-1,30	-	-	-	-
Sand, gytje	-2,90	-	-	-	-
Sand, gytje	-4,80	-	-	-	-
Sand, gytje	-5,70	-	60-70	-	-
Sand, gruset	-7,50	-	-	-	-
Gytje	-8,70	13,40-15,60	50-125	47-78	-
Grus,	-13,20	-	-	-	-

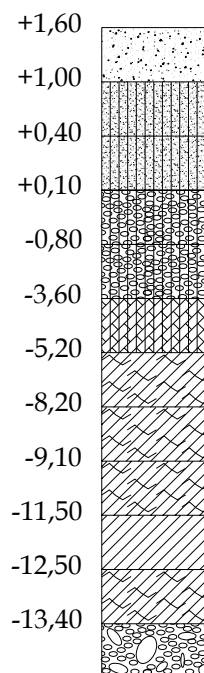


## Fundering

I boring 12 findes øverst et 15 cm asfalt lag med underliggende fyld af sand og grus. Herunder træffes sen-/ postglaciale lag af sand og sætningsgivende lag. OSBL fastsættes beliggende i kote -13,2, hvorunder træffes der grus. Boringen er ført til kote -15,5.

### Boring 307

Jord art	Kote [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [%]	N [slag/30 cm]
Beton	+1,6	-	-	-	-
Fyld, sand	+1,0	-	-	-	-
Fyld, sand	+0,4	-	-	-	-
Fyld, grus	+0,1	-	-	-	-
Fyld, grus	-0,8	-	-	-	-
Fyld, kridt	-2,4	-	-	-	-
Fyld, kridt	-3,6	-	-	-	-
Ler, gytjeh.	-5,2	13-15	60-65	69-105	-
Ler, gytjeh.	-8,2	17	70	39-47	-
Ler, gytjeh.	-9,1	15,5-18,5	70-80	30-65	-
Ler	-11,5	16,8	80	32-45	-
Ler, gytjeh.	-12,5	17,3	80	45	-
Grus, stenet	-13,4	-	-	-	-



I starten af denne boring findes et 60 cm betonlag med indpumpet fyldlag af sand, grus og kridt under. Herefter træffes sen-/ postglaciale lerlag med organisk indhold, der forventes at give sætninger. OSBL skønnes i kote -13,4 med underliggende grus. Boringen stoppes i kote -13,7.

#### F1.2.1 Grundvandsspejl

GVS i borerne kunne ikke registreres med sikkerhed, da der til målings-tidspunktet blev udført grundvandssænkning i hele byggefelt 3 (nabobyggegrund). Det forventes, at GVS ligger lidt over vandspejlet i Limfjorden.

#### F1.2.2 Prøveramning

Prøvepælene er søgt placeret, så de kan indgå i det senere byggeri. Placeringerne fremgår af situationsplanen, jf. Figur 1.1



Ved prøveramning i den sydlige del af byggefeltet er der hverken mødt en betydelig rammemodstand i fyldlaget eller i de stærkt sætningsgivende jordlag. I den nordlige del af byggefeltet mødes der modstand i de førnævnte lag for prøvepæl 14 og 15.

Rammemodstanden varierer meget fra pæl til pæl når pælespidsen når under ca. 2 m u.t. For prøvepælene i byggeriets sydfløj er der opnået relativt gode dynamiske bæreevner ( $Q_{\text{dyn}} \sim 1300 - 1850$  kN). Den initiale rammemodstand i nord- og vestfløjen er acceptabel ( $Q_{\text{dyn}} \sim 950 - 1300$  kN) med en beskeden forøgelse med dybden. På baggrund af disse undersøgelser, kan pælernes karakteristiske brudbæreevne regnes lig med den dynamiske, idet de udførte PDA-målinger understøtter dette.

### F1.2.3 Negativ overflademodstand

Da pælene rammes gennem stærkt sætningsgivende lag, vil terrænsætninger påføre negativ overflademodstand på pælene i anvendelsesgrænsetilstanden. Der må i hele byggefeltet regnes med en negativ overflademodstand,  $Q_{\text{neg}}$  for asfalterede betonpæle på:

for 30x30 cm <sup>2</sup> pæle	$Q_{\text{neg}} \leq 260$ kN
for 35x35cm <sup>2</sup> pæle	$Q_{\text{neg}} \leq 300$ kN
for 40x40 cm <sup>2</sup> pæle	$Q_{\text{neg}} \leq 340$ kN

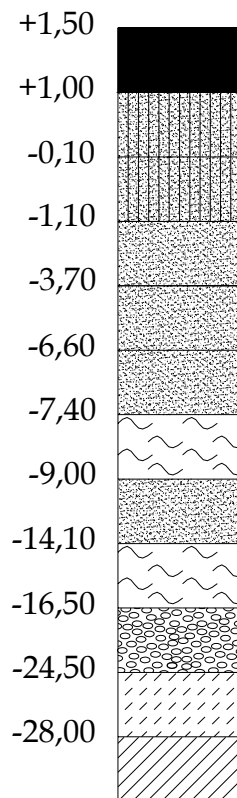
## F1.3 Boreprofiler 5 og 10

Boring 5 og 10 er tidligere (d. 18.01.93) udført af Rambøll Hannemann & Højlund A/S og foreligger i form af boreprofiler. For begge profiler er terrænkoten ikke fastsat, så denne skønnes til FK +1,5, jf. afsnit F1.1.

## Fundering

### Boring 5

Jord art	Kote [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [%]	N [slag/30 cm]
Asfalt	+1,50	-	-	-	-
Fyld, sand	+1,00	-	-	-	-
Fyld, sand	-0,10	-	-	19	2
Sand	-1,10	-	-	-	6-7
Sand	-3,70	-	-	21-25	3-6
Sand	-6,60	-	-	-	2
Gytje	-7,40	-	45-50	36	-
Sand	-9,00	-	-	-	4-11
Gytje	-14,10	-	10-25	34-50	-
Grus	-16,50	-	-	14-16	-
Silt	-24,50	-	-	-	-
Ler	-28,00	-	-	23	-



I boringen findes, under et 50 cm asfalt lag, sandlag. Herunder findes sen-/ postglaciale aflejringer med sætninggivende organiske lag. OSBL er beliggende i FK -16,5. Herunder findes grus-, silt- og lerlag. Boringen er ført til kote -29,0.

## F1.3.1 Boring 10

Jord art	Kote [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	w [%]	N [slag/30 cm]
Asfalt	+1,5	-	-	-	-
Fyld grus	+1,2	-	-	-	-
Fyld sand	+0,7	-	-	-	-
Fyld sand	-0,1	-	-	13	-
Gytje	-1,10	15	65-135	72	-
Sand	-2,15	-	130	-	-
Gytje	-2,75	15,4	75-125	53-70	-
Gytje	-8,06	-	80-95	54	-
Gytje	-9,80	16,6-19,8	115-175	32,5-47	-
Grus	-15,80	-	155	-	28
Grus/ sand	-17,00	-	-	-	11-12
Sand	-19,10	-	-	-	31
Grus	-20,10	-	-	-	11-31
Ler	-32,70	-	-	13,6	22
Kalk	-33,80	22,8	14-15,5	20,5	-

I boring findes, under et 30 cm asfaltlag, fyldlag af grus og sand. Herunder træffes sen-/postglaciale aflejringer med sætningsgivende lag. OSBL ligger i FK -15,8, hvorefter der træffes grus-, sand-, ler- og kalklag. Boringen er ført til FK -34,5.

## F2 Dimensionering af grundvandssænkingsanlæg

Ifølge afsnit F1, bør grundvandsspejlet regnes placeret i kote +1,5 over hele byggefeltet. Dermed er det ubetinget nødvendigt at etablere grundvandssænkning i byggeperioden. Sænkningen tænkes udført vha. sugespidsanlæg hvor sugespidserne spules ned langs kanten af byggegruben. Forud for dimensioneringen af anlægget opstilles en række forudsætninger og krav ud fra jordbundsforhold, eksisterende bygninger, og i hvilket omfang der skal udgraves på byggefeltet.

### F2.1 Forudsætninger for dimensionering af sugespidsanlæg

For beregning af sugespidsanlægget opstilles forudsætninger for:

- Jordbundsforhold
- Placering af sugespidser
- Krav til grundvandssænkning
- Øvrige forudsætninger

Disse forudsætninger beskrives efterfølgende.

#### F2.1.1 Jordbundsforhold

Ved etableringen af sugespidsanlæg skal jordens hydrauliske ledningsevne i byggefeltet undersøges og koten på højeste beliggenhed af impermeable lag/lerlag identificeres.

Da laginddelingen på byggefeltet ikke er konstant, jf. tegning F 4, opstilles en model, der antages gældende for hele byggefeltet. Dermed generaliseres den hydrauliske ledningsevne og koten for højeste beliggende impermeable lag, jf. Figur 2.1. Den valgte model tager udgangspunkt i boring 307 og boring 20. Af afsnit F1 ses, at højeste beliggenhed af impermeabelt lag findes i boring 307 og regnes i kote - 5,2. I geoteknisk rapport 1 er der udført en sigteanalyse af fyldlaget af sand fundet i boring nr. 20, jf. appendiks II. Her af findes 10 % gennemfaldet  $d_{10} = 0,11$  mm for fyldlaget. Den hydrauliske ledningsevne, permeabilitetskoefficienten  $k_T$  kan beregnes ud fra følgende udtryk

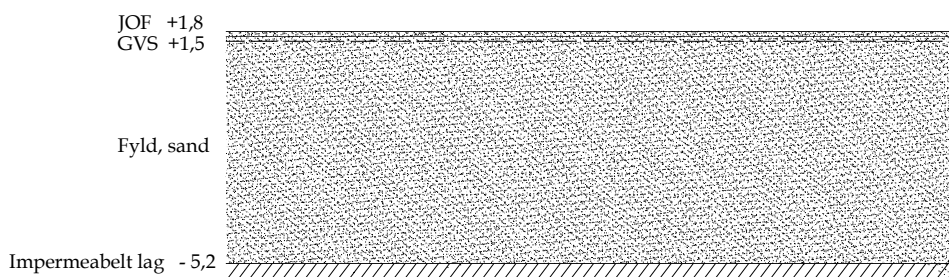
$$k_T \sim 0,01 \cdot d_{10}^2 \tag{2-1}$$

$k_T$  m/sek  
 $d_{10}$  mm

$k_T$  kan dermed bestemmes til

$$k_T = 0,01 \cdot 0,11 \cdot 2 = 1,21 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Denne værdi af  $k_T$  regnes herefter gældende for fyldlag over hele byggefeltet. Modellen af jordbundsforholdene ses af Figur 2.1

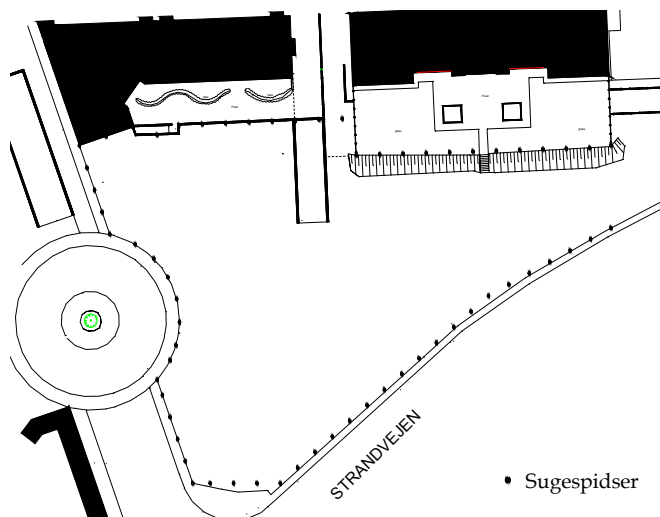


Figur 2.1 Model af jordbundsforhold ved etablering af sugespidsanlæg. Alle koter i m.

Af Figur 2.1 ses, at der regnes med åben strømning i jorden.

### F2.1.2 Placering af sugespidsler

Det vælges at etablere sugespidsler langs kanten af den udgravede byggegrube. Sugespidslerne nedspules med en indbyrdes afstand på 4 m. Dog er der visse områder, hvor afstanden mellem sugespidslerne varierer fra 3 – 7 m. Dette resulterer i 63 stk. sugespidsler. Endvidere udføres en model af anlægget, hvor den indbyrdes afstand er sat ned til 2 m hvormed antallet af sugespidsler bliver 126. Dette er gjort for at undersøge, om det er muligt at opnå en mere plan sænkning, således der ikke opstår områder, hvor vandspejlet sænkes mere end nødvendigt. Alle sugespidslerne nedspules til koten på højeste beliggende impermeable lag, dvs. kote - 5,2 eller 6,7 m under oprindelig kote på grundvandsspejlet. Nedspulingen af sugespidslerne påbegyndes før udgravningen begynder. Dermed er det muligt at etablere en "tør" byggegrube. På Figur 2.2 ses placeringen af sugespidsler på byggefeltet.



Figur 2.2 Sugespidsernes placering på byggefeltet. Anlæg med 63 sugespidseser.

### F2.1.3 Krav til grundvandssænkning

Da der i området omkring byggefeltet er ældre bygninger med dårlig fundering, er det nødvendigt at undersøge rækkevidden af grundvandssænkningen. For at undgå at jorden under fundamentet på de ældre bygninger drænes og en efterfølgende sætning sker, skal effekten af sænkning ved disse bygninger bestemmes. I geoteknisk rapport 1, jf. appendiks II og III er følgende kriterier for grundvandssænkningen beskrevet:

- Rækkevidden fastslås til 50 – 100 m.
- Vandspejlet under byggegrube sænkes kun absolut nødvendigt dvs. 10 – 20 cm under FUK.
- Der pejles 4 gange dagligt i pejleboringerne P1 – P3 fra etablering af anlæg indtil sænkningen er stationær. Herefter morgen og aften. Se Figur 2.3 for placering af P1 – P3.
- Hvis vandspejlet sænkes til under kote - 0,5 ved de førnævnte ældre bygninger skal tilsynet tilkaldes for at vurdere behovet for en begrænsning af sænkningen.



Figur 2.3 Placering af pejlebrønde

### F2.1.4 Øvrige forudsætninger til grundvandssænkningen

Til dimensionering af sugespidsanlægget antages følgende værdier for filtertab i sugespidserne og rækkevidde af grundvandssænkningen.

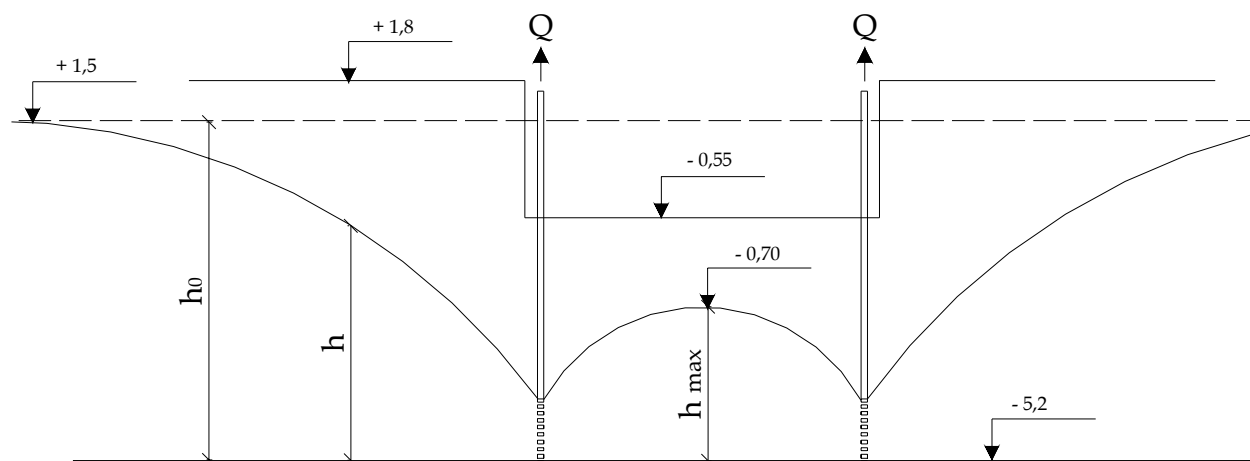
- $f$  – filtertabet sættes til 1,00 m
- $R$  – rækkevidden sættes til 100 m

Hvis de reelle værdier af rækkevidden, filtertabet og den hydrauliske ledningsevne ønskes, er det nødvendigt at udføre en prøvepumpning i området. Da der ikke foreligger data af denne art, har projektgruppen skønnet disse værdier velvidende om den medfølgende fejlmargen.

## F2.2 Beregning af sænkning med 63 & 126 sugespids

Som nævnt i afsnit A.1.2 opstilles to modeller af sugespidsanlægget: Et anlæg med 63 sugespids, hvor det tilstræbes, at afstanden mellem spidserne er 4 m og et anlæg med 126 sugespids hvor afstanden mellem hver sugespids er 2 m.

Til beregningerne er benyttet en række betegnelser, der kan ses af Figur 2.4 og Tabel 2.1.



Figur 2.4 Betegnelser for størrelser samt koter benyttet ved dimensionering af sugespidsanlæg. Alle koter i m.

Tabel 2.1 Beskrivelse af benævnelser ved dimensionering af sugespidsanlæg

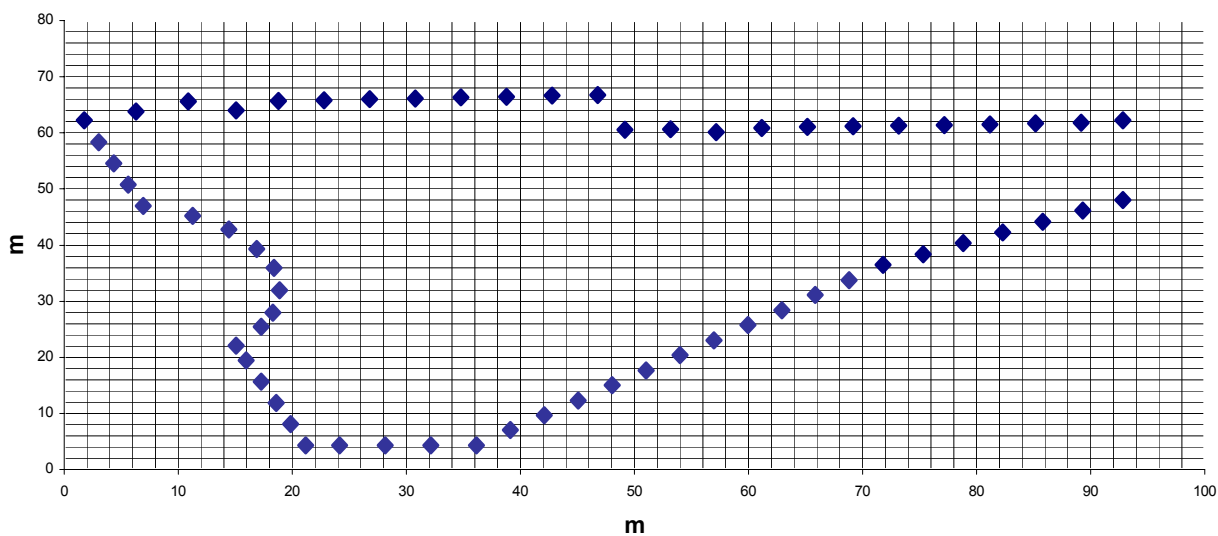
Størrelse	Benævnelse
$h_0$	Afstand fra bundkote af sugespids til den oprindelige grundvandspejlskote [m]
$h_{max}$	Den maksimale afstand fra bundkote af sugespids til kote på sænket vandspejl [m]
$h$	Afstand fra bundkote af sugespids til sænket vandspejl [m]
$Q$	Vandføringen i én sugespids [ $m^3/h$ ]
$r_i$	Afstand fra givet punkt til sugespids [m]

### F2.2.1 Sugespidsanlæg med 63 sugespids

For at bestemme punktet i byggegruben hvor sænkningen har den mindste effekt, bestemmes koordinaterne til sugespidserne ud fra et fastsat nulpunkt. Herefter lægges et koordinat grid på  $2 \times 2$  m over byggegruben, og  $\sum \ln(r_i)$  beregnes for samtlige punkter i det udlagte grid. Punktet i byggegruben hvor  $\sum \ln(r_i)$  antager maksimal værdi, er punktet hvor effekten af sænkningen er mindst. På Figur 2.5 ses en model af koordinaterne på sugespidserne og koordinat gridet.



