

# SPECIALEPROJEKT

- *URBAN MEDIASPACE*



## ***6. SEMESTER - B6PAN***

### **Udarbejdet af:**

Jesper Riisgaard 07705

Bjørn K. Sørensen 07886

### **Vejleder:**

Bent Grønsvkov Jensen

## Indholdsfortegnelse

<b>Forord</b> .....	<b>3</b>
<b>Beskrivelser</b> .....	<b>4</b>
<b>Projektet</b> .....	<b>4</b>
<b>Entreprisen</b> .....	<b>5</b>
Projektafgrænsning .....	5
E3 omfatter:.....	6
Arbejder for etablering af den nye havnefront .....	6
Arbejder for etablering af byggegrube for Multimediehuset .....	6
Funderingsarbejder .....	7
<b>Aarhus og havnen</b> .....	<b>7</b>
Topografisk og geologisk .....	7
Historisk .....	7
Forkonsolidering .....	10
<b>Jordbundsforhold</b> .....	<b>11</b>
<b>Terrænsnit</b> .....	<b>12</b>
<b>Parameterfastlæggelse</b> .....	<b>12</b>
Boreprøver .....	12
CPT-forsøg .....	13
Triaksialt forsøg .....	14
Konsolideringsforsøg .....	16
<b>Udkvældning</b> .....	<b>17</b>
Teori .....	17
Hævninger .....	20
Resultater .....	21
Hævninger .....	21
<b>Geometrifastlæggelse</b> .....	<b>22</b>
<b>Byggegrube</b> .....	<b>22</b>
Etablering af spunsvægge i byggegruben .....	22
Den vestlige spunsvægssituation .....	22
Spunsprofilet .....	22

Rammekote .....	23
Forankring.....	23
Et muligt scenarie .....	25
<b>Pæleproblematikken .....</b>	<b>30</b>
<b>Konklusion samt klarlægning af Geotekniske udfordringer .....</b>	<b>32</b>
Parameterfastlæggelse .....	32
Spunsvæg.....	32
Kajindfatning og gensidig afstivning .....	33
Udkvældning.....	33
Fundering.....	33
Tørholdelse af byggegrube .....	34
Oplæg til afgangsprøje .....	34
<b>Bilagsfortegnelse .....</b>	<b>35</b>
<b>Tegningsfortegnelse .....</b>	<b>36</b>
<b>Litteraturliste .....</b>	<b>37</b>
<b>Arbejdsfordeling .....</b>	<b>38</b>

## Forord

Denne rapport er et resultat af undertegnedes specialeprojekt udført i perioden 11. Oktober – 10. december 2010, ved IHA, Ingeniørhøjskolen i Aarhus under vejledning af Bent Grønsvov Jensen. Specialeprojektet har et omfang på 15 ECTS point og tager udgangspunkt i kurset fundering. Vi har valgt, at tage udgangspunkt i det nye multimediehus (Urban Mediaspace), centralt placeret på havnen i Aarhus.

Rapporten er tiltænkt som en opgave forudgående for 7. Semesters afgangprojekt, så rapporten her vil vi bruge til, at få et overblik over projektet, samt belyse nogle af de forskellige problemstillinger der vil opstå i et sådant projekt, således at vi i vores afgangprojekt kan tage udgangspunkt i en af disse.

Baggrundsmaterialet for dette projekt, er venligst fremsendt af Bygherre på projektet, Aarhus Kommune. Vi tager udgangspunkt i anlægsentreprisen, som netop er kommet i udbud, og d. 17 december 2010 afholdes der licitation og en entreprenør vælges. Vi håber så på, at vi efter dette kan få skabt en tæt kontakt med denne entreprenør og indlede et form for samarbejde omkring projektet.

Fakta om projektet:

<b>Bygherre</b>	:	Aarhus Kommune
<b>Bygherrerådgiver</b>	:	Alectia A/S
<b>Arkitekt</b>	:	Schmidt Hammer & Lassen A/S
<b>Landskabsarkitekt</b>	:	Kristine Jensens Tegnestue

---

Jesper H. Riisgaard  
07705

---

Bjørn K. Sørensen  
07886

## Beskrivelser

### Projektet

Urban Mediaspace Aarhus er et stort anlægsprojekt som består af flere elementer.

- Multimediehus
- Havnebyrum og pladser
- Offentlig automatisk p-anlæg med 1000 pladser
- Frilægning af den sidste del af Aarhus å
- Omlægning af infrastrukturen omkring havnen

Urban Mediaspace er en del af konceptet "*Nyt centralt havnebyrum*", som Aarhus kommune har tænkt sig at realisere. Ideen med dette koncept er, at integrer havnen som en del af bylivet i Aarhus. Som havnen er i dag, er den eneste glæde, Aarhus som by, får fra havnen møntet på industri. Man har ikke noget hyggeligt caféliv, restauranter, arrangementer eller lignende på havnen i dag. Dette vil man forsøge at ændre, ved at lave en helt ny havnepromenade med byggerier som Urban Mediaspace, Z-Huset, Isbjerget, Lighthouse, Navitas osv.

Kernen i det nye Multimediehus bliver Aarhus Hovedbibliotek hvor der skal være plads til de nyeste medieformer og informationsteknologier. Multimediehuset skal derudover indeholde borgerservice samt andre private og offentlige aktører og funktioner. Multimediehuset vil få et gulvareal på op i mod 40.000 m<sup>2</sup> og projektet kommer til at koste i nærheden af 1,8 mia. kr. Så der er tale om et af de største byggerier i Aarhus' historie. Bygningen vil komme til at bestå af 5 niveauer, hvoraf 2 etager skal bruges til det nye innovative p-anlæg, som vil ligge under terræn.

Multimediehuset skal bygges ved Europaplads på den sydlige bastion. Denne placering er utrolig central, hvilket er vigtigt for en bygning som Multimediehuset, som med sine funktioner bør ligge centralt i enhver by. Nogle væsentlige faktorer er, at den kommende letbane vil få stoppested i bygningen, samt nærheden til banegård, busstation således at alle kommunens borgere har nemt ved, at komme på for eksempel borgerservice, ung som gammel.

Bygherren som er Aarhus kommune har valgt at dele projektet op i 6 udbudspakker, som er som følger:

- Udbudspakke 1    Automatisk p-anlæg.

- Udbudspakke 2 Byggeplads-, råhus-, og lukningsentreprisen.
- Udbudspakke 3 Anlægsentreprisen.
- Udbudspakke 4 Indvendig aptering.
- Udbudspakke 5 Tekniske installationer.
- Udbudspakke 6 Terrænbefæstigelse og udvendig aptering.

I denne opgave vil vi kun koncentrere os om Udbudspakke 3, Anlægsentreprisen, da det er den som er relevant for vores kursus.