## Koordinater til sugespids



Figur 2.5 Koordinater på sugespids til bestemmelse af  $\Sigma \ln(r_i)$ .

I Tabel 2.2 er koordinaterne til sugespidserne listet.

Tabel 2.2 Koordinater til sugespids. Alle koordinater i m.

Koordinater til sugespids					
Sugespids nr. 1 - 31	X	Y	Sugespids nr. 32 - 63	X	Y
1	1,74	62,20	32	68,85	33,76
2	6,31	63,78	33	65,88	31,08
3	10,88	65,64	34	62,90	28,41
4	15,06	64,01	35	59,93	25,73
5	18,78	65,69	36	56,96	23,06
6	22,78	65,85	37	53,99	20,38
7	26,78	66,00	38	51,01	17,70
8	30,78	66,16	39	48,04	15,03
9	34,77	66,32	40	45,07	12,35
10	38,77	66,48	41	42,09	9,67
11	42,77	66,63	42	39,12	7,00
12	46,76	66,79	43	36,15	4,32
13	49,18	60,53	44	32,15	4,32
14	53,18	60,65	45	28,15	4,32
15	57,18	60,18	46	24,15	4,32
16	61,18	60,90	47	21,17	4,32
17	65,17	61,03	48	19,87	8,10
18	69,17	61,15	49	18,57	11,89
19	73,17	61,28	50	17,26	15,67



Det farligste punkt aflæses af regneark på Cd-rom til (92; 60) og  $\sum \ln(r_i) = 240,85$  m. Efter at have fastlagt det farligste punkt i byggegruben, er det nu muligt at bestemme vandmængden der pumpes op af jorden fra hver enkelt sugespids. Da der er åben strømning, gælder følgende udtryk

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k_t} \cdot [n \cdot \ln(R) - \sum \ln(r_i)] \quad (2-2)$$

$h_0$  afstand fra bundkote af sugespids til kote af oprindelig grundvandsspejl [m]

$h$  afstand fra bundkote af sugespids til kote af sænket grundvandsspejl [m]

$Q$  vandføring i hver enkelt sugespids [ $m^3/h$ ]

$R$  rækkevidde af sænkning [m]

$r_i$  afstand fra punkt til sugespids [m]

I det farligste punkt hvor  $\sum \ln(r_i)$  er størst, sættes  $h = h_{\max}$  som ud fra Figur 2.4 beregnes til

$$h_{\max} = 5,2 - 0,70 = 4,5 \text{ m} \quad (2-3)$$

$h_0$  bestemmes til

$$h_0 = 1,5 + 5,2 = 6,7 \text{ m} \quad (2-4)$$

Dermed kan vandføringen beregnes ved omskrivning af formel (2-2).

$$Q = \frac{(h_0^2 - h_{\max}^2) \cdot \pi \cdot k_t}{[n \cdot \ln(R) - \sum \ln(r_i)]} = \frac{(6,7^2 - 4,5^2) \cdot \pi \cdot 1,21 \cdot 10^{-4}}{[63 \cdot \ln(100) - \sum \ln(240,85)]} \quad (2-5)$$

$$= 1,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{s} = 0,68 \text{ m}^3 / \text{t}$$

Da det antages at alle sugespidses pumper den samme vandmængde op, kan effekten af selve anlægget bestemmes ved at beregne koten på det sænkede grundvandsspejl  $h$  i alle punkter i gridet. På CD-rom ses resultaterne af beregningerne af  $h$ . Følgende beregnes et eksempel i punktet (26;26).

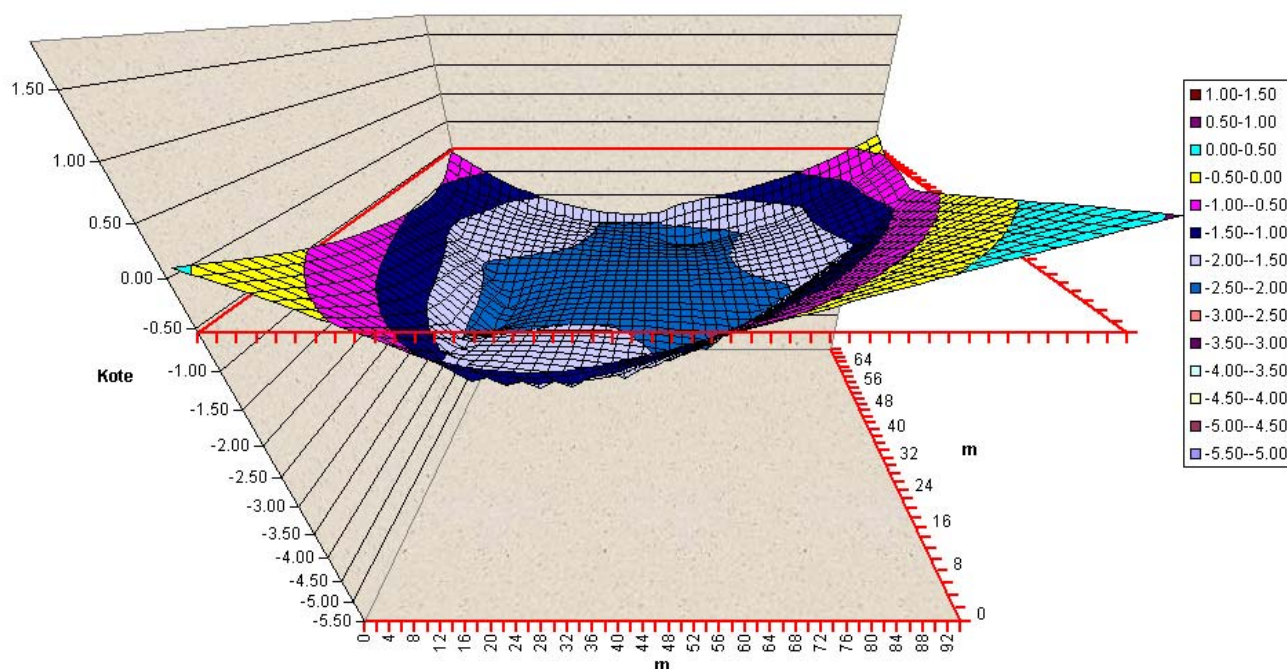
## Fundering

I punktet (26; 26) er  $\Sigma \ln(r_i) = 219,87$  og  $Q = 0,68 \text{ m}^3/\text{t}$ .  $h$  bestemmes af formel (2-2).

$$h = \sqrt{h_0^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k_t} \cdot [n \cdot \ln(R) - \Sigma \ln(r_i)]} \quad (2-6)$$
$$h = \sqrt{6,7^2 - \frac{0,68}{\pi \cdot 1,21 \cdot 10^{-4}} \cdot [63 \cdot \ln(100) - 219,87]} = 3,12 \text{ m}$$

Dette er dermed ensbetydende med at vandspejlet i punktet 26;26 er placeret 3,12 m over bundkoten på sugespidserne, eller i kote -2,08.

I Figur 2.7 ses en model af koten på det sænkede grundvandsspejl i hele byggegruben.



Figur 2.7 Model af sænkningen i byggegruben med 63 sugespidsere. Modellen viser koten af sænket vandspejl. Den røde linie markerer bundkoten i byggegruben.

Af regneark på CD-rom findes, at den maksimale sænkning i byggegruben, er i punktet 18;36. I dette punkt antager  $h$  værdien 2,78 m, dvs. koten af vandspejlet ved maksimal sænkning er  $-5,2 + 2,78 = -2,42$ . Dvs. sænkningen fra oprindelig vandspejl er på  $1,5 + 2,42 = 3,92$  m. På CD-rom ses de beregnede værdier af koten på det sænkede grundvandsspejl.

## F2.2.2 Sugespidsanlæg med 126 sugespids

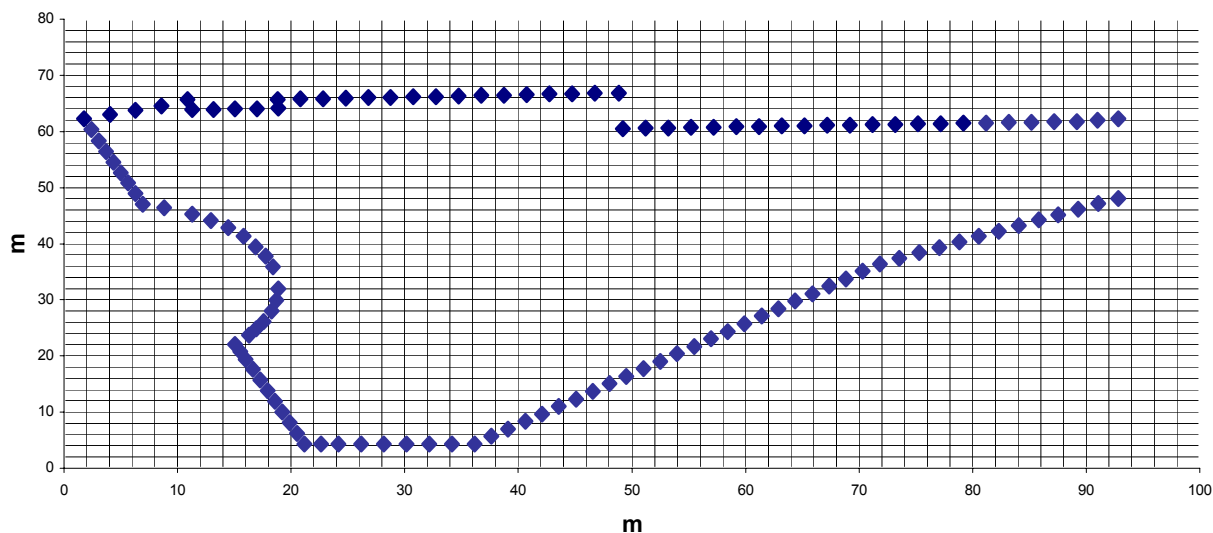
Anlægget dimensioneres ud fra samme forudsætninger og metode som anlægget med 63 sugespids. Afstanden mellem sugespidserne reduceres til ca. 2 m. Koordinaterne og koordinat gridet af anlægget ses i henholdsvis Tabel 2.3 og Figur 2.8.

Tabel 2.3 Koordinater til de 126 sugespids, brugt ved beregning af  $\sum \ln(r_i)$ . Alle koordinater i m.

Koordinater til sugespids								
Sugespids nr. 1 - 42	X	Y	Sugespids nr. 43 - 84	X	Y	Sugespids nr. 85 - 126	X	Y
1	1,74	62,20	43	81,17	61,53	85	37,64	5,66
2	4,03	62,99	44	83,16	61,59	86	36,15	4,32
3	6,31	63,78	45	85,16	61,66	87	34,15	4,32
4	8,60	64,57	46	87,16	61,72	88	32,15	4,32
5	10,88	65,64	47	89,16	61,78	89	30,15	4,32
6	11,31	63,89	48	90,99	62,00	90	28,15	4,32
7	13,19	63,95	49	92,81	62,21	91	26,15	4,32
8	15,06	64,01	50	92,81	48,07	92	24,15	4,32
9	16,96	64,08	51	91,06	47,10	93	22,66	4,32
10	18,87	64,14	52	89,31	46,13	94	21,17	4,32
11	18,78	65,69	53	87,56	45,16	95	20,52	6,21
12	20,78	65,77	54	85,81	44,19	96	19,87	8,10
13	22,78	65,85	55	84,07	43,22	97	19,22	10,00
14	24,78	65,93	56	82,32	42,26	98	18,57	11,89
15	26,78	66,00	57	80,57	41,29	99	17,92	13,78
16	28,78	66,08	58	78,82	40,32	100	17,26	15,67
17	30,78	66,16	59	77,07	39,35	101	16,61	17,56
18	32,77	66,24	60	75,32	38,38	102	15,96	19,45
19	34,77	66,32	61	73,57	37,41	103	15,51	20,77
20	36,77	66,40	62	71,82	36,44	104	15,07	22,08
21	38,77	66,48	63	70,33	35,10	105	16,28	23,67
22	40,77	66,55	64	68,85	33,76	106	16,94	24,88
23	42,77	66,63	65	67,36	32,42	107	17,60	26,09
24	44,76	66,71	66	65,88	31,08	108	18,27	27,97
25	46,76	66,79	67	64,39	29,75	109	18,70	29,93
26	48,83	66,87	68	62,90	28,41	110	18,88	31,93
27	49,18	60,53	69	61,42	27,07	111	18,38	35,93
28	51,18	60,59	70	59,93	25,73	112	17,76	37,83
29	53,18	60,65	71	58,44	24,39	113	16,89	39,37
30	55,18	60,71	72	56,96	23,06	114	15,81	41,30
31	57,18	60,78	73	55,47	21,72	115	14,46	42,82
32	59,18	60,84	74	53,99	20,38	116	12,96	44,14

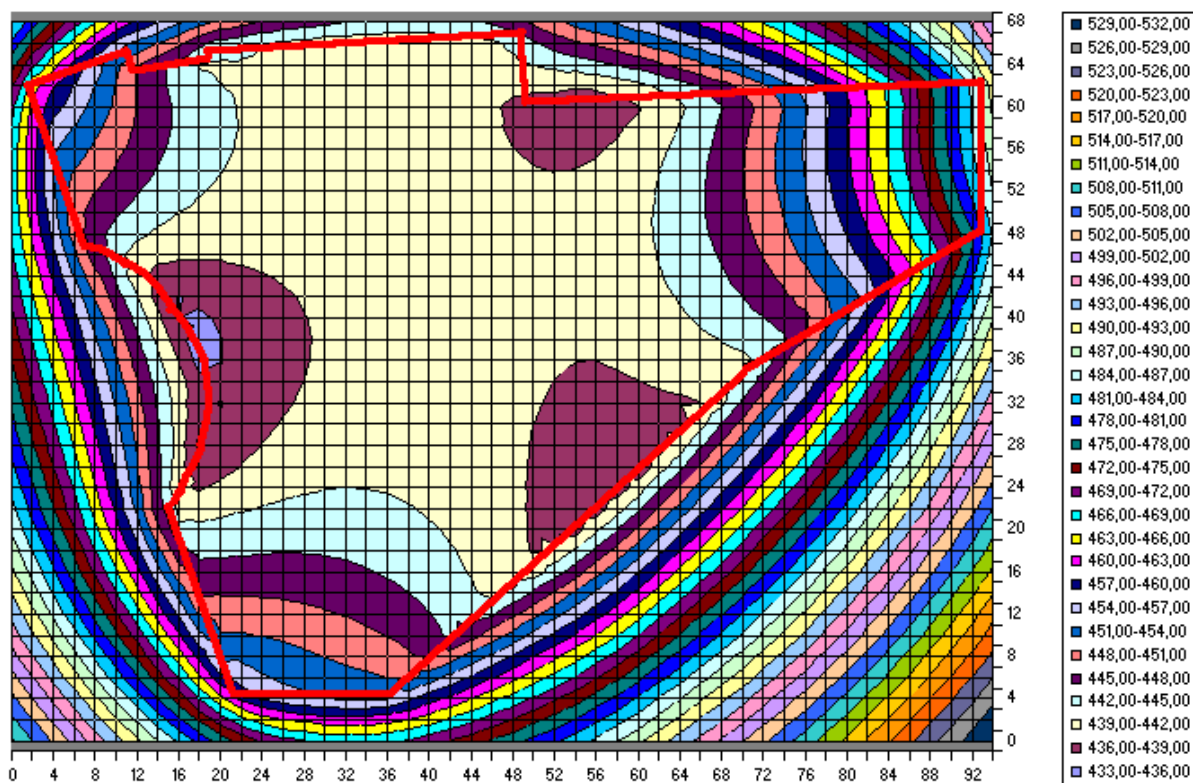
Koordinater til sugespids								
Sugespids nr. 1 - 42	X	Y	Sugespids nr. 43 - 84	X	Y	Sugespids nr. 85 - 126	X	Y
33	61,18	60,90	75	52,50	19,04	117	11,29	45,25
34	63,17	60,97	76	51,01	17,70	118	8,83	46,40
35	65,17	61,03	77	49,53	16,36	119	6,92	47,00
36	67,17	61,09	78	48,04	15,03	120	6,28	48,89
37	69,17	61,15	79	46,55	13,69	121	5,63	50,78
38	71,17	61,22	80	45,07	12,35	122	4,98	52,67
39	73,17	61,28	81	43,58	11,01	123	4,34	54,56
40	75,17	61,34	82	42,09	9,67	124	3,69	56,47
41	77,17	61,41	83	40,61	8,33	125	3,04	58,38
42	79,17	61,47	84	39,12	7,00	126	2,39	60,29

Koordinater til sugespids



Figur 2.8 Koordinat grid og placering af sugespids.

Herefter beregnes den maksimale værdi af  $\Sigma \ln(r_i)$ . Værdierne i samtlige punkter ses af Figur 2.9. På Cd-rom ses en udskrift af regnearket benyttet til beregningerne af  $\Sigma \ln(r_i)$ .



Figur 2.9 Model af værdien af  $\sum \ln(r_i)$  i samtlige punkter i byggegruben.