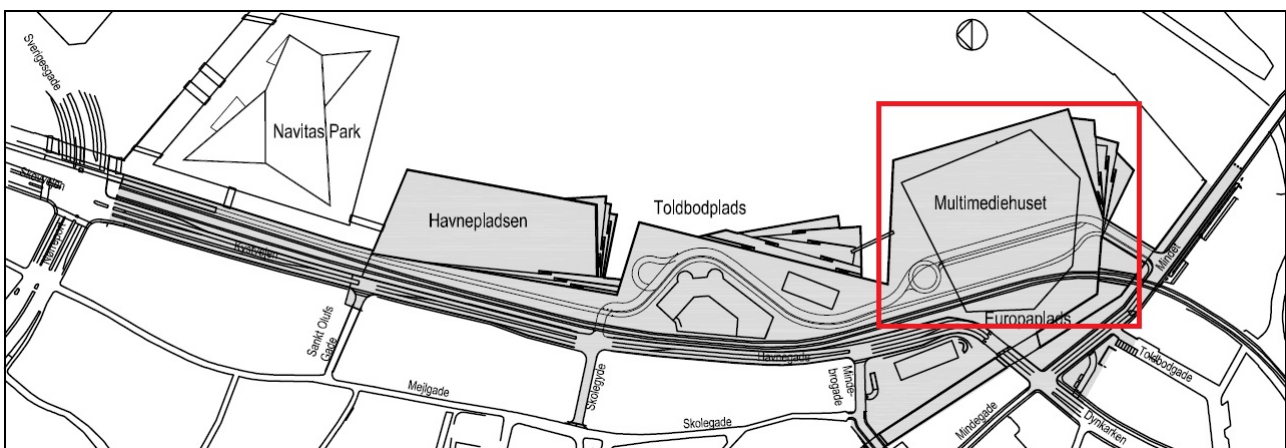
## Entreprisen

Entreprisen E3 der er i udbud, dækker en vifte af arbejder, for opførsel af Multimediehuset og omfatter hovedsageligt forberedende arbejder, omkring byggegruben, selve byggegruben og efterfølgende etablering af det omkringliggende område.

## Projektafgrænsning

Da det område og de arbejder, der dækkes af E3 er af en betydelig størrelse, vælges for denne rapport et afgrænset område, omkring byggegruben for Multimediehuset, de omkringliggende kajindfatninger og dertilhørende geotekniske og konstruktionsmæssige komplikationer.

Der er i udbuddet givet en række løsningsforslag til disse komplikationer, men da denne rapport er tænkt som forberedende, til mere dybdegående undersøgelser af specifikke problemer der skal være omdrejningspunktet i afgangsprojektet på 7 semester, vil der som udgangspunkt blive set bort fra disse umiddelbare løsninger og det vil forsøges at drage egne uafhængige løsningsforslag og konklusioner. På figur 1, ses området for Urban Mediaspace, og det område som vi har valgt at beskæftige os med.



Figur 1 Oversigtsplan for E3, projektafgrænsningen dækker området inden for den røde firkant

**E3 omfatter:**

1. Arbejder for etablering af den nye havnefront
2. Arbejder for etablering af byggegrube for Multimediehuset
3. Arbejder for etablering af øvrige byggegruber
4. Funderingsarbejder
5. Betonarbejder
6. Stålarbejder
7. Arbejder for etablering af vandtærskel i å-udløb
8. Arbejder for midlertidige spunsvægge

Hvor, af ovenstående, vi vil koncentrere os om punkterne 1,2 og 4

**Arbejder for etablering af den nye havnefront**

Dette punkt omfatter rydningen af områdets eksisterende belægninger og inventar, nedbrydning af de gamle kajindfatninger og bortkørsel af dertilhørende inventar.

Derudover indgår den efterfølgende etablering af nye kajindfatninger, i form af forankrede spunsvægge. Samt en del jordarbejder, i form af udgravning bag eksisterende kajindfatninger, opfyldning bag nye spunsvægge og opfyldning af havnebassinet, foran eksisterende kajindfatninger, før etablering af nye spunsvægge.

**Arbejder for etablering af byggegrube for Multimediehuset**

Arbejdet omfatter etableringen af spunsvæggene i byggegruben. Disse skal etableres således, at de senere kan indgå, som en del af den permanente konstruktion, der skal udgøre kældervæggene for Multimediehuset. Byggegruben skal have et ca. grundareal på 107,5 x 107,5 m og en dybde til ca. kote -8,5 dvs. en væghøjde på ca. 11 m.

Da spunsen er tænkt som permanent løsning er kravet, at spunsen udføres med vandtætte samlinger, således at tørholdelse af byggegruben er mulig. Udover etablering indgår også udgravningen af byggegruben og udskiftningen af svage jordlag, samt forankringsarbejdet for byggegrubeindfatningen og tørholdelse af byggegruben under hele byggeperioden.

## Funderingsarbejder

Grundet manglende bæredygtighed i undergrunden, skal Multimediehuset funderes på betonpæle og E3 dækker ramningen af disse, hvor selve fundamentet udføres af en anden entreprenør.

Derudover indgår ramningen af pæle, for den nye jernbanebro, vejbro samt sluseværket ved mindet, disse ligger dog udenfor denne rapportes projektafgrænsning.

## Aarhus og havnen

### Topografisk og geologisk

Området som Aarhus og havnen er placeret på, er kendt for dets meget fede ler det såkaldte Søvindmergel. Som er blevet aflejret fra midten til slutningen af den Eocæne periode, for omkring 45-35 millioner år siden. På daværende tidspunkt havbund i en dybde af op til 400m. Søvindmergel er kendetegnet ved sine dårlige bæreevneegenskaber, samt et generelt højt, men varierende kalkindhold og varierende plasticitetsindeks.