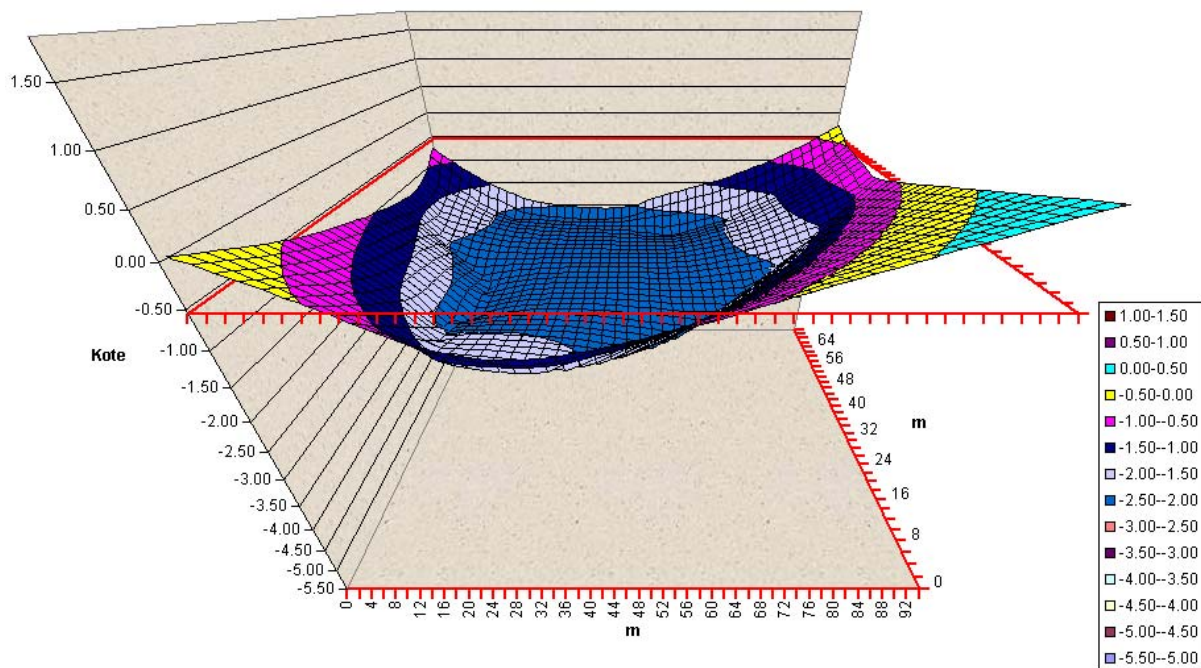
Den maksimale værdi af vandstrømningen beregnes i det farligste punkt ved formel (2-5).

$$Q = \frac{(h_0^2 - h_{\max}^2) \cdot \pi \cdot k_t}{[n \cdot \ln(R) - \sum \ln(r_i)]} = \frac{(6,7^2 - 4,5^2) \cdot \pi \cdot 1,21 \cdot 10^{-4}}{[126 \cdot \ln(100) - (484,48)]}$$

$$= 0,98 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{s} = 0,35 \text{ m}^3 / \text{t}$$

Herefter beregnes samtlige værdier af  $h$  i byggegruben, og koten på det sænkede grundvandspejl kan dermed bestemmes. I Figur 2.10 ses koterne på vandspejlet. På Cd-rom ses regnearket benyttet til beregning af  $h$  og koter.





Figur 2.10 Model af sænkningen i byggegruben med 126 sugespidses. Modellen viser koten af sænket vandspejl. Den røde linie markerer bundkoten i byggegruben.

Af regneark på Cd-rom findes at den maksimale sænkning i byggegruben, er i punktet (18;38). I dette punkt antager  $h$  værdien 2,69 m, dvs. koten af vandspejlet ved maksimal sænkning er  $-5,2 + 2,69 = -2,51$ . Dvs. sænkningen fra oprindelig vandspejl er på  $1,5 + 2,51 = 4,01$  m.

## F2.3 Vurdering af resultater

Følgende foretages en vurdering af de opnåede resultater i foregående afsnit. Ved brug af et anlæg med 63 sugespidses sænkes grundvandsspejlet maksimalt 3,92 m i byggegruben. I anlægget med 126 sugespidses er den maksimale sænkning 4,01 m. Dermed er forskellen mellem sænkningen i de to anlæg på ca. 10 cm. Det er derfor umiddelbart nærliggende at vælge et anlæg med 63 sugespidses, da dette må forventes at være det mest rentable.

### F2.3.1 Vurdering af effekten af anlæg ved nærliggende bygninger

Da der, som tidligere nævnt er dårligt funderede bygninger umiddelbart i nærheden af byggefeltet, er det nødvendigt at undersøge effekten af sænkningen af grundvandet ved disse bygninger. Ud fra kort er afstanden fra sugespidsanlægget til bygningerne vurderet til ca. 25 m. Da denne afstand er dækket af det udlagte koordinat grid, kan effekten direkte bestemmes i udskriften af regnearket benyttet til beregning af  $h$ .



Den nærmeste bygning er ca. beliggende i koordinat (82; 10) og dermed aflæses  $h$  til 5,05 dvs. vandspejlet i punktet er beliggende i kote - 0,15. Da grundvandet ved huset ikke må sænkes til under kote - 0,5, kan det konkluderes, at sænkningen overholder kravet og en etablering af eventuel kilde ikke er nødvendig.

## F2.4 Praktisk udførelse af anlæg

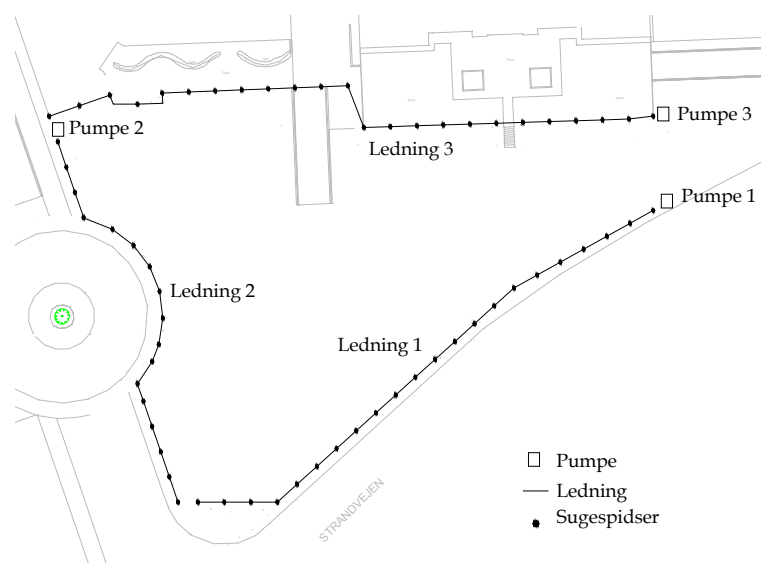
For at gøre anlægget mindre påvirkeligt overfor uheld, strømsvigt, pumpevigt osv. inddeles sugespidserne i 3 separate ledninger med hver sin pumpe. Dette bevirker også at pumperne bliver mindre og strømforbruget falder. Dimensionerne på pumperne bestemmes ved opslag i database over pumper ud fra den beregnede vandføring for hver af de 3 ledninger. Vandføringen bestemmes som summen af alle sugespidses multipliceret med vandføringen i hver enkelt sugespids, da der regnes med, at hver sugespids suger den samme vandmængde. Vandføringen i de 3 ledninger bliver dermed

$$Q_1 = n_{\text{sugespids}} \cdot Q_{\text{sugespids}} = 22 \cdot 0,68 \text{ m}^3 / \text{t} = 14,96 \cong 15,0 \text{ m}^3 / \text{t} \quad (2-7)$$

$$Q_2 = n_{\text{sugespids}} \cdot Q_{\text{sugespids}} = 17 \cdot 0,68 \text{ m}^3 / \text{t} = 11,56 \cong 11,5 \text{ m}^3 / \text{t} \quad (2-8)$$

$$Q_3 = n_{\text{sugespids}} \cdot Q_{\text{sugespids}} = 24 \cdot 0,68 \text{ m}^3 / \text{t} = 16,32 \cong 16,5 \text{ m}^3 / \text{t} \quad (2-9)$$

Af de beregnede værdier af vandføringerne ses, at det bør tilstræbes, at vandføringerne i de enkelte ledninger er ca. lige store således der kan benyttes den samme type pumpe på alle ledningerne. I Figur 2.11 er opdelingen af sugespidserne i de 3 ledninger vist.



Figur 2.11 Inddelingen af sugespidserne i de 3 ledninger og placeringen af de 3 tilhørende pumper.

## F3 Spunsvæg

I dette afsnit dimensioneres spunsvæggene, som byggegruben indfattes af. Byggegrubeindfatning er valgt udført som en fri stålspunsvæg. Det er vurderet, at det ikke er nødvendigt med jordankre eller afstøtning, da den frie højde kun er 2,35 m. På grund af den udførte grundvandssænkning, er det ikke nødvendigt, at spunsvæggen er vandtæt, og der regnes ikke med vandtryk i dimensioneringen.

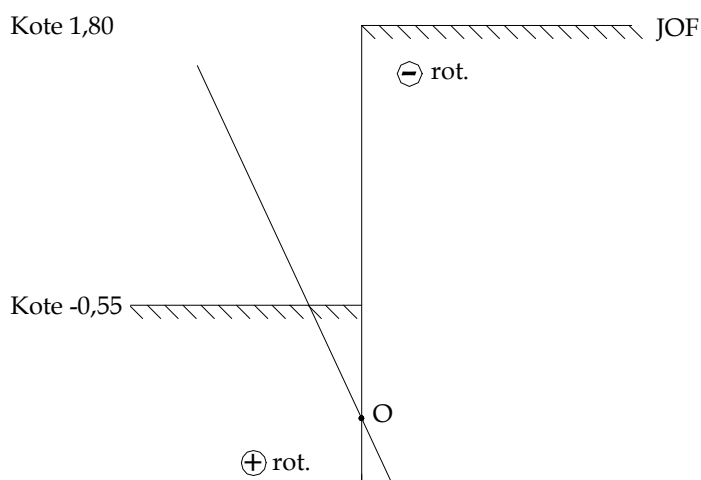
### F3.1 Forudsætninger for dimensionering af spunsvæg

Forinden den egentlige dimensioneringen af spunsvæggen er forudsætningerne for dimensioneringen først fastsat. Den udførte dimensionering af en fri spunsvæg er foretaget på baggrund af følgende forudsætninger.

- I brudtilstanden sker der brud i de tilgrænsende jordmasser, og der forekommer ikke flydning i vægmaterialet.
- Spunsvæggen bevæger sig som et stift legeme omkring et punkt O.
- Spunsvæggens omdrejningspunkt ligger relativt nær væggens fodpunkt.
- Spunsvæggen regnes som en fuldstændig ru væg.
- $\rho = 0$ , fordi spunsvæggens omdrejningspunkt ligger relativt nær væggens fodpunkt.
- GVS har pga. grundvandssænkningen, ingen indflydelse på dimensioneringen af spunsvæggen.
- Spunsvæggen rammes gennem et sandlag med styrkeparametrene  $c = 0$  og  $\varphi_d = 30,26^\circ$ . Sandlagenes rumvægt er  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ .
- $\tan(\delta)$  er lig med  $\tan(\varphi)$  fordi  $\rho = 0$ .

Eftersom lagdelingen på byggefeltet ikke er konstant, antages det, at jordbundsforholdene kan interpoleres retliniet mellem prøveboringerne, jf. tegning F 4. På baggrund af de ovennævnte forudsætninger dimensioneres spunsvæggene efter Brinch-Hansens tilnærmede metode for frie spunsvægge [GEO2, s.12.4]. Det vurderes, at jordoverfladen langs spunsvæggen ikke belastes i byggeperioden.

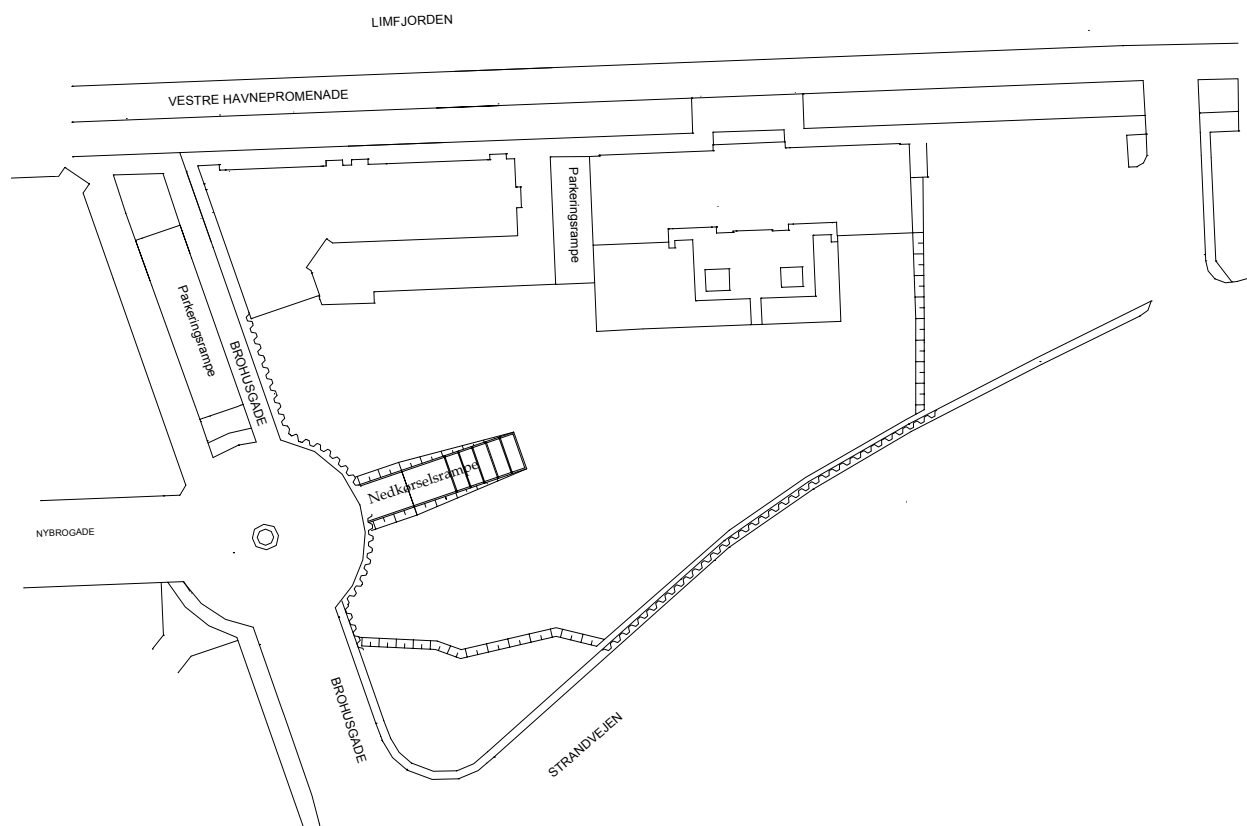
Ydermere forudsættes, at deformationen af spunsvæggen forløber som vist på Figur 3.1. Der er i beregninger regnet med positiv rotation på den venstre side af spunsvæggen og negativ rotation på højre side af spunsvæggen jf. Figur 3.1. Der er regnet med negativ rotation på den højre side, fordi vinklen mellem JOF og spunsvæggen forøges under deformationens forløb.



Figur 3.1 Skitse af spunsvæggens deformationen. Alle mål er angivet i meter.

### F3.1.1 Placering af spunsvæggene

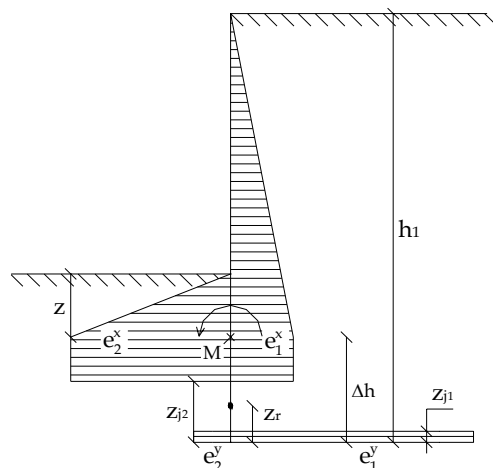
Spunsvæggene anvendes på hele strækningen langs Strandvejen og langs Brohusgade, med undtagelse af det sydvestlige hjørne og nedkørslen ved rundkørslen. Spunsvæggens placering fremgår af Figur 3.2.



Figur 3.2 Illustration af spunsvæggens placering i byggegruben.

## F3.2 Dimensionering af spunsvæggene

Spunsvæggene er, som nævnt i afsnit F3.1, dimensioneret efter Brinch-Hansens tilnærmede metode for frie spunsvægge, hvilket giver en tilnærmet jordtryksfordeling som angivet på Figur 3.3. I dimensioneringen af spunsvæggen anvendes følgende størrelser.



Figur 3.3 Skitse af jordtryksfordeling ved Brinch-Hansens tilnærmede metode.

### F3.2.1 Jordtryk på spunsvæggen

Under dimensioneringen af spunsvæggen er det nødvendigt først at fastsætte det totale jordtryk på spunsvæggen. Dette er gjort ved først at beregne enhedsjordtrykkene på hhv. spunsvæggens højre og venstre side. Herefter omregnes enhedsjordtrykkene til to komponenter, E og F. Enhedsjordtrykket over trykspringet beregnes ved (3-1) og enhedsjordtrykket under trykspringet beregnes ved (3-2).

$$e^x = \left\{ \sum \gamma' \cdot d \right\} \cdot K_\gamma^x + p \cdot K_p^x + c \cdot K_c^x \quad (3-1)$$

$\gamma'$  Rumvægt af de enkelte lag [kN/m<sup>3</sup>]

$d$  Tykkelse af de enkelte lag [m]

$K_\gamma^x$  Jordtrykskoefficient, der afhænger af  $\delta$  [-]

$p$  Nyttelast på jorden omkring spunsvæggen [kN/m<sup>2</sup>]

$K_p^x$  Jordtrykskoefficient, der afhænger af  $\delta$  [-]

$c$  Jordens forskydningsstyrke [kN/m<sup>2</sup>]

$K_c^x$  Jordtrykskoefficient, der afhænger af  $\delta$  [-]

$$e^y = \left\{ \sum \gamma' \cdot d \right\} \cdot K_\gamma^y + p \cdot K_p^y + c \cdot K_c^y \quad (3-2)$$

Forinden bestemmelsen af enhedsjordtrykkene er det nødvendigt at fastsætte jordtrykskoefficienterne, dette er gjort grafisk [Geo 2 s. 11.27 – 11.32]. Jordtrykskoefficienterne er bestemt for en fuldstændig ru spunsvæg rammet ned i et sandlag med friktionsvinklen  $\varphi_d = 30,26^\circ$ . Eftersom  $c = 0$  og JOF ikke er belastet, medtages  $K_p$ - og  $K_c$ -leddene ikke i den videre dimensionering. Jordtrykskoefficienterne er fastsat til de i Tabel 3.1 angivne værdier.

Tabel 3.1 Jordtrykskoefficienter for negativ og positiv rotation.

Negativ rotation (højre side)		Positiv rotation (venstre side)	
$K_\gamma^x$	0,25	$K_\gamma^x$	6,5
$K_\gamma^y$	4,2	$K_\gamma^y$	1,5

Ved bestemmelsen af enhedsjordtrykkenes størrelser og placeringer er der anvendt de på Figur 3.3 angivne parametre. Ydermere anvendes parametrene i den videre dimensionering af spunsvæggen.