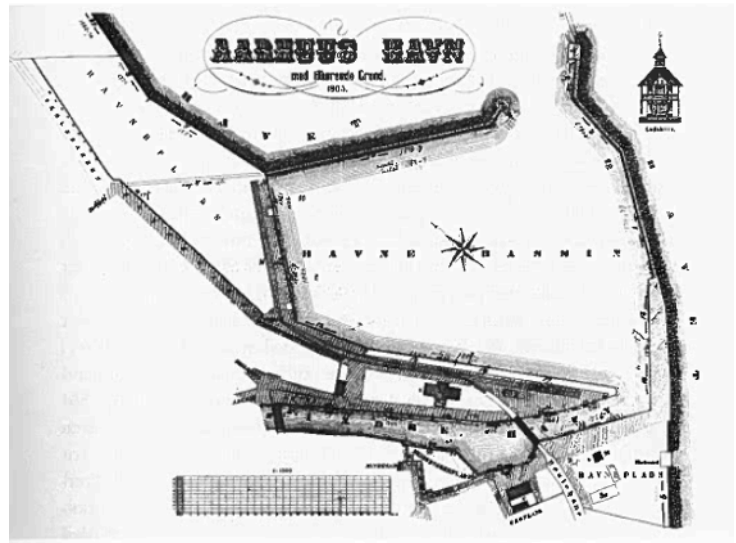
Topografisk er selve området omkring Aarhus karakteriseret ved tre ådale. Egå-dalen, Giberå-dalen og Aarhuså-dalen. Disse tre åer skærer sig ned i terrænet på den nord-, sydgående bakkekam hvilket forklarer de stejle bakker, der rejser sig fra dalene. Selve Aarhusdalen er en lang og meget flad dal, der strækker sig fra Aarhusbugten til enden af Årslev engsø. Den brede og flade dalbund skyldes, at området tidligere har været en fjord, som pga. hævet havbund, er blevet til blødbundsleje med gennemløbende åer. Jorden i dalbunden bærer også tydeligt præg af at være tidligere havbund, da den er sandet og har en tydeligt indhold af marine aflejringer og rester af skaldyr.

### Historisk

Aarhus by blev grundlagt i vikingetiden, omkring år 950. Stedet formodes valgt, grundet dets strategiske placering, både magtmæssigt og kommercielt. Den nemme adgang til vand, med helårlige passage af vadesteder og det store opland, har i gennem tiden gjort Aarhus, til en vigtig handelsby. Som dog med sine aktivitetsmæssige svingninger, har gjort Aarhus til Danmarks næststørste by. En stor del af dette, skyldes de gode havneforhold som karakteriserer området. I starten var det åmundingen der udgjorde havnen, hvor fortidens mindre skibe, kunne lægge til og aflaste varer fra resten af Danmark, Baltikum, norden og Nordeuropa. Efterhånden som verden og skibsbygningen