Ved bestemmelsen af enhedsjordtrykkene på spunsvæggen er beregningerne opdelt således, at enhedsjordtrykket først beregnes over punktet M. I den første gennemregning bestemmes enhedsjordtrykkene ved et udtryk afhængig af den ubekendte afstand  $z$ . Herudfra bestemmes det maksimale moment, som optræder i spunsvæggen. Dette er gjort ved at tage moment omkring punktet M. Forinden bestemmelsen af  $M_{\max}$  er placeringen af punktet M fastsat ved opstilling af vandret ligevægt  $\Sigma H = 0$  for enhedsjordtrykkene over punktet M. Herved er det muligt at fastsætte afstand  $z$  og beregne de aktuelle værdier for enhedsjordtrykkene  $e_1^x$  og  $e_2^x$ .

Enhedsjordtrykket på højre side af spunsvæggen beregnes ved (3-1).

$$\text{kote } +1,8: e_1^x = 0$$

$$\text{kote } (-0,55 + z): e_1^x = 19 \cdot (2,35 + z) \cdot 0,25 = 4,75z + 11,1625$$

Enhedsjordtrykket på venstre side af spunsvæggen beregnes ved (3-1).

$$\text{kote } -0,55: e_2^x = 0$$

## Fundering

$$\text{kote } (-0,55 + z): e_2^x = 19 \cdot z \cdot 6,5 = 123,5z$$

Afstanden  $z$ , dvs. afstanden fra bunden af byggegruben til punktet M, bestemmes som tidligere nævnt ved at opstille vandret ligevægt for jordtrykkene over punktet M.

$$0,5 \cdot (2,35 + z) \cdot (4,75z + 11,1625) = 0,5 \cdot 123,5z^2$$

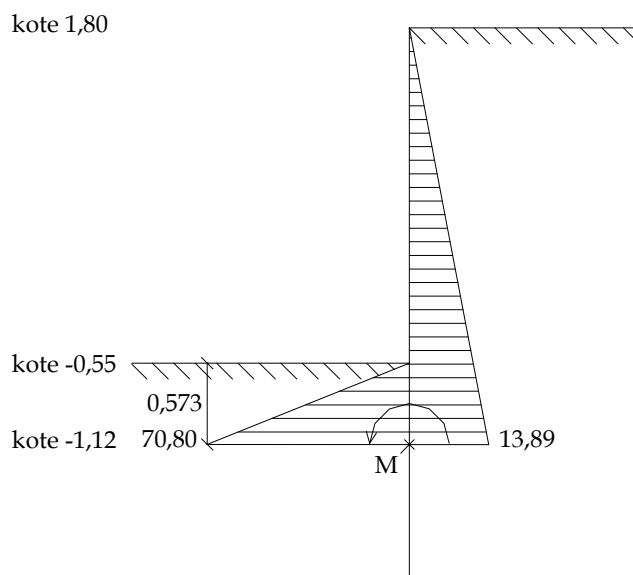
$$z = \begin{cases} 0,573 \\ -0,385 \end{cases}$$

Dvs.  $z$  er lig med 0,573 m, hvilket betyder, at punktet M er placeret i kote -1,12. Efter bestemmelsen af afstanden  $z$  beregnes de eksakte værdier for enhedsjordtrykket over trykspringet i kote -1,12.

$$\text{kote } (-1,12): e_1^x = 4,75 \cdot 0,573 + 11,1625 = 13,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{kote } (-1,12): e_2^x = 123,5 \cdot 0,573 = 70,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Enhedsjordtrykket over trykspringet fremgår af Figur 3.4



Figur 3.4 Jordtryksfordelingen på spunsvæggen. Alle ubenævnte mål i m.

Efter bestemmelsen af enhedsjordtrykken over trykspringet kan det maksimale moment bestemmes. Dette er gjort i punktet M, fordi transversalkraften T her er lig med 0. Beregningerne af momentbidragene fremgår af Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Moment omkring punktet M

Nr.	"areal" [kN/m]	arm [m]	M <sup>+</sup> [kNm/m]	M <sup>-</sup> [kNm/m]
1	$\frac{1}{2} \cdot 2,92 \cdot 13,89 = 20,27$	$\frac{1}{3} \cdot 2,92 = 0,97$	19,73	
2	$0,5 \cdot 0,57 \cdot 70,80 = 20,30$	$\frac{1}{3} \cdot 0,57 = 0,19$		3,88

$$M_{\max} = 19,73 - 3,88 = 15,85 \text{ kNm/m}$$

Herefter bestemmes enhedsjordtrykkene  $e_1^y$  og  $e_2^y$  under punktet M. Enhedsjordtrykkene  $e_1^y$  og  $e_2^y$  er beregnet som om de er placeret i punktet M, eftersom deres præcise placering ikke er kendt. Enhedsjordtrykket på den højre side af spunsvæggen beregnes ved (3-1) og (3-2).

$$\text{kote } -1,12: e_1^x = 13,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{kote } (-1,12 + \Delta h): e_1^y = 19 \cdot 2,92 \cdot 4,2 = 233,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Enhedsjordtrykket på den venstre side af spunsvæggen beregnes også ved (3-1) og (3-2).

$$\text{kote } -1,12: e_2^x = 70,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{kote } (-1,12 + \Delta h): e_2^y = 19 \cdot 0,57 \cdot 1,5 = 16,34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

På baggrund af de beregnede enhedsjordtryk  $e_1^y$  og  $e_2^y$  er det muligt at fastsættes afstanden  $\Delta h$ , jf. Figur 3.3. Denne afstand  $\Delta h$  angiver den præcise placering af spunsvæggens fodpunkt under punktet M.  $\Delta h$  kan bestemmes vha. følgende udtryk.

$$\Delta h = \frac{\left[ \frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} \right]}{\sqrt{2 \cdot M \left[ 2 \cdot \frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} - 1 \right]}} \quad (3-3)$$

$C_1$  Faktor der anvendes ved negativ rotation [-]

$C_2$  Faktor der anvendes ved positiv rotation [-]

## Fundering

---

M  $M_{\max}$  omkring punktet M [kNm/m]

$\Delta e^x$  Differensenhedstryk [kN/m<sup>2</sup>]

$\Delta e^y$  Differensenhedstryk [kN/m<sup>2</sup>]

Differensenhedstryk bestemmes ved (3-4) og (3-5) til.

$$\Delta e^x = e_2^x - e_1^x = 70,80 - 13,89 = 56,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3-4)$$

$$\Delta e^y = e_1^y - e_2^y = 233,02 - 16,34 = 216,68 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3-5)$$

Faktorer  $C_1$  og  $C_2$  kan beregnes ved (3-6).

$$1 + 0,1 \cdot \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)} \mp \tan(\varphi) = \begin{cases} C_1 \\ C_2 \end{cases} \quad (3-6)$$

$C_1$  Faktor, anvendes ved negativ rotation [-]

$C_2$  Faktor, anvendes ved positiv rotation [-]

Det øverste fortegn (-) gælder for negativ rotation ( $C_1$ ) og det nederste fortegn (+) gælder for positiv rotation ( $C_2$ ).

Faktorerne  $C_1$  og  $C_2$  er bestemt for  $\varphi_d = 30,26$  og  $\tan\delta = \tan(\varphi)$ .  $C_1$  og  $C_2$  bestemmes ved (3-6).

$$C_1 = 1 + 0,1 \cdot \frac{\tan(30,26)}{\tan(30,26)} - \tan(30,26) = 0,32$$

$$C_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{\tan(30,26)}{\tan(30,26)} + \tan(30,26) = 1,68$$

$\Delta h$  beregnes ved (3-3).

$$\Delta h = \frac{\left[ \frac{1,68}{0,32} + \frac{216,68}{56,92} \right]}{\sqrt{2 \cdot 15,85 \left[ 2 \cdot \frac{1,68}{0,32} + \frac{216,68}{56,92} - 1 \right]}} = 0,95$$

Dvs. spunsvæggens fodpunkt skal rammes ned til kote - 2,07 (kote -1,12 +  $\Delta h$ ). Dette betyder, at højden af spunsvæggen skal være 3,87 m.



Udfra den beregnede  $\Delta h$  og ved brug af formlerne (3-7) og (3-8) bestemmes beliggenheden af omdrejningspunktet O, angivet ved  $z_r$ , jf. Figur 3.3. Dette er gjort ved at opstille ligevægtsbetingelsen  $\Sigma H = 0$ .

$$C_1 = \frac{z_{j1}}{z_r} \Rightarrow z_{j1} = C_1 \cdot z_r = 0,32 \cdot z_r \quad (3-7)$$

$z_{j1}$  Trykspringets beliggenhed [m]

$z_r$  Afstanden fra omdrejningspunktet O til spunsvæggens fodpunkt [m]

$$C_2 = \frac{z_{j2}}{z_r} \Rightarrow z_{j2} = C_2 \cdot z_r = 1,68 \cdot z_r \quad (3-8)$$

$z_{j2}$  Trykspringets beliggenhed [m]

$$\Sigma H = 0$$

$$z_{j1} \cdot \Delta e^y - (\Delta h - z_{j2}) \cdot \Delta e^x = 0 \quad (3-9)$$

$$0,32 \cdot z_r \cdot 216,68 - (0,95 - (1,68 \cdot z_r)) \cdot 56,92 = 0 \Rightarrow z_r = 0,33 \text{ m}$$

Størrelserne  $z_{j1}$  og  $z_{j2}$  bestemmes ved (3-7) og (3-8) til.

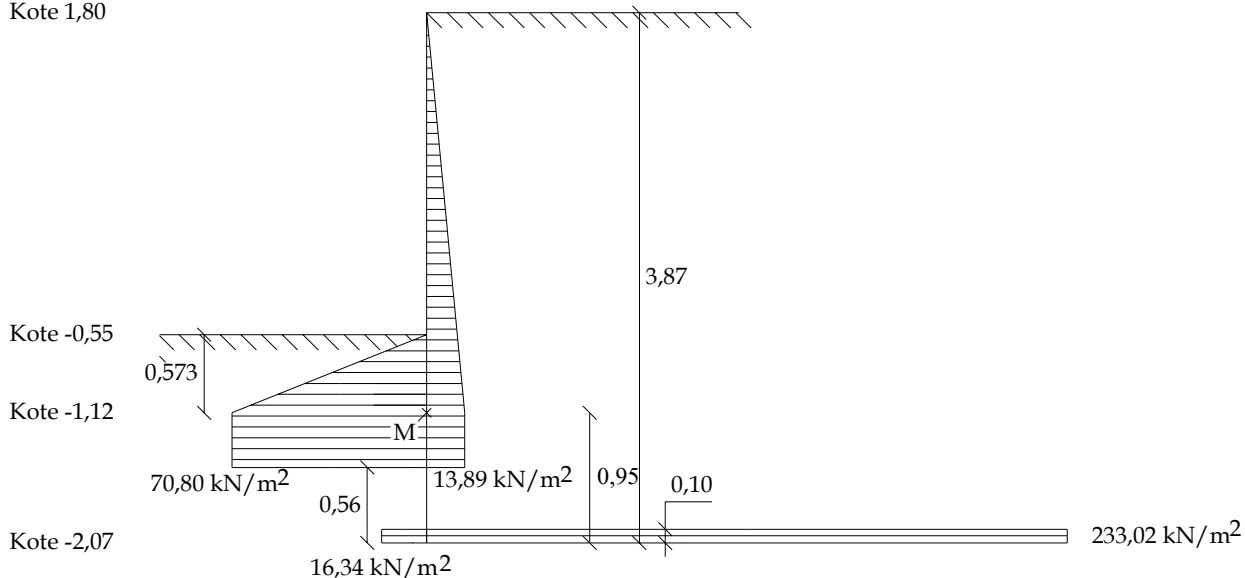
$$z_{j1} = 0,32 \cdot 0,33 = 0,10 \text{ m}$$

$$z_{j2} = 1,68 \cdot 0,33 = 0,56 \text{ m}$$

Eftersom placeringen af enhedsjordtrykket under punktet M er fastsat optegnes jordtryksfordelingen for hele spunsvæggen. Denne fremgår af Figur 3.5

## Fundering

Kote 1,80



Figur 3.5 Jordtryksfordelingen på spunsvæggen under trykspringet. Alle ubenævnte mål i m.

Den beregnede jordtryksfordeling under punktet M kontrolleres ved at tage moment omkring punktet M. Momentbidragene fra enhedsjordtrykkene skal give det sammen  $M_{\max}$  som beregnet tidligere. Momentbidragene fremgår af Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Moment omkring punktet M

Nr.	"areal"	[kN/m]	arm	[m]	M <sup>+</sup>	[kNm/m]	M <sup>-</sup>	[kNm/m]
1	$56,92 \cdot (0,95 - 0,56) =$	22,62	$\frac{1}{2} \cdot (0,95 - 0,56) =$	0,20			4,50	
2	$216,68 \cdot 0,10 \cdot 70,80 =$	22,43	$0,59 - (\frac{1}{2} \cdot 0,10) =$	0,90	20,24			

$$M_{\max} = 20,24 - 4,50 = 15,74 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Eftersom det fundne maksimale moment er tilnærmelsesvis lig med det, for jordtrykfordelingen over punktet M beregnede  $M_{\max} = 15,85 \text{ kNm/m}$ , vurderes den beregnede jordtrykfordeling at være korrekt.

### F3.2.2 Valg af spunsvægtype

Spunsvæggen dimensioneres for det maksimale moment  $M_{\max} = 15,85 \text{ kNm/m}$  som optræder i spunsvæggen. Til bestemmelsen af, hvilken type spunsvæg der skal anvendes, bestemmes det nødvendige modstandsmoment  $W$ . Da en af forudsætningerne for dimensioneringen af spunsvæggen var, at der ikke opstod flydning i spunsvæggen når der kom deformationer, bestemmes  $W$  ved:

$$f_{yd} \geq \frac{M_{\max}}{W} \Leftrightarrow \frac{235 \cdot 10^3}{1,17} \geq \frac{15,85}{W} \Rightarrow W \geq \frac{15,85}{201 \cdot 10^3} = 78,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad (3-10)$$

På baggrund af det beregnede modstandsmoment er der udfra Teknisk Ståbi valgt et spunsprofil fra Lemvigh - Müller & Munk A/S. Det valgte spunsprofil er af modellen Frodingham type 1BXN, der har et modstandsmoment på  $688 \text{ cm}^3/\text{m}$ .

### F3.3 Lodret ligevægt af spunsvæggen

Efter spunsvægstypen er bestemt, undersøges det om spunsvæggen er i lodret ligevægt  $\Sigma V = 0$ .

$$Q_p + F_1 + F_2 - G_w = 0 \quad (3-11)$$

$Q_p$       Reaktionen fra jorden mod spunsvæggens spids [kN/m]

$F_1$       Tangentialjordtryk på højre side af spunsvæggen [kN/m]

$F_2$       Tangentialjordtryk på venstre side af spunsvæggen [kN/m]

$G_w$       Spunsvæggens egenvægt [kN/m]

Forinden opstilling af lodret ligevægt bestemmes de tangentialjordtryk og spunsvæggens egenvægt. Herefter er den eneste ubekendte i ligevægten  $Q_p$ , som skal være større end 0 for at kraften kan overføres til jorden. Spunsvæggens egenvægt er bestemt til.

$$G_w = 130,4 \cdot 3,87 \cdot 9,82 \cdot 10^{-3} = 4,96 \text{ kN/m} \quad (3-12)$$

## Fundering

---

De tangentialjordtryk bestemmes ved.

$$F = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_\gamma \cdot \tan \delta_\gamma = E \cdot \tan \delta_\gamma \quad (3-13)$$

$\gamma$  Jordens rumvægt [kN/m<sup>3</sup>]

$h$  Afstand hvor jordtrykket virker over [m]

$K_\gamma$  Jordtrykskoefficient, der afhænger af  $\delta$  [-]

$\tan \delta$

Inden de tangentialjordtryk kan bestemmes er det nødvendigt først at fastsætte spunsvæggens eksakte ruhed. Ifølge de opstillede forudsætninger i afsnit F3.1 er spunsvæggen regnet som en fuldstændig ru væg med  $\rho = 0$ . Idet omdrejningspunktet  $O$ 's beliggenhed er fundet kan spunsvæggens eksakte  $\rho$ -værdi bestemmes ved (3-14) og (3-15).

$$\rho_1 = \frac{z_r}{h_1} \quad (3-14)$$

$h_1$  Afstanden fra spunsvæggens fodpunkt til JOF [m]

$$\rho_2 = \frac{z_r}{h_2} \quad (3-15)$$

$h_2$  Afstanden fra spunsvæggens fodpunkt til byggegrubens bund [m]

Efter fastsættelse af spunsvæggens ruhed bestemmes  $\tan \delta$ , dette gøres grafisk [Geo 2 s. 11.27 - 11.32], som skal anvendes i bestemmelsen af tangentialjordtrykket  $F$ .

Spunsvæggens ruhed bestemmes for spunsvæggens højre side (3-14).

$$\rho_1 = \frac{0,33}{3,87} = 0,09$$

Spunsvæggens ruhed bestemmes for spunsvæggens venstre side (3-15).

$$\rho_2 = \frac{0,33}{1,53} = 0,22$$

Normaljordtrykket  $E_1$  bestemmes for den højre side af spunsvæggen.

$$E_{1\gamma} = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 2,92^2 \cdot 0,25 + 0,4 \cdot 13,89 + 0,1 \cdot 233,02 = 49,89 \text{ kN/m}$$

Normaljordtrykket  $E_2$  bestemmes for den venstre af spunsvæggen.

$$E_{2\gamma} = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 0,573^2 \cdot 6,5 + 0,4 \cdot 70,80 + 0,1 \cdot 16,34 = 50,13 \text{ kN/m}$$

Tangentialjordtrykket  $F_1$  bestemmes for den højre side af spunsvæggen.

$$F_1 = 49,89 \cdot (-0,6) = -29,94 \text{ kN/m}$$

Tangentialjordtrykket  $F_2$  bestemmes for den venstre side af spunsvæggen.

$$F_2 = 50,13 \cdot 0,28 = 14,04 \text{ kN/m}$$

Ved opstilling af lodret ligevægt bestemmes den kraft  $Q_p$  som spunsvæggens fodpunkt påvirkes af. Denne skal som tidligere nævnt være større end 0 for at forudsætningen om fuldstændig ru væg er opfyldt.  $Q_p$  bestemmes ved (3-11).

$$Q_p - 29,94 + 14,04 - 4,96 = 0 \Rightarrow Q_p = 20,79 \text{ kN/m}$$

Den lodrette ligevægt er opfyldt. På baggrund af beregningerne er det nødvendigt med en spunsvæg som skal rammes 3,87 m ned under JOF, der vælges derfor et profil med en højde på 3,90 m.

## F4 Pælebæreevne

I dette afsnit eftervises bæreevnen i byggefeltet, hvor ungdomsboligerne og parkeringskælderen skal opføres. Der er derfor foretaget en geostatisk beregning af hhv. træk- og trykbæreevnen og negativ adhæsion for en enkelt betonpæl. Resultaterne af de geostatiske beregninger sammenlignes med resultaterne fra prøveramningerne foretaget i byggefeltet. Beregningerne er foretaget på baggrund af [DS 415].