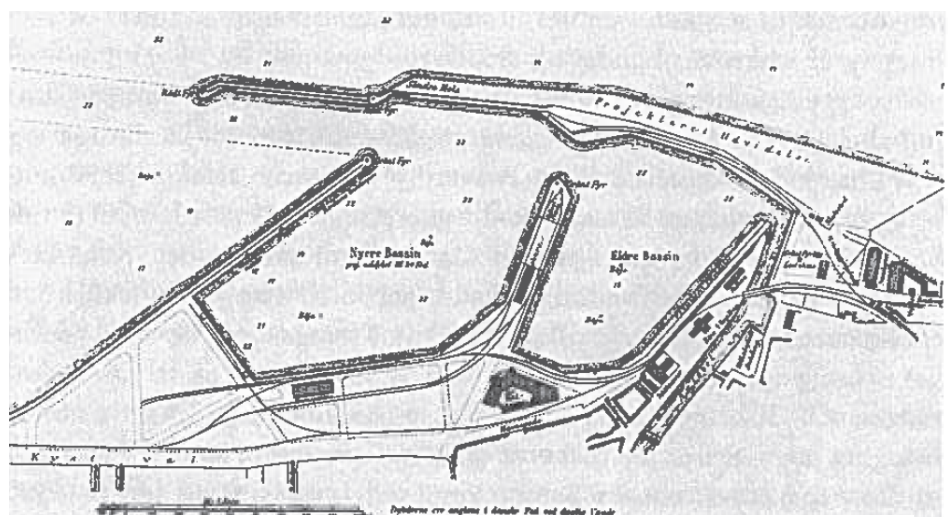
gjorde fremskridt, blev det nødvendigt med en anderledes havn. Å-mundingen havde problemer med tilsanding, både naturligt og pga. den stigende aktivitet omkring munden. Den første større ændring kom med opførelsen af Mindebro, der menes opført i 1634<sup>1</sup>. Den lave bro lukkede å-mundingen af for skibe med master og gav det ydre havneareal større betydning og udvidelsen af havnearealet, ud i bugten begyndte. Og er i mindre og større etaper fortsat op til vore dages tid. Efter en del oprensning og reparationer i den



Figur 2 havnen anno 1865 (havnevæsnets arkiv)

sidste halvdel af 1700-tallet, hvor invasion og stagnation, som følge af svenskekrigene, havde plaget Danmark og Aarhus. Derefter fik byen og havnen igen et opsving. I de første år af 1800-tallet, opførtes en dækmole og en skærm der skulle beskytte havnen og de større skibe mod storme og hårde vintre. I 1845 kom den første væsentlige udvidelse, med anlæggelsen af den første yderhavn, hvor der for alvor foretoges en landindvinding ved opfyldning af havnen. Og i de følgende 20 år fortsatte arbejdet, så havnen fik den udformning som er illustreret på figur 2 .

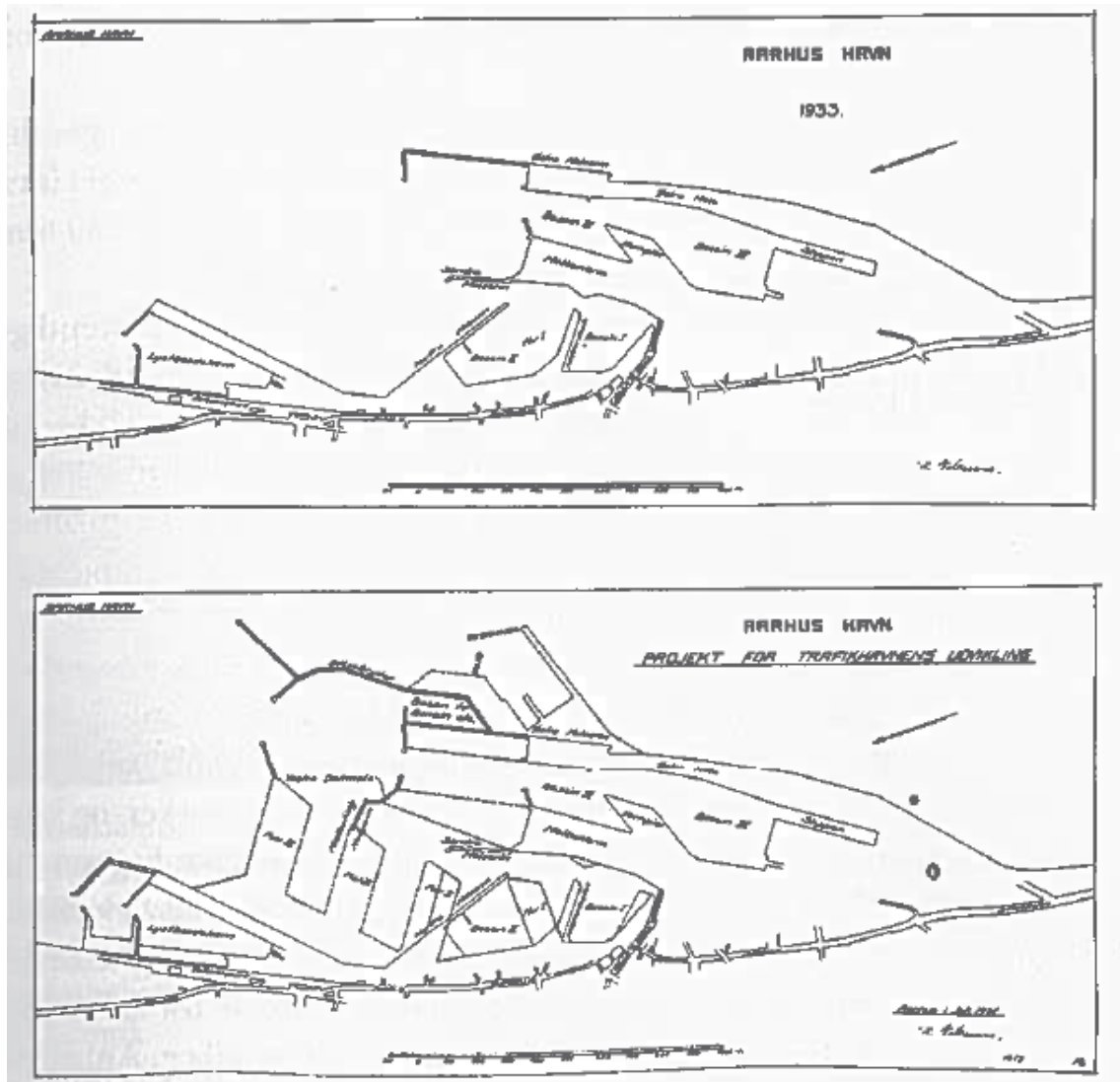
I de efterfølgende år kom med den spirende industrialisering og jernbanen, yderligere udvidelser og i slutningen af 1800-tallet, blev der anlagt et nyere bassin, som en del af nordhavnen, samtidig med at Søndre mole udvides, som vist på figur 3.