### F4.1 Forudsætninger for bestemmelse af pælebæreevne

Ved bestemmelsen af pælebæreevnen i byggefeltet skal jordens egenskaber først fastsættes, dette er gjort udfra de geotekniske rapporter. Hvor det ikke har været muligt at finde oplysninger om lagenes rumvægt og  $c_v$ -værdi i de geotekniske rapporter, anvendes der generelle værdier fastsat vha. Teknisk Ståbi. Eftersom de oplystet rumvægt og  $c_v$ -værdier varierer gennem de enkelte lag, er der valgt at anvende den af de opgivet værdier, der virker til ugunst. Dette er gjort fordi det ikke har været muligt at fastsætte en mere præcis lagdeling, der passer til de opgivet rumvægte og  $c_v$ -værdier. Det forudsættes at  $c_v$ -værdierne for lagene kan sættes lig lagenes  $c_u$ -værdier. Egenskaberne for lagdelingen i byggefeltet forudsættes at være som angivet i Tabel 4.1 til Tabel 4.4.

Tabel 4.1 Beskrivelse af boring 5 med fastsatte værdier for  $\gamma$  og  $c_u$ . Er der opgivet flere værdier i samme felt, anvendes den værdi, der virker til ugunst.

Boring 5	Kote (OSL) [m]	Dannelsesmiljø/ geologisk alder	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Asfalt	+1,50		24	-
Fyld, sand	+1,00		19	-
Fyld, sand	-0,10		19	-
Sand	-1,10		19	-
Sand	-3,70		19	-
Sand	-6,70		19	-
Gytje	-7,40		16	45/50
Sand	-9,00		19	-
Gytje	-14,10		16	10/25
Grus, stenet (OSBL)	-16,50		20	-

Tabel 4.2 Beskrivelse af boring 11 med fastsatte værdier for  $\gamma$  og  $c_u$ . Er der opgivet flere værdier i samme felt, anvendes den værdi, der virker til ugunst.

Boring 11	Kote (OSL) [m]	Dannelsesmiljø/ geologisk alder	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Fyld, sand	+1,50		19	-
Fyld, sand	+0,30		19	-
Sand	-1,40		19	-
Sand	-3,70		19	-
Gytje	-6,80		16	270/280
Sand	-7,90		19	-
Gytje	-8,30		15,6/16,5	100/140
Gytje	-11,10		16,5/19,5	95/145
Grus, stenet (OSBL)	-14,40		20	-

Tabel 4.3 Beskrivelse af boring 20 med fastsatte værdier for  $\gamma$  og  $c_u$ . Er der opgivet flere værdier i samme felt, anvendes den værdi, der virker til ugunst.

Boring 20	Kote (OSL) [m]	Dannelsesmiljø/ geologisk alder	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Jernbeton	+1,80	-	24	-
Fyld, sand (mellemkornet)	+1,60	recent	19	-
Fyld, sand (mellemkornet)	+0,40	recent	19	-
Fyld, sand (mellemkornet)	-1,20	recent	19	-
Fyld, sand (mellemkornet)	-2,40	recent	19	-
Gytje	-5,00	marint/ postglacial	16	45/75
Sand	-6,20	marint/ postglacial	19	-
Sand	-7,20	marint/ postglacial	19	-
Gytje	-9,90	marint/ postglacial	16	80/125
Grus, stenet (OSBL)	-14,20	marint/ postglacial	20	-

## Fundering

Tabel 4.4 Beskrivelse af boring 307 med fastsatte værdier for  $\gamma$  og  $c_u$ . Er der opgivet flere værdier i samme felt, anvendes den værdi, der virker til ugunst.

Boring 307	Kote (OSL) [m]	Dannelsesmiljø/ geologisk alder	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Beton	+1,60		24	-
Fyld, sand	+1,00		19	-
Fyld, sand	+0,40		19	-
Fyld, grus	+0,10		20	-
Fyld, grus	-0,80		20	-
Fyld, kridt	-2,40		19	-
Fyld, kridt	-3,60		19	-
Ler, gytjeholdigt	-5,20		13/15	60/65
Ler, gytjeholdigt	-8,20		17	70
Ler, gytjeholdigt	-9,10		15,5/18,5	70/80
Ler	-11,5		16,8	80
Ler, gytjeholdigt	-12,5		17,3	80
Grus, stenet (OSBL)	-13,4		20	-

Beregning af pælebæreevnen er foretaget på baggrund af de fire ovenstående tabeller og de følgende forudsætninger:

- Det højeste usænkede vandspejl under byggefeltet er beliggende i kote +1,50
- Der anvendes 30×30 betonpæle, som asfalteres på strækningen over OSBL.
- Den plane friktionsvinkel sættes til  $\varphi_{pl} = 35^\circ$ .
- Regenerationsfaktoren  $r = 0,4$  for kohæsionsjord og 1,0 ved beregning af negativ adhæsion.
- Materialefaktoren  $m = 1,0$  for beton.
- $N_m = 0,2$  for træk og 0,6 for tryk.
- Normal funderingsklasse ( $\gamma_1\gamma_3\gamma_4 = 1,0$ ).
- Normal sikkerhedsklasse ( $\gamma_b = 1,3$ ).
- Normal kontrolklasse ( $\gamma_5 = 1,0$ ).
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

Ved asfaltering af betonpæle kan den negative overflademodstand sædvanligvis regnes reduceres til mindre en 10 kN pr m<sup>2</sup> betonoverflade. Der bør dog ikke regnes med mindre en 25 pct. af den fulde værdi af den negative overflademodstand. [DS 415]



## F4.2 Bestemmelse af pælebæreevne

I det følgende afsnit beregnes pælebæreevne i byggefeltet på baggrund af de fire udvalgte boreprofiler, der skønnes repræsentativ for det projekterede byggeri og parkeringskælderen. Der er foretaget beregninger for boring 5, 11, 20 og 307. Boring 5 anvendes som regneeksempel, hvorved de resterende beregninger for de tre borer kun angives som et slutresultat med de fornødne oplysninger, således det er muligt at vurdere det fremkomne resultat.

### F4.2.1 Trykbæreevne

Trykbæreevne for den enkelte pæl er beregnet som summen af spidsmodstanden  $R_{bd}$  og overflademodstanden  $R_{sd}$ . Trykbæreevnen beregnes for ramning hhv. 19 m u.t, 22 m u.t. og 25,6 m u.t. således der er grundlag for sammenligning mellem de beregnede bæreevner og de, i de geotekniske rapporter, angivne værdier. I det følgende vil der, som tidligere nævnt, blive opstillet beregninger for boring 5. For de resterende borer angives resultaterne på tabelform.

#### Bestemmelse af spidsmodstand

Forinden bestemmelsen af spidsmodstanden er det nødvendigt at kende de effektive spændinger i jorden. De effektive spændinger bestemmes ved (4-1)

$$q'_b = \sigma - u \quad (4-1)$$

$\sigma$  totale spændinger [kN/m<sup>2</sup>]  
 $u$  neutrale spændinger [kN/m<sup>2</sup>]

Tabel 4.5 Insitu spændinger for boring 5

	Kote (OSL) [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Asfalt	+1,50	24	0	0	0
Fyld, sand	+1,00	19	12,0	0	12,0
Fyld, sand	-0,10	19	32,9	11	21,9
Sand	-1,10	19	51,9	21	30,9
Sand	-3,70	19	101,3	47	54,3
Sand	-6,60	19	156,4	76	80,4
Gytje	-7,40	16	171,6	84	87,6
Sand	-9,00	19	197,2	100	97,2
Gytje	-14,10	16	294,1	151	143,1
Grus	-16,50	20	332,5	175	157,5

## Fundering

Tabel 4.6 Insitu spændinger for boring 11

	Kote (OSL) [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Fyld, sand	+1,50	19	0	0	0
Fyld, sand	+0,30	19	22,8	12	10,8
Sand	-1,40	19	55,1	29	26,1
Sand	-3,70	19	98,8	52	46,8
Gytje	-6,80	16	157,7	83	74,7
Sand	-7,90	19	175,3	94	81,3
Gytje	-8,30	15,6	182,9	98	84,9
Gytje	-11,10	16,5	226,6	126	100,6
Grus (OSBL)	-14,40	20	281,0	159	122,0

Tabel 4.7 Insitu spændinger for boring 20

	Kote (OSL) [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Jernbeton	+1,80	24	0	0	0
Fyld, sand	+1,60	19	4,8	0	4,8
Fyld, sand	+0,40	19	27,6	11	16,6
Fyld, sand	-1,20	19	58,0	27	31,0
Fyld, sand	-2,40	19	80,5	39	41,8
Gytje	-5,00	16	130,2	65	65,2
Sand	-6,20	19	149,4	77	72,4
Sand	-7,20	19	168,4	87	81,4
Gytje	-9,90	16	219,7	114	105,7
Grus (OSBL)	-14,20	20	288,5	157	131,5

Tabel 4.8 Insitu spændinger for boring 307

	Kote (OSL) [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Beton	+1,60	24	0	0	0
Fyld, sand	+1,00	19	14,4	0	14,4
Fyld, sand	+0,40	19	25,8	6	19,8
Fyld, grus	+0,10	20	31,5	9	22,5
Fyld, grus	-0,80	20	49,5	18	31,5
Fyld, kridt	-2,40	19	81,5	34	47,5
Fyld, kridt	-3,60	19	104,3	46	58,3
Ler, gytjeholdigt	-5,20	13	134,7	62	72,7
Ler, gytjeholdigt	-8,20	17	173,7	92	81,7
Ler, gytjeholdigt	-9,10	15,5	189,0	101	88,0
Ler	-11,5	16,8	226,2	125	101,2
Ler, gytjeholdigt	-12,5	17,3	243,0	135	108,0
Grus (OSBL)	-13,4	20	258,6	144	114,6

De lodrette effektiver spændinger 19 m u.t. svarende til kote -17,5 beregnes (4-1) for boring 5.

$$q'_b = (332,5 + 20 \cdot 1,0) - (175 + 10 \cdot 1,0) = 167,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

De lodrette effektiver spændinger 22 m u.t. svarende til kote -20,5 beregnes (4-1) for boring 5.

$$q'_b = (332,5 + 20 \cdot 4,0) - (175 + 10 \cdot 4,0) = 197,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

De lodrette effektiver spændinger 25,6 m u.t. svarende til kote -24,1 beregnes (4-1) for boring 5.

$$q'_b = (332,5 + 20 \cdot 7,6) - (175 + 10 \cdot 7,6) = 233,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Efter insitu spændingerne ved spidsen af pælen er beregnet, kan spidsmodstanden for en pæl med spidsen i sand eller grus bestemmes vha. følgende udtryk.

$$R_{bk} = q_{bk} \cdot A_b = \frac{1}{1,5} \cdot 2 \cdot q'_b \cdot N_q \cdot A_b \quad (4-2)$$

$R_{bk}$  karakteristisk spidsmodstand [kN]

$q_{bk}$  karakteristisk værdi af spidsmodstand pr. areal [kN/m<sup>2</sup>]

$A_b$  tværsnitsareal [m<sup>2</sup>]

$q'_b$  lodret effektiv spænding ved pælespidsen [kN/m<sup>2</sup>]

$N_q$  Bæreevnefaktor [-]

Spidsmodstanden for en pæl med spidsen i grus i kote -17,5 for boring 5 beregnes ved (4-2).

$$R_{bk} = \frac{1}{1,5} \cdot 2 \cdot 167,5 \cdot 33,3 \cdot 0,09 = 669,3 \text{ kN}$$

De resterende beregnede spidsmodstande for alle fire boringer er angivet i Tabel 4.9. Spidsmodstanden for boring 11, 20 og 307 er beregnet ved samme fremgangsmåde som for boring 5.

Tabel 4.9 Spidsmodstand for en 30×30 cm<sup>2</sup> betonpæl for boring 5, 11, 20 og 307.

Boring	Niveau	Kote	$\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q'_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_{bk}$ [kN]
5	19 m u.t.	-17,5	352,5	185	167,5	669,3
	22 m u.t.	-20,5	412,5	215	197,5	789,2
	25,6 m u.t.	-24,1	484,5	251	233,5	933,1
11	19 m u.t.	-17,5	343,0	190	153,0	611,5
	22 m u.t.	-20,5	403,0	220	183,0	731,4
	25,6 m u.t.	-24,1	474,0	256	219,0	875,2
20	19 m u.t.	-17,2	348,5	187	161,5	645,4
	22 m u.t.	-20,2	408,5	217	191,5	765,2
	25,6 m u.t.	-23,8	480,5	253	227,5	909,1
307	19 m u.t.	-17,4	338,6	164	174,6	697,6
	22 m u.t.	-20,4	398,6	179	219,6	877,4
	25,6 m u.t.	-24,0	470,6	197	273,6	1093,2

### Bestemmelse af overflademodstand

Pælens overflademodstand bestemmes som summen af overflademodstanden for de enkelte lag pælen rammes igennem.

$$R_{sk} = \sum q_{sik} \cdot A_{si} \quad (4-3)$$

$R_{sk}$  karakteristisk overfladebæreevne [kN]

$q_{sik}$  karakteristisk værdi af overflademodstand pr. areal i lag  $i$  [kN/m<sup>2</sup>]

$A_{si}$  Overfladeareal i jordlag  $i$  [m<sup>2</sup>]

Derfor beregnes først de enkelte karakteristiske overflademodstande for hvert lag. Der skelnes mellem kohæsions- og friktionsjord i beregningerne. Den karakteristiske overflademodstand i sandlag og gruslag ( $c = 0$ ) beregnes ved (4-4).

$$R_{sk} = \frac{1}{1,5} \cdot q'_m \cdot N_m \cdot A_{si} \quad (4-4)$$

$q'_m$  lodret effektiv spænding i midten af lag  $i$  [kN/m<sup>2</sup>]

$N_m$  bæreevnefaktor 0,6 [-]

$A_{si}$  overfladeareal i lag  $i$  [m<sup>2</sup>]

Rammes pælen gennem et lerlag eller andre sætningsgivende lag, beregnes den karakteristiske overflademodstand ved (4-5).

$$R_{sk} = \frac{1}{1,5} \cdot m \cdot r \cdot c_u \cdot A_{si} \quad (4-5)$$

$m$  materialefaktor 1 [-]

$r$  regenerationsfaktor 0,4 [-]

$c_u$  styrkeparameter [kN/m<sup>2</sup>]

$A_{si}$  pæleoverflade i laget [m<sup>2</sup>]

Inden den egentlige beregning af overflademodstanden i hvert lag, er det nødvendigt at beregne spændingen i midten af laget. Dette er her gjort for det første fyldlag for boring 5. Fyldlaget består hovedsagelig af sand.

$$q'_{m2} = h_0 \cdot \gamma_0 + \frac{h_1}{2} \cdot \gamma_1 - \frac{h_1}{2} \cdot \gamma_w \quad (4-6)$$

$$q'_{m2} = 0,5 \cdot 24 + \frac{1,1}{2} \cdot 19 - \frac{1,1}{2} \cdot 10 = 17,0 \text{ kN/m}^2$$

## Fundering

Overflademodstanden beregnes ved (4-4) til.

$$R_{sik} = \frac{1}{1,5} \cdot 16,95 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \cdot 1,1 = 9,0 \text{ kN}$$

Overflademodstanden for de resterende lag i boring 5 er beregnet ved samme fremgangsmåde og de er som angivet i Tabel 4.10. Overflademodstanden for jernbetonlaget medtages ikke i beregningerne af den samlede overflademodstand, selvom jernbetonen giver et bidrag til insitu spændingerne. Dette gøres, fordi det antages at der før ramning fjernes et mindre beton stykke, der hvor pælen rammes. Det vurderes, at dette ikke har indflydelse på insitu spændingerne i jorden.

Tabel 4.10 Beregnede overflademodstande for boring 5.

Boring 5		$\frac{1}{2}H$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q'_m$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{sik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_m$ [m <sup>2</sup> ]	$R_{sik}$ [kN]
Asfalt		0,25	24	6,0	-	-	-
Sandfyld		0,55	19	17,0	6,8	1,32	9,0
Sandfyld		0,50	19	26,4	10,6	1,20	12,7
Sand		1,30	19	42,6	17,0	3,12	53,2
Sand		1,45	19	67,4	26,9	3,48	93,8
Sand		0,40	19	84,0	33,6	0,96	32,3
Gytje		0,80	16	92,4	12,0	1,92	23,0
Sand		2,55	19	120,2	48,1	6,12	294,1
Gytje		1,20	16	150,3	2,7	2,88	7,7
Grus, stenet	19 m u.t.	0,50	20	162,5	65,0	1,20	78,0
	22 m u.t.	2,00	20	177,5	71,0	4,80	340,8
	25,6 m u.t.	3,80	20	195,5	78,2	9,12	713,2

Overflademodstande for de resterende boringer beregnes på samme måde som for boring 5, disse opstilles kun som en summeret overflademodstand. Eftersom pælene er asfalteret på stykket beliggende over OSBL reduceres overflademodstanden over OSBL. Overflademodstanden reduceres til 10 kN/m<sup>2</sup>. Det kontrolleres, at denne overflademodstand ikke bliver mindre end 25 % af den fulde overflademodstand over OSBL. De reducerede overflademodstande, for alle boringerne, er angivet i Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Den reducerede overflademodstand.

Boring	Niveau	Kote	R <sub>sk</sub> o. OSBL [kN]	R <sub>sk</sub> u. OSBL [kN]	R <sub>sk, 10</sub> [kN]	R <sub>sk, 25</sub> [kN]	R <sub>sk</sub> [kN]
5	19 m u.t.	-17,5	525,6	78,0	210,0	131,4	288,0
	22 m u.t.	-20,5	525,6	340,8	210,0	131,4	550,8
	25,6 m u.t.	-24,1	525,6	713,2	210,0	131,4	923,2
11	19 m u.t.	-17,5	449,7	204,6	190,8	112,4	395,4
	22 m u.t.	-20,5	449,7	446,6	190,8	112,4	637,4
	25,6 m u.t.	-24,1	449,7	794,0	190,8	112,4	984,8
20	19 m u.t.	-17,2	405,3	211,0	189,6	101,3	400,6
	22 m u.t.	-20,2	405,3	465,1	189,6	101,3	654,7
	25,6 m u.t.	-23,8	405,3	827,1	189,6	101,3	1016,7
307	19 m u.t.	-17,4	310,9	258,4	172,8	77,7	431,2
	22 m u.t.	-20,4	310,9	502,6	172,8	77,7	675,4
	25,6 m u.t.	-24,0	310,9	852,6	172,8	77,7	1025,4

### Bestemmelse af trykbæreevne

Efter beregningen af spidsmodstanden og overflademodstanden beregnes den samlede trykbæreevne for pæle rammet i bundforhold svarende til boring 5, 11, 20 og 307 i brudgrænsetilstanden. De beregnede karakteristiske værdier gøres regningsmæssige ved at anvende partialkoefficienten  $\gamma_b = 1,3$ , jf. afsnit F4.1. De karakteristiske værdier for trykbæreevnen for boring 5, 11, 20 og 307 opstilles i Tabel 4.12 efter følgende beregningsmetode.

$$R_{cd, boring5} = \frac{R_{bk} + R_{sk}}{\gamma_b} = \frac{669,3 + 288,0}{1,3} = 736 \text{ kN} \quad (4-7)$$

## Fundering

Tabel 4.12 Den regningsmæssige trykbæreevne for en 30×30 cm<sup>2</sup> betonpæl for boring 5, 11, 20 og 307.

Boring	Niveau	Kote	R <sub>bk</sub> [kN]	R <sub>sk</sub> [kN]	R <sub>cd</sub> [kN]
5	19 m u.t.	-17,5	669,3	288,0	736
	22 m u.t.	-20,5	789,2	550,8	1031
	25,6 m u.t.	-24,1	933,1	923,2	1428
11	19 m u.t.	-17,5	611,5	395,4	775
	22 m u.t.	-20,5	731,4	637,4	1053
	25,6 m u.t.	-24,1	875,2	984,8	1431
20	19 m u.t.	-17,2	645,4	400,6	805
	22 m u.t.	-20,2	765,2	654,7	1092
	25,6 m u.t.	-23,8	909,1	1016,7	1481
307	19 m u.t.	-17,4	697,6	431,2	868
	22 m u.t.	-20,4	877,4	675,4	1194
	25,6 m u.t.	-24,0	1093,2	1025,4	1630

### F4.2.2 Trækbæreevne

Ved bestemmelse af trækbæreevnen er det kun overflademodstanden  $R_{sd}$ , der giver et bidrag til bæreevnen. Overflademodstanden beregnes ud fra de samme formler som anvendt i afsnit F4.2.1.

#### Bestemmelse af overflademodstanden

Pælens overflademodstand bestemmes som tidligere, den eneste forskel er at bæreevnefaktoren  $N_m$  sættes til 0,2 i stedet for 0,6. I beregningerne er der, hvor der er angivet mere end en  $\gamma$  og  $c_u$ , anvendt de mindste værdier, da dette virker til ugunst. Overflademodstanden beregnes ved (4-4) for det første lag sandfyld. Overflademodstanden for de resterende lag i boring 5 er beregnet ved samme fremgangsmåde. Værdierne for overflademodstandene er angivet i Tabel 4.13.

$$R_{s2k} = \frac{1}{1,5} \cdot 17,0 \cdot 0,2 \cdot 1,1 \cdot 1,2 = 3,0 \text{ kN}$$



Tabel 4.13 Beregnede overflademodstande for boring 5.

Boring 5		$\frac{1}{2}H$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q'_m$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{sik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_m$ [m <sup>2</sup> ]	$R_{sik}$ [kN]
Asfalt		0,25	24	6,0	-	-	-
Sandfyld		0,55	19	17,0	2,3	1,32	3,0
Sandfyld		0,50	19	26,4	3,5	1,20	4,2
Sand		1,30	19	42,6	5,7	3,12	17,7
Sand		1,45	19	67,4	9,0	3,48	31,3
Sand		0,40	19	84,0	11,2	0,96	10,8
Gytje		0,80	19	92,4	12,0	1,92	23,0
Sand		2,55	16	120,2	20,0	6,12	122,6
Gytje		1,20	19	150,3	2,7	2,88	7,7
Grus, stenet	19 m u.t.	0,50	20	162,5	21,7	1,20	26,0
	22 m u.t.	2,00	20	177,5	23,7	4,80	113,6
	25,6 m u.t.	3,80	20	195,5	26,1	9,12	237,7

Da pælene er asfalteret på stykke beliggende over OSBL er det også nødvendigt at reducere overflademodstanden, når der regnes trækbæreevne. Overflademodstanden reduceres til 10 kN/m<sup>2</sup>. Det kontrolleres, at denne overflademodstand ikke bliver mindre end 25 % af den fulde overflademodstand over OSBL. De reducerede overflademodstande, for alle borerne, er angivet i Tabel 4.14. Efter beregningen af overflademodstanden i de enkelte lag beregnes den samlede trækbæreevne for boring 5, 11, 20 og 307 i brudgrænsetilstanden. De beregnede karakteristiske værdier gøres regningsmæssige med partialkoefficienten 1,3 og opstilles i Tabel 4.14

Tabel 4.14 Den reducerede overflademodstand for en 30×30 cm<sup>2</sup> betonpæl.

Boring	Niveau	Kote	$R_{sk}$ o. OSBL [kN]	$R_{sk}$ u. OSBL [kN]	$R_{sk, 10}$ [kN]	$R_{sk, 25}$ [kN]	$R_{sk}$ [kN]	$R_{sd}$ [kN]
5	19 m u.t.	-17,5	220,3	26,0	210,0	55,1	236,0	182
	22 m u.t.	-20,5	220,3	113,6	210,0	55,1	323,6	249
	25,6 m u.t.	-24,1	220,3	237,7	210,0	55,1	447,7	344
11	19 m u.t.	-17,5	339,9	69,2	190,8	85,0	260,0	200
	22 m u.t.	-20,5	339,9	148,9	190,8	85,0	339,7	261
	25,6 m u.t.	-24,1	339,9	264,7	190,8	85,0	455,5	350
20	19 m u.t.	-17,2	217,6	70,3	189,6	54,4	259,9	200
	22 m u.t.	-20,2	217,6	155,0	189,6	54,4	344,6	265
	25,6 m u.t.	-23,8	217,6	275,7	189,6	54,4	465,3	358
307	19 m u.t.	-17,4	223,7	86,1	172,8	55,9	258,9	200
	22 m u.t.	-20,4	223,7	167,5	172,8	55,9	340,3	262
	25,6 m u.t.	-24,0	223,7	284,2	172,8	55,9	457,0	352

### F4.2.3 Negativ overflademodstand

I henhold til DS 415(6.2.1) bestemmes den negative overflademodstand som den mindste af de følgende værdier

- Den geostatiske overflademodstand i aflejringerne over de bæredygtige lag.
- Den sætningsgivende last hidrørende fra det volumen, som nedadtil afgrænses af de flader, der hælder 1:2 lodret, og som går gennem pæletværsnittets skæring med de bæredygtige lags overflade, og som opadtil afgrænses af de flader, som bestemmer jordlasten.

Ved asfaltering af betonpæle kan den negative overflademodstand sædvanligvis regnes reduceret til mindre end 10 kN pr m<sup>2</sup> betonoverflade. Der bør dog ikke regnes med mindre en 25 pct. af den beregnede fulde værdi af den negative overflademodstand.

#### Geostatisk beregning af den negative overflademodstand

Den geostatiske overflademodstand beregnes vha. samme fremgangsmåde som ved beregning af tryk- og træk bæreevne. Til bestemmelse af overflademodstanden er der anvendt en regenerationsfaktor på 1 i stedet for 0,4 som tidligere anvendt. Ved bestemmelsen af den regningsmæssige negative overflademodstand er partialkoefficienten  $\gamma_b = 1$  anvendt. Bæreevnefaktoren sættes til 0,6. Den beregnede negative overflademodstand for de fire boringer er angivet i Tabel 4.15 til Tabel 4.18.

Tabel 4.15 Beregnede negative overflademodstande for boring 5.

Boring 5	$\frac{1}{2}H$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q'_m$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{sik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_m$ [m <sup>2</sup> ]	$R_{sik}$ [kN]
Asfalt	0,25	24	-	-	-	-
Sandfyld	0,55	19	17,0	6,8	1,32	9,0
Sandfyld	0,50	19	26,4	10,6	1,20	12,7
Sand	1,30	19	42,6	17,0	3,12	53,2
Sand	1,45	19	67,4	26,9	3,48	93,8
Sand	0,40	19	84,0	33,6	0,96	32,3
Gytje	0,80	16	92,4	33,3	1,92	64,0
Sand	2,55	19	120,2	48,1	6,12	294,1
Gytje	1,20	16	150,3	16,7	2,88	48,0

Tabel 4.16 Beregnede negative overflademodstande for boring 11.

Boring 11	$\frac{1}{2}H$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q'_m$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{sik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_m$ [m <sup>2</sup> ]	$R_{sik}$ [kN]
Sandfyld	0,60	19	5,4	2,2	1,44	3,1
Sandfyld	0,85	19	18,5	7,4	2,04	15,1
Sand	1,15	19	36,5	14,6	2,76	40,2
Sand	1,55	19	60,8	24,3	3,72	90,4
Gytje	0,55	16	78,0	186,7	1,32	246,4
Sand	0,20	19	83,1	33,2	0,48	16,0
Gytje	1,40	16,5	94,0	93,3	3,36	313,6
Gytje	1,65	19,5	118,8	96,7	3,96	382,8

Tabel 4.17 Beregnede negativ overflademodstande for boring 20.

Boring 20	$\frac{1}{2}H$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q'_m$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{sik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]	$R_{sik}$ [kN]
Jernbeton	0,10	24	-	-	-	-
Sandfyld	0,60	19	11,2	4,5	1,44	6,5
Sandfyld	0,80	19	23,8	9,5	1,92	18,3
Sandfyld	0,60	19	36,4	14,6	1,44	21,0
Sandfyld	1,30	19	53,5	21,4	3,12	66,8
Gytje	0,60	16	68,8	50,0	1,44	72,0
Sand	0,50	19	76,9	27,5	1,20	33,0
Sand	1,35	19	93,6	30,8	3,24	99,7
Gytje	2,15	16	118,6	83,3	5,16	430,0

Tabel 4.18 Beregnede negativ overflademodstande for boring 307.

Boring 307	$\frac{1}{2}H$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q'_m$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{sik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]	$R_{sik}$ [kN]
Beton	0,30	24	-	-	-	-
Sandfyld	0,30	19	17,1	6,8	0,72	4,9
Sandfyld	0,15	19	21,2	8,5	0,36	3,1
Grusfyld	0,45	20	27,0	10,8	1,08	11,7
Grusfyld	0,80	20	39,5	15,8	1,92	30,3
Kridtfyld	0,60	19	52,9	21,6	1,44	30,5
Kridtfyld	0,80	19	65,5	26,2	1,92	50,3
Ler, gytjeholdig	1,50	15	80,2	43,3	3,60	156,0
Ler, gytjeholdig	0,45	17	90,9	46,7	1,08	50,4
Ler, gytjeholdig	1,20	18,5	104,2	53,3	2,88	153,6
Ler	0,50	16,8	117,8	53,3	1,20	64,0
Ler, gytjeholdig	0,45	17,3	124,5	53,3	1,08	57,6

## Fundering

---

Da pælene er asfalteret på stykket beliggende over OSBL, er det også nødvendigt at reducere overflademodstanden når der regnes negativ overflademodstand. Overflademodstanden reduceres til 10 kN/m<sup>2</sup>. Det kontrolleres, at denne overflademodstand ikke bliver mindre end 25 % af den fulde overflademodstand over OSBL. De reducerede overflademodstande, for alle borerne, er angivet i Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Den regningsmæssige negative overflademodstand.

Boring	F <sub>neg</sub> [kN]	F <sub>neg, 10</sub> [kN]	F <sub>neg, 25</sub> [kN]	F <sub>neg,d</sub> [kN]
5	607	198	152	<b>198</b>
11	1100	191	275	<b>275</b>
20	747	190	187	<b>190</b>
307	612	173	153	<b>173</b>

I eftervisningen af pælebæreevnen i byggegruben er der ved beregningen af den negative overflademodstand set bort fra beregningsmetode 2, fordi den afgravede jord, efter udgravningen af byggegruben, ikke erstattes af et tungere lag. Ved anvendelse af den geostatiske beregnede negative overflademodstand er man på den sikre side. Dette skyldes, at der altid anvendes den mindste værdi af de beregnede overflademodstande. Er den geostatiske overflademodstand den mindste, så er den negative adhæsion beregnet korrekt. Er derimod den sætningsgivende last mindst, er den beregnede overflademodstand for stor, hvilket fører til en overdimensionering.

## F5 Pæleværk

I dette afsnit dimensioneres pæleværket under Brohuset, ved Vandepitte's metode. De dimensionsgivende laster er opstillet på baggrund af de i afsnit K2 beregnede belastninger. Til Vandepitte's metode er det nødvendigt at kende tryk- og trækbæreevne for de anvendte pæle, derfor beregnes tryk- og trækbæreevnen for en  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  betonpæl, der rammes efter udgravning af byggegruben.

### F5.1 Tryk- og trækbæreevne

I dimensioneringen af pæleværkerne anvendes 18 m asfalterede betonpæle, der nedrammes til 17 m u.t. Med udgangspunkt i boring 11 er tryk- og trækbæreevnen, for en pæl rammet til 17 m u.t. beregnet, ved samme fremgangsmåde som i afsnit F4.2, til værdierne angivet i Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Tryk- og trækbæreevne.

Bæreevne	[kN]
Tryk	760
Træk	182

### F5.2 Belastning af pæleværkerne

Forinden den egentlige dimensionering af pæleværkerne under Brohuset beregnes de dimensionsgivende laster på fundamentene. Herefter opstilles de dimensionsgivende lastkombinationer. Lasterne på de enkelte fundamenter er beregnet på baggrund af afsnit K2.

#### F5.2.1 Fundament under facade nord

Egenlasten af nord facaden er beregnet til de i Tabel 5.2 angivet værdier. Egenlasten er beregnet fra etagedækket mellem tagkonstruktionen og 4. etage og ned til undersiden af kældergulvet.

## Fundering

Tabel 5.2 Egenlast pr. m virkende på fundamentene under nord facaden.

Konstruktionsdele		Egenlast [kN/m]
4. etage facade		4,52
3. etage facade		4,52
2. etage facade		4,52
1. etage facade		4,52
Stueetage facade		4,52
Kælder væg	$0,15 \text{ m} \cdot 2,65 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3$	9,54
Samlet egenlast		<b>32,14</b>

Fundamentet under den nordlige facade belastes af egenlast, vindlast på tagkonstruktionen og snelast, størrelserne af belastningerne er angivet i Tabel 5.3. Ydermere kommer der et ekstra bidrag til egenlasten fra sribefundamentet. Det er i beregning af vindlasten på tagkonstruktionen forudsat, at facaderne optager vindlast virkende på hele tagkonstruktionen. Dvs. gavlen ikke belastes af vindlasten.

Tabel 5.3 Vertikale laster på fundamentet under facade nord.

Lasttype		Last [kN]
Egenlast	$32,14 \text{ kN/m} \cdot 23,4 \text{ m} + 0,74 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m} \cdot 26 \text{ m}$	983
Vindlast på tagkonstruktionen	$(2 \cdot 0,7 + 1,4 + 2,9) \text{ kN} + (0,5 \cdot 0,37 + 0,13 + 1,2) \text{ kN}$	7
Vindlast på tagkonstruktionen (sug)	$(2 \cdot (-10,6) + (-21,6) + (-11,8) + 2 \cdot (-13,5) + (-5,9) + \frac{1}{2} \cdot (-5,6) + (-1,9) + (-4,4) + (-4,2) + (-18,1) + (-4,7) + \frac{1}{2} \cdot (-4,8) + \frac{1}{2} \cdot (-4,9)) \text{ kN}$	-128
Snelast	$0,72 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \cdot 23,4 \text{ m}$	101

Facaderne belastes til forskydning af den horisontale vindlast på øst gavlen, idet vindlast på gavlen optages ved skivevirkning i etageadskillelserne. Det er i beregningerne af vindlasten på gavlen forudsat at kun Øst gavlen belastes, da Vest gavlen er fastholdt af trappe opgang mellem Brohuset og nabohuset jf. afsnit 2.3 i hovedrapporten. Der er regnet med, at hver facade påvirkes af halvdelen af vindlasten på Øst gavlen. Vindlasten på gavlen giver anledning til, den i Tabel 5.4 angivet last og det i Tabel 5.5 angivet moment.

Tabel 5.4 Den horisontale vindlast virkende på en halv gavl.

		Last [kN]
$V_t$	$0,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,4 \text{ m} \cdot 1,4 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	2,4
$V_4$	$0,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,4 \text{ m} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	5,0
$V_3$	$0,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,4 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	5,2
$V_2$	$0,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,4 \text{ m} \cdot 3,3 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	5,7
$V_1$	$0,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,4 \text{ m} \cdot 3,3 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	5,7
$V_s$	$0,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 9,4 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	3,4
<b>Samlet vindlast</b>		<b>27,4</b>

Tabel 5.5 Moment i facaden hidrørende fra vindlast på gavlen.

		Moment [kNm]
$M_t$	$18,05 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ kN}$	43,3
$M_4$	$15,25 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ kN}$	76,3
$M_3$	$12,25 \text{ m} \cdot 5,2 \text{ kN}$	63,7
$M_2$	$9,25 \text{ m} \cdot 5,7 \text{ kN}$	52,7
$M_1$	$5,65 \text{ m} \cdot 5,7 \text{ kN}$	32,2
$M_s$	$2,65 \text{ m} \cdot 3,4 \text{ kN}$	9,0
<b>Samlet moment i facaden</b>		<b>277,2</b>

## F5.2.2 Fundament under facade syd

Egenlasten af Syd facaden er beregnet til de i Tabel 5.6 angivet værdier. Egenlasten er ligesom ved Nord facaden beregnet fra etagedækket mellem tagkonstruktionen og 4. etage og ned til undersiden af kældergulvet.

Tabel 5.6 Egenlast pr. m virkende på fundamenterne under Syd facaden.

Konstruktionsdele		Egenlast [kN/m]
4. etage facade		4,80
3. etage facade		5,90
2. etage facade		6,74
1. etage facade		8,83
Stueetage facade		6,85
Kælder væg	$0,41 \text{ m} \cdot 2,65 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3$	26,08
<b>Samlet egenlast</b>		<b>59,20</b>

## Fundering

Syd facaden belastes ligesom Nord facaden af halvdelen af vindlasten på gavlen. Derfor bliver forskydningen og moment hidrørende fra vindlasten den/det samme, som for facade nord. Den samlede vindlast er 27,4 kN og det samlede moment er 277,2 kNm.

### F5.2.3 Fundamenterne under gavlene

Gavlene er opbygget på samme måde, derfor beregnes egenlasten kun for en gavl. Egenlasten er ligesom facaden beregnet fra etagedækket mellem tagkonstruktionen og 4. etage og ned til undersiden af kældergulvet. Gavlens egenlast er beregnet til de i Tabel 5.7 angivet værdier.

Tabel 5.7 Egenlast af en gavl.

Konstruktionsdele		Egenlast [kN/m]
Dæk mellem 4. etage og tagkonstruktion	$3,14 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,9 \text{ m}$	5,97
Dæk mellem 3. etage og 4. etage	$3,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,9 \text{ m}$	5,89
Dæk mellem 2. etage og 3. etage	$3,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,9 \text{ m}$	5,89
Dæk mellem 1. etage og 2. etage	$3,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,9 \text{ m}$	5,89
Dæk mellem stueetagen og 1. etage	$3,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,9 \text{ m}$	5,89
Dæk mellem kælder og stueetagen	$3,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,9 \text{ m}$	6,54
Kælder gulv	$7,94 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,9 \text{ m}$	15,09
Gavlelementer	$15,4 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3$	55,44
Kælder væg	$2,65 \text{ m} \cdot 0,41 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3$	26,08
Samlet egenlast		<b>132,68</b>

Fundamentet under gavlen belastes yderligere med egenlast af sribefundament og nyttelast. Nyttelasten, der er fastsat i afsnit K2, er beregnet således at gavlen bliver påvirket af et halvt etagedæk fra hver etage. Dette giver de i Tabel 5.8 angivet belastninger.

Tabel 5.8 Belastninger virkende på fundamentet under en gavl.

Lasttype		Last [kN]
Egenlast	$132,68 \text{ kN/m} \cdot 9,4 \text{ m} + 1,0 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m} \cdot 12 \text{ m}$	1391
Nyttelast	$1,9 \text{ m} \cdot 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ etager} \cdot 9,4 \text{ m}$	214

Gavlene påvirkes til forskydning af den horisontale vindlast på facaderne, idet vindlasten optages ved skivevirkning gennem etageadskillelserne. Hver gavl påvirkes af en tolvtedel af den samlede vindlast på facaden. Vindlasten på facaderne er beregnet således at belastningen på de to facader, tryk og sug, regnes som virkende på den ene af facaderne.



Vindlasten på facade syd giver anledning til den i Tabel 5.9 angivet samlede horisontale belastning og det i Tabel 5.10 angivet samlede moment.

Tabel 5.9 Horizontal last på gavlen hidrørende fra vindlast på facaderne.

		Last [kN]
$V_t$	$1 \cdot \frac{1}{12} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 1,4 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	1,4
$V_4$	$1 \cdot \frac{1}{12} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	2,9
$V_3$	$1 \cdot \frac{1}{12} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	3,1
$V_2$	$1 \cdot \frac{1}{12} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 3,3 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	3,4
$V_1$	$1 \cdot \frac{1}{12} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 3,3 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	3,4
$V_s$	$1 \cdot \frac{1}{12} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	2,0
<b>Samlet vindlast</b>		<b>16,2</b>

Tabel 5.10 Moment virkende i gavlen.

		Moment [kNm]
$M_t$	$18,05 \text{ m} \cdot 1,4 \text{ kN}$	25,3
$M_4$	$15,25 \text{ m} \cdot 2,9 \text{ kN}$	44,2
$M_3$	$12,25 \text{ m} \cdot 3,1 \text{ kN}$	38,0
$M_2$	$9,25 \text{ m} \cdot 3,4 \text{ kN}$	31,5
$M_1$	$5,65 \text{ m} \cdot 3,4 \text{ kN}$	19,2
$M_s$	$2,65 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ kN}$	5,3
<b>Samlet moment i facaden</b>		<b>163,5</b>

## F5.2.4 Fundamenter under indervæggene

Alle indervæggene er opbygget på samme måde, derfor beregnes egenlasten kun for en indervæg. Egenlasten er ligesom facaden beregnet fra etagedækket mellem tagkonstruktionen og 4. etage og ned til undersiden af kældergulvet. Belastningen fra etagedækken er beregnet således, at indervægge belastes med et halvt etagedæk fra hver lejlighed dvs. et helt etagedæk pr. etage. Indervæggens egenlast er beregnet til de i Tabel 5.11 angivet værdier.

## Fundering

Tabel 5.11 Egenlast af indervæggene virkende på fundamentet under indervæggen.

Konstruktionsdele		Egenlast [kN/m]
Dæk mellem 4. etage og tagkonstruktion	$3,14 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,8 \text{ m}$	11,93
Dæk mellem 3. etage og 4. etage	$3,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,8 \text{ m}$	11,78
Dæk mellem 2. etage og 3. etage	$3,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,8 \text{ m}$	11,78
Dæk mellem 1. etage og 2. etage	$3,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,8 \text{ m}$	11,78
Dæk mellem stueetagen og 1. etage	$3,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,8 \text{ m}$	11,78
Dæk mellem kælder og stueetagen	$3,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,8 \text{ m}$	13,07
Kælder gulv	$7,94 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,8 \text{ m}$	30,17
Indervæg	$(15,4 + 2,65) \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3$	64,98
Samlet egenlast		<b>167,27</b>

Fundamenterne under indervæggene belastes ligesom gavlene af en ekstra belastning fra stribefundamentet og af nyttelast. De vertikale belastninger på fundamentet er som angivet i Tabel 5.12.

Tabel 5.12 Vertikale laster virkende på fundamenterne under indervæggene.

Lasttype		Last [kN]
Egenlast	$(167,27 \text{ kN/m} + 0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot 9,4 \text{ m}$	1629
Nyttelast	$2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,8 \text{ m} \cdot 6 \text{ etager} \cdot 8,84 \text{ m}$	403

Indervæggene påvirkes til forskydning af den horisontale vindlast på facaderne, idet vindlasten optages ved skivevirkning gennem etageadskillelserne. Hver indervæg påvirkes af en sjettedel af den samlede vindlast på facaden. Vindlasten på facade syd giver anledning til den i Tabel 5.13 angivet samlede horisontale belastning og det i Tabel 5.14 angivet samlede moment.

Tabel 5.13 Horisontal belastning på indervæggene hidrørende fra vind mod facaden.

		Last [kN]
$V_t$	$1 \cdot \frac{1}{6} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 1,4 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	2,8
$V_4$	$1 \cdot \frac{1}{6} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	5,9
$V_3$	$1 \cdot \frac{1}{6} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	6,1
$V_2$	$1 \cdot \frac{1}{6} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 3,3 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	6,7
$V_1$	$1 \cdot \frac{1}{6} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 3,3 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	6,7
$V_s$	$1 \cdot \frac{1}{6} \cdot 23,4 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 0,5214 \text{ kN/m}^2$	4,1
Samlet vindlast		<b>32,3</b>

Tabel 5.14 Moment virkende i indervæggene.

		Moment [kNm]
$M_t$	18,05 m · 2,8 kN	50,5
$M_4$	15,25 m · 5,9 kN	90,0
$M_3$	12,25 m · 6,1 kN	74,7
$M_2$	9,25 m · 6,7 kN	62,0
$M_1$	5,65 m · 6,7 kN	37,9
$M_5$	2,65 m · 4,1 kN	10,9
<b>Samlet moment i facaden</b>		<b>326,0</b>

### F5.2.5 Dimensionsgivende lastkombination

I dette afsnit er der undersøgt hvilke lastkombinationer, der er dimensionsgivende for pæleværkerne under den projekterede bygning. Det er i denne sammenhæng vurderet, at den opadrettede vindlast i lastkombination 2.2 er så lille i forhold til egenvægten af konstruktionen, så denne lastkombination ikke bliver dimensionsgivende. Denne lastkombination medtages derfor ikke i de videre beregninger. Pæleværkerne skal udover brudgrænsetilstand også dimensioneres for anvendelsesgrænsetilstand. Dette gøres ikke eftersom den aktuelle belastning af de enkelte pæle i pæleværkerne ikke kendes ved dimensionering efter Vandepitte's metode. Hvis pælens belastning sættes lig med pælens brudbæreevne i følgende udtryk  $F_{cd} + 1,5F_{neg} \leq 1,4R_{cd}$ , kan ligningen ikke opfyldes, lige meget hvilke værdier for brudbæreevnen der indsættes. Der ses derfor bort fra anvendelsesgrænsetilstand ved dimensionering af pæleværkerne under den projekterede bygning. Følgende lastkombinationer undersøges.

#### Lastkombination 2.1.1

$$1,0 \cdot G + 1,3 \cdot N + 0,5 \cdot V + 0,5 \cdot S \quad (5-1)$$

G Tyngde af konstruktionsdele

N Nyttelast

V Vindlast

S Snelast

#### Lastkombination 2.1.2

$$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot N + 1,5 \cdot V + 0,5 \cdot S \quad (5-2)$$

## Lastkombination 2.1.3

$$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot N + 0,5 \cdot V + 1,5 \cdot S \quad (5-3)$$

Følgende opstilles de dimensionsgivende laster for hhv. de vertikale og horisontale laster. Ved dimensioneringen af facaderne er det lastkombination 2.1.2 og 2.1.3 der er dimensionsgivende. For gavlene og indervæggene er det lastkombination 2.1.1 og 2.1.2. De dimensionsgivende laster er opstillet i Tabel 5.15 til Tabel 5.18.

Tabel 5.15 Lasterne på pæleværket under facade nord

Lastkombination	Vertikal [kN]	Horisontal [kN]	Moment [kNm]
2.1.2	1044	41	416
2.1.3	1138	14	139

Tabel 5.16 Lasterne på pæleværket under facade syd.

Lastkombination	Vertikal [kN]	Horisontal [kN]	Moment [kNm]
2.1.2	1679	41	416
2.1.3	1773	14	139

Tabel 5.17 Lasterne på pælværkert under en gavl.

Lastkombination	Vertikal [kN]	Horisontal [kN]	Moment [kNm]
2.1.1	1669	8	82
2.1.2	1498	24	245

Tabel 5.18 Last på pæleværket under indervæggene.

Lastkombination	Vertikal [kN]	Horisontal [kN]	Moment [kNm]
2.1.1	2153	16	163
2.1.2	1831	48	489

### F5.3 Forudsætninger for dimensionering af pæleværkerne

Dimensionering af pæleværket under Brohuset er fortaget ved Vandepitte's metode for statisk ubestemte pæleværker, hvilket forudsætter at der sker lokalt brud i pæleværket.

Herved kan pælekræfter for pælene, hvis centerlinier ligger i omdrejningspunktet, bestemmes ved de tre ligevægtsligninger. Brudmåden skal derfor skønnes inden beregningerne kan fortsættes, korrektheden af brudmåden kontrolleres via beregningerne. Det er derfor også nødvendigt at kende tryk- og trækbæreevnen for de anvendte pæle. Pæleværket dimensioneres i normal funderings- og sikkerhedsklasse. De anvendte bæreevner er som angivet i afsnit F5.1. Beregningerne bygger på følgende forudsætninger:

- Overbygningen deformeres kun elastisk.
- Pælene kan kun optage aksialkræfter.
- Overbygningens bevægelser ændre ikke på pæleretningerne.
- Pælene virker som enkeltpæle.
- Når en pæl har nået brud som træk eller tryk, forbliver pælekræften konstant under pælens fortsatte bevægelse.

Det er i beregningerne forudsat, at horisontale jord- og vandtryk på fundamentene optages af et tilsvarende tryk på modsatte side. Ydermere forudsættes, at stribefundamenterne og fundamentspladerne er uendelig stive, således de kan overføre belastningen fra overbygningen til pælene. Pæleværket dimensioneres for de i afsnit F5.2 beregnede dimensionsgivende laster.

Der anvendes  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  betonpæle af længden 18 m, hvilket betyder, at pælene rammes 4,15 m ned i det bæredygtige lag. Der er her forudsat, at pæle rammes i en lagdeling svarende til boring 11, jf. afsnit F1.2. Boring 11 antages at være repræsentativ, fordi boringen er foretaget samme sted som bygningen opføres. Pælelængden er valgt til 18 m, fordi det ellers er nødvendigt at fortage en kobling af pælene, hvis pælene er længere. Kobling af pæle anses som værende uacceptabel på grund af de højere omkostninger. Pælene rammes til 17 m u.t. således, at efter ramningen er der et fritstående pælestykke på 1 m, der senere kappes, hvorefter armeringen støbes sammen med stribefundamenterne eller fundamentspladerne.

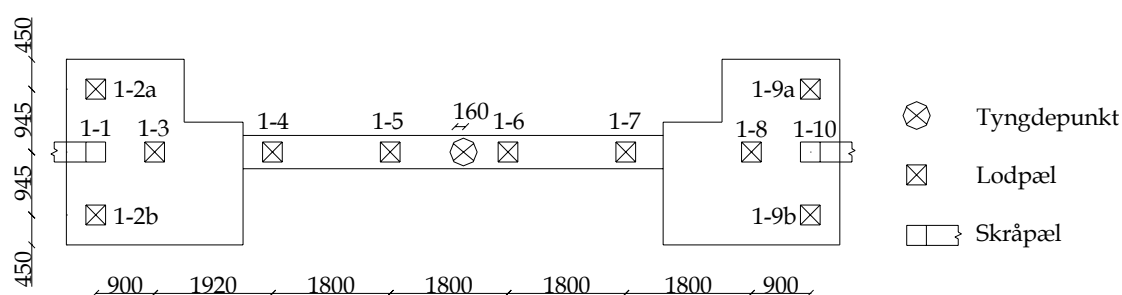
## F5.4 Dimensionering af pæleværket

I dette afsnit udføres selve dimensioneringen pæleværket under den projekterede bygning. Dette gøres på baggrund af de opstillede forudsætninger og de i afsnit F5.2 fastsatte belastninger og tryk- og trækbæreevner. I beregningerne er pæleværket under bygning opdelt i 3 forskellige pæleværker. Pæleværket under gavlen som benævnes P1,

pæleværket under indervæggene som benævnes P2 og pæleværket under facaderne der benævnes P3.

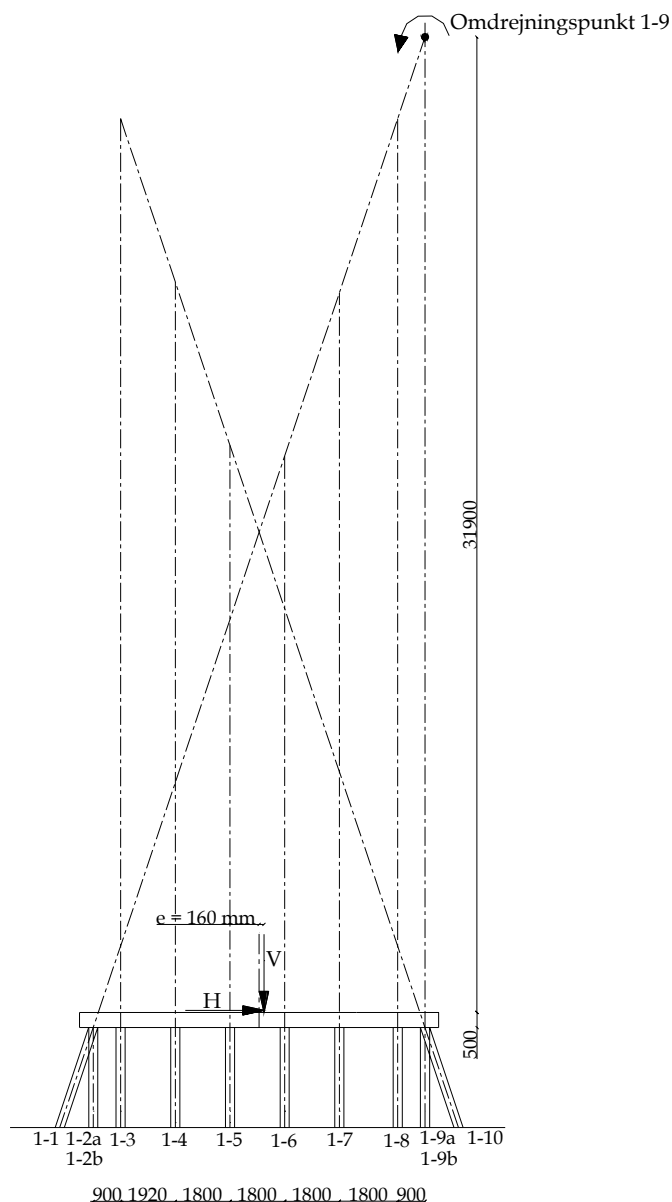
### F5.4.1 Pæleværk P1

Pæleværk P1 består af i alt 10 lodpæle og 2 skråpæle, der placeres med en indbyrdes afstand som angivet på Figur 5.1. I det følgende opstilles kun beregningen omkring det omdrejningspunkt, der giver en såvel kinematisk som statisk korrekt brudmåde. Pæleværket dimensioneres for to forskellige lasttilfælde i brudgrænsetilstand. Det første tilfælde eftervises for belastning i I det andet tilfælde dimensioneres pæleværket for belastning i Lastkombination 2.1.2, hvor pæle-værket belastes med en lodret last på 1498 kN, en vandret last på 24 kN og et moment på 245 kNm. For lastkombination 2.1.2 virker den resulterende kraft med en ekscentricitet på 160 mm, jf. Figur 5.1.



Figur 5.1 Plan af pælenes placering for pæleværk under gavl.

For pæleværk P1 er omdrejningspunktet, der giver en såvel kinematisk som statisk korrekt brudmåde, fundet som skæringspunkt mellem pæl 1-1 og 1-9a, hhv. 1-9b jf. Figur 5.2. I beregningerne sikres der mod total brud i pæleværket ved at beregne en faktor  $n$ , der skal være større eller lig med 0. Faktoren  $n$  viser hvorvidt pælenes bæreevne udnyttes.



Figur 5.2 Snit gennem pæleværket under gavlen

Ud fra de i afsnit F5.2.5 beregnede regningsmæssige laster og de forudbestemte tryk- og træk bæreevne for pælene kan momentet omkring omdrejningspunkt 1-9 beregnes. Pælene 1 og 9 betragtes som ikke værende hverken tryk- eller trækpåvirkede. Dette giver følgende

Moment om skæringspunkt mellem pæl 1-1 og pæl 1-9a, hhv. 1-9b:

$$n \cdot (1498 \cdot 5,32 + 24 \cdot 31,9) = 760 \cdot (\sin(18,4) \cdot 31,9 + 0,9 + 2,78 + 4,58 + 6,38 + 8,18 + 9,98 + 2 \cdot 10,88) \Rightarrow$$

$$n = 5,6$$

## Fundering

Pælekraften  $P_{1-1}$  bestemmes ved projektion på vandret til.

$$5,6 \cdot 24 + P_1 \cdot \sin(18,4) = 760 \cdot \sin(18,4) \Rightarrow \\ P_{1-1} = 331,96 \text{ kN}$$

Da pælekraften bliver mindre end trykbæreevnen, som er 760 kN, er pælen som forudsat ikke i brud.

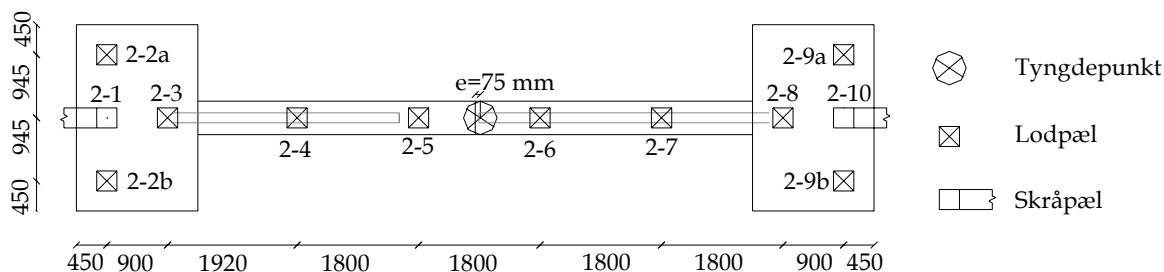
Pælekraften  $P_{1-9}$  bestemmes ved projektion på lodret. Da der er placeret to pæle i punktet 9 multipliceres  $P_{1-9}$  med 2, således pælekraften findes for en af pælene.

$$5,6 \cdot 1498 - 331,9 \cdot \cos(18,4) - 760 \cdot \cos(18,4) - 760 \cdot 8 = 2 \cdot P_{1-9} \Rightarrow \\ P_{1-9} = 636 \text{ kN}$$

Udfra den vandrette og lodrette projektion findes at pælene  $P_{1-1}$ ,  $P_{1-9a}$  samt  $P_{1-9b}$  er trykbelastet pæle. De to pæle udsættes ikke for brud, da pælekræfterne er mindre end trykbæreevnen på 760 kN.

### F5.4.2 Pæleværk P2

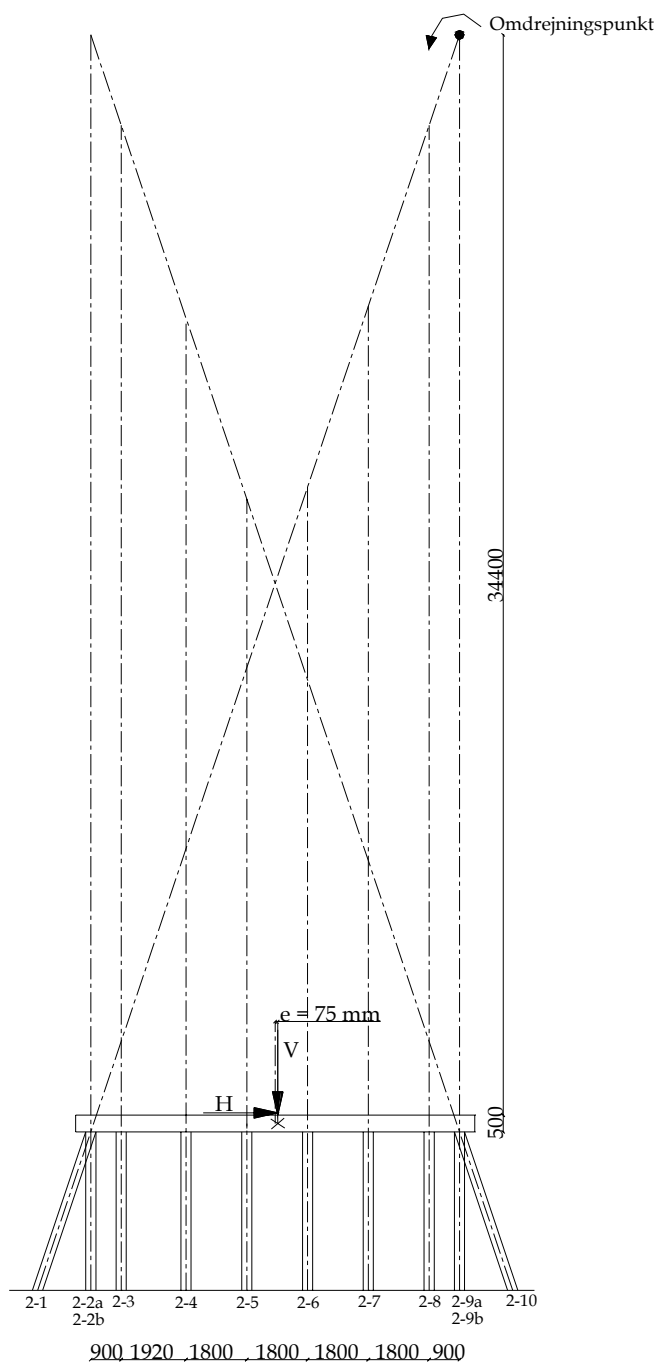
Pæleværk P2 består ligesom pæleværk P1 af i alt 10 lodpæle og 2 skråpæle, der placeres med en indbyrdes afstand som angivet på Figur 5.3. Beregningen af pæleværket P2 sker på samme måde som for pæleværk P1. Pælernes bæreevne eftervises i brudgrænsetilstand for to lasttilfælde. Lastkombination 2.1.1 og 2.1.2, hvor belastning i Lastkombination 2.1.1 består af et lodret last på 2153 kN, en vandret last på 16 kN og et moment på 163 kNm. Ekscentricitet er beregnet til 75 mm som angivet på Figur 5.3. I lastkombination 2.1.2 belastes pæleværket af en lodret last på 1831 kN, en vandret last på 48 kN og med et momentet på 489 kNm. Ekscentricitet er beregnet til 267 mm.



Figur 5.3 Plan af pælernes placering for pæleværket under indervægge

For pæleværk P2 er omdrejningspunktet, der giver en såvel kinematisk som statisk korrekt brudmåde, fundet som skæringspunkt mellem pæl 2-1 og 2-9, jf. Figur 5.4.





Figur 5.4 Snit gennem pæleværket under indervæggen.

Omdrejningspunkt for pæleværk P2 er skæringspunkt mellem pæle P<sub>2-1</sub> og P<sub>2-9</sub>. Faktor n bestemmes ved at tage moment omkring omdrejningspunkt mellem pæl P<sub>2-1</sub> og pæl P<sub>2-9</sub>.

$$n \cdot (2153 \cdot 5,4 + 16 \cdot 31,9) = 760 \cdot (\sin(18,4) \cdot 34,4 + 0,9 + 2,78 + 4,58 + 6,38 + 8,18 + 9,98 + 2 \cdot 10,88) \Rightarrow$$

$$n = 4$$

## Fundering

Pælekraften  $P_{2-1}$  er ved vandret projektion bestemt til.

$$4 \cdot 16 + P_{2-1} \cdot \sin(18,4) = 760 \cdot \sin(18,4) \Leftrightarrow$$
$$P_{2-1} = 557 \text{ kN}$$

Da pælekraften  $P_{2-1}$  er mindre end trykbæreevne på 760 kN, sker der ikke brud som forudsat.

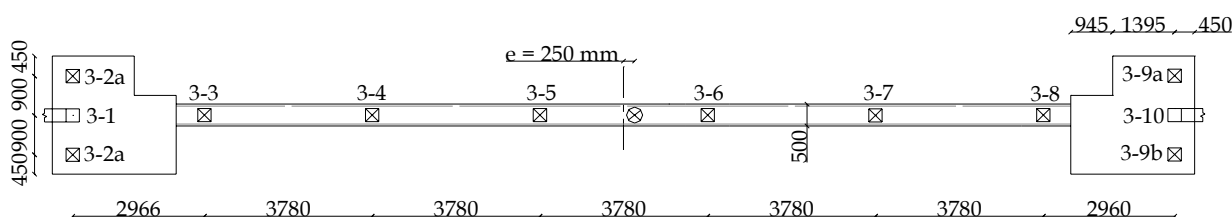
Pælekraften  $P_{2-9}$  bestemmes ved projektion på lodret.  $P_{1-9}$  multipliceres med 2 fordi der i punkt 2-9 er placeret to lodpæle. Pælekraften for den ene lodpæl bestemmes ved projektion på lodret til.

$$5,6 \cdot 1498 - 557 \cdot \cos(18,4) - 760 \cdot \cos(18,4) - 760 \cdot 8 = 2 \cdot P_{2-9} \Rightarrow$$
$$P_{2-9} = 641 \text{ kN}$$

Udfra den vandrette og lodrette projektion findes at pælene  $P_{2-1}$ ,  $P_{2-9a}$  samt  $P_{2-9b}$  er trykbelastet pæl. Pælene vil ikke være i brud, da pælekræfterne er mindre end trykbæreevnen. Beregningerne for lastkombination 2.1.2 foretages på tilsvarende måde som for lastkombination 2.1.1. Dette giver, at pæle  $P_{2-1}$  bliver udsat for et tryk på 106 kN, mens pæle  $P_{2-9a}$  og  $P_{2-9b}$  er udsat for et tryk på 512 kN, hvilket er alle mindre end pælernes trykbæreevne.

### F5.4.3 Pæleværk P3

Pæleværk P3 består af i alt 12 pæle, 10 lodpæle og 2 skråpæle, der placeres med en indbyrdes afstand som angivet på Figur 5.5.



Figur 5.5 Plan af pælernes placering for pæleværket under facaderne

Pæleværk P3 dimensioneres ligeledes for 2 forskellige lasttilfælde. Der dimensioneres for lastkombination 2.1.2, hvor belastning består af en lodret last på 1679 kN, vandret last på 41 kN og et moment på 416 kNm, hvilket giver et ekscentricitet på 250 mm jf. **Fejl! Henvisningskilde ikke fundet.** I lastkombination 2.1.3 bliver pæleværket belastet med en

lodret last på 1773 kN, en vandret last på 14 kN og et moment på 139 kNm. Ekscentriciteten, i denne lastkombination, beregnes til 78 mm.

På samme måde som for de to forrige pæleværk bestemmes det omdrejningspunkt der giver en såvel statisk som kinematisk korrekt brudfigur. Dette omdrejningspunkt er for pæleværk P3 skæringspunktet mellem pæle  $P_{3-1}$  og  $P_{3-9}$ . Faktor  $n$  bestemmes ved at tage moment omkring omdrejningspunkt, dette gøres for lastkombination 2.1.2.

$$n \cdot (1679 \cdot 12,17 + 41 \cdot 68,04) = 760 \cdot (\sin(18,4) \cdot 68,54 + 2,96 + 6,747 + 10,527 + 14,307 + 18,087 + 21,867 + 2 \cdot 24,834) \Rightarrow$$

$$n = 4,7$$

Pælekraften  $P_{3-1}$  bestemmes ved vandret projektion til.

$$4,7 \cdot 41 + P_1 \cdot \sin(18,4) = 760 \cdot \sin(18,4) \Rightarrow$$

$$P_{3-1} = 149,5 \text{ kN}$$

Eftersom den beregnede pælekraft ikke er større end trykbæreevne på 760 kN er pælens bæreevne som forudsat ikke fuldt udnyttet.

Ved projektion på lodret bestemmes størrelsen af pælekræfterne  $P_{3-9a}$  og  $P_{3-9b}$ .

$$4,7 \cdot 1679 + 149,5 \cdot \cos(18,4) - 760 \cdot \cos(18,4) - 760 \cdot 8 = 2 \cdot P_{3-9} \Rightarrow$$

$$P_{3-9} = 474,38 \text{ kN}$$

Udfra den vandrette og lodrette projektion findes det, at pælene  $P_{2-1}$ ,  $P_{3-9a}$  samt  $P_{3-9b}$  er trykbelastet pæle. Da pælekræfterne er mindre end trykbæreevnen, vil der ikke være brud i pælene. I beregningerne for lastkombination 2.1.3 fås at pæle  $P_{3-1}$  udsættes for et tryk på 542 kN, mens pæle  $P_{3-9a}$  og  $P_{3-9b}$  udsættes for et tryk på 685,8 kN. Begge er mindre end pælens trykbæreevne.

Da de beregnede pælekræfter er mindre end pælens trykbæreevne vurderes det, at de valgte 18 m lange pæle, har et tilstrækkelig bæreevne. Det skal dog iagtages, at pæleværket ikke er fuldt udnyttet, da faktoren  $n \gg 1$ . Dette kan kompenseres ved at nedsætte den forudsatte pælebæreevne, hvilket medfører mindre moment og en bedre bæreevneudnyttelse, hvilket er ikke behandles yderligere.

## F6 Parkeringskælder

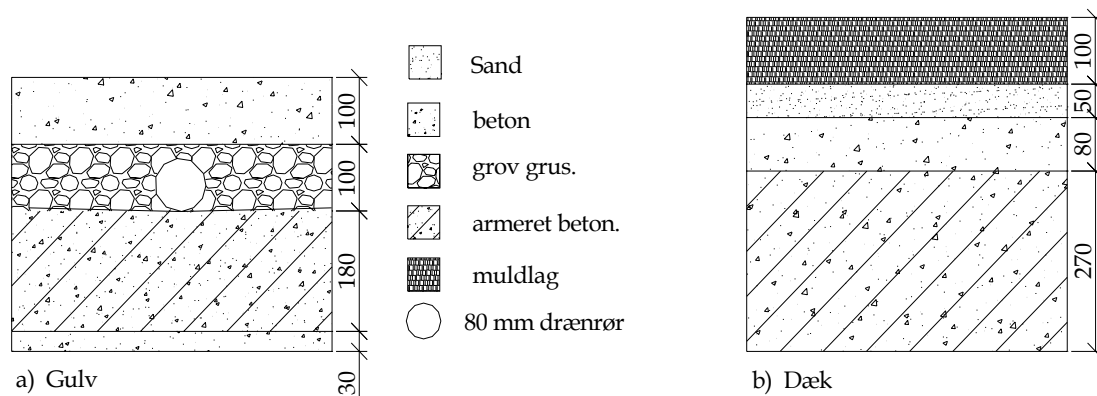
I dette afsnit vil det blive undersøgt, om parkeringskælderen kan modstå opdriften af grundvandet med sin egenvægt. Dette er nødvendigt for, at parkeringskælderen ikke krænger pga. vandtrykket fra grundvand, når der bliver bygget oven på kælderen.

### F6.1 Forudsætninger

Parkeringskælderen er valgt udført som en vandtæt konstruktion og den dimensioneres for vandtryk. I beregningen af parkeringskælderen, vil der blive set på et udsnit af kælderen, og hvis dette kan holde, antages det, at hele kælderen holder. Ved beregningen er følgende forudsætninger opstillet.

- Det højeste vandspejl er fikseret i kote +1,5.
- Opdriften kommer kun fra grundvandet.
- Lagdelingen er som vist i boring 11.
- Kældergulvets underkant ligger i kote -0,55.
- Armeret betons massefylde sættes til  $25 \text{ kN/m}^3$ .
- Uarmeret betons massefylde sættes til  $23 \text{ kN/m}^3$ .
- Sandfylds massefylde sættes til  $20 \text{ kN/m}^3$ .
- Mulds massefylde sættes til  $16 \text{ kN/m}^3$ .
- Grov grus' massefylde sættes til  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Parkeringskælderens dæk og gulv er opbygget som vist på Figur 6.1.

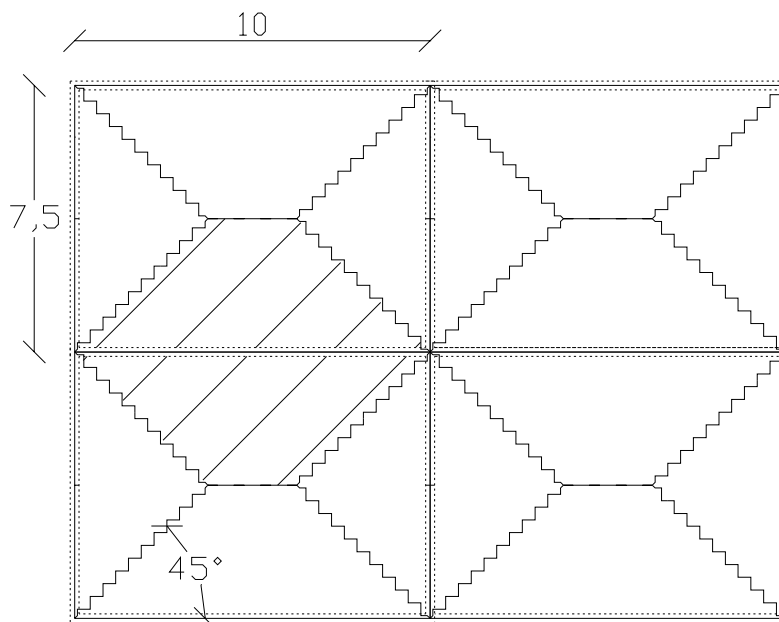


Figur 6.1 a) skitse af kældergulvets opbygning

b) skitse af dækkets opbygning.

## F6.2 Parkeringskælderens stabilitet

Den statiske opbygning af parkeringskælderens består af, at både dækket og kældergulvet er en indspændt plade på  $10 \times 7,5$  m jf. Figur 6.2. Denne plade er langs kanten understøttet af bjælker, der står på pæle. Bjælkerne er armerede betonbjælker, der har dimensionerne  $0,5 \times 0,5$  m.



Figur 6.2 Brudlinjer i pladen. Det skraverede felt angiver området som påvirker en bjælke.

Egenvægten for parkeringskælderens gulv bliver jf. Figur 6.1

$$((0,03 + 0,1) \cdot 23 + 0,18 \cdot 25 + 0,1 \cdot 20 = 9,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})$$

Egenvægten for parkeringskælderens dæk bliver jf. Figur 6.1

$$0,27 \cdot 25 + 0,08 \cdot 23 + 0,05 \cdot 25 + 0,1 \cdot 16 = 11,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenvægten for bjælkerne

$$0,5 \cdot 0,5 \cdot 25 = 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelasten for køretøjer er ifølge [DS410, 3.6.1(1)]  $3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .

## Fundering

---

Det areal, hvor lasten virker på langsidens sribefundamentet beregnes til:

$$2 \cdot (3,75^2 + 3,75 \cdot 2,5) = 46,9 \text{ m}^2$$

Det areal hvor lasten virker på sribefundamentet ved pladens korteside er beregnes til:

$$2 \cdot 3,75^2 = 28,2 \text{ m}^2$$

Opdriften fra grundvandet er beregnet til:

$$(1,5 + 0,55) \cdot 9,82 = 20,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Det vælges at ramme 26 m pæle under fundamentet. Bæreevnen af disse pæle er i brudgrænsetilstand udregnet til 1578 kN for tryk. I anvendelses-grænsetilstanden er bæreevnen fundet til 1450 kN og negativ overflademodstand til 274 kN, jf. vedlagt CD.

Lasten fra dækket og parkeringsgulvet der virker på sribefundamentet på langsiden bliver

$$46,9 \cdot (3 + 11,19 + 9,49) + 6,25 \cdot 10 = 1172,5 \text{ kN}$$

Lasten fra dækket og parkeringsgulvet der virker på sribefundamentet på den korte side bliver

$$28,2 \cdot (3 + 11,19 + 9,49) + 6,25 \cdot 7,5 = 714,65 \text{ kN}$$

Der placeres en pæl i hvert hjørne af fundamentet til at optage kraften, bæreevnen udregnet efter anvendelsesgrænsetilstanden ifølge [DS 415, 6.3.6.3(5)]:

$$(714,65 + 1172,5) + 1,5 \cdot 274 \leq 1,4 \cdot 1450 \Leftrightarrow 2298 \text{ kN} \leq 2030 \text{ kN}$$

Da denne bæreevne ikke er tilstragelig vælges det at placere en pæl mere på langsiden lasten bliver da mindsket til

$$(714,65 + 0,5 \cdot 1172,5) + 1,5 \cdot 274 \leq 1,4 \cdot 1450 \Leftrightarrow 1712 \text{ kN} \leq 2030 \text{ kN}$$

---

Bæreevnen på den ekstra pæl på langsiden bliver

$$(0,5 \cdot 1172,5) + 1,5 \cdot 274 \leq 1,4 \cdot 1450 \Leftrightarrow 997,25 \text{ kN} \leq 2030 \text{ kN}$$

Da der er rigelig med bæreevne i denne pæl kan det vælges at bruge en kortere pæl.

Det undersøges nu om opdriften fra grundvandet får nogen betydning for pakeringskælderen.

Opdriften fra grundvandet på sribefundamentes langside bliver:

$$46,9 \cdot (20,1 - 9,49 - 11,19) - 10 \cdot 6,25 = -89,7 \text{ kN}$$

Opdriften fra grundvandet på sribefundamentes korte side bliver:

$$28,2 \cdot (20,1 - 9,49 - 11,19) - 7,5 \cdot 6,25 = -63,3 \text{ kN}$$

Dvs. at parkerings kælderen egenvægt er nok til at modstå trykket fra grundvandet.