Figur 3 planlagt havneudvidelse (havnevæsnets arkiv)

<sup>1</sup> Fra Åhavn til kysthavn- århushavns historie til 1914 (udgiver 1990)

Ved overgangen til det 20-århundrede planlagdes en massiv udvidelse af sydhavnen, som derefter forblev stort set uændret indtil 1933. Hvor de gamle, indre bassiner, omstruktureres og både syd og nordhavn blev udvidet på ny. På figur 4 ses øverst situationen i 1933 og nederst den projekterede nye havn.

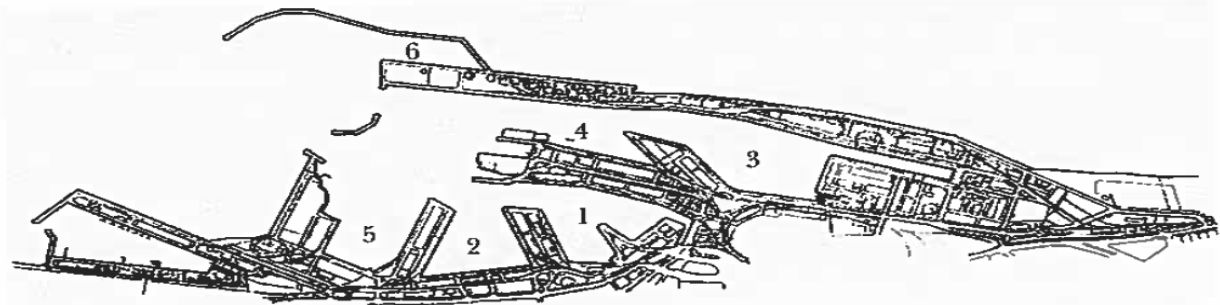


Figur 4 projekteret havneudvidelse anno 1933

Efter en 25-årig periode var havnens areal udvidet med ca. 50 %. Dog ikke alt var lavet efter 1933 projekteringen og omkring anden verdenskrig, var udvidelsen sat i stå, på grund af mangel på materialer. Midt i 50'erne så havnen ud, som vist på figur 5. Siden har havnearealet udvidet sig betydeligt og havnen er med de nye bolig- og kontorprojekter, så småt ved at ændre udtryk, fra industrihavn, til en integreret del af byen.

## Forkonsolidering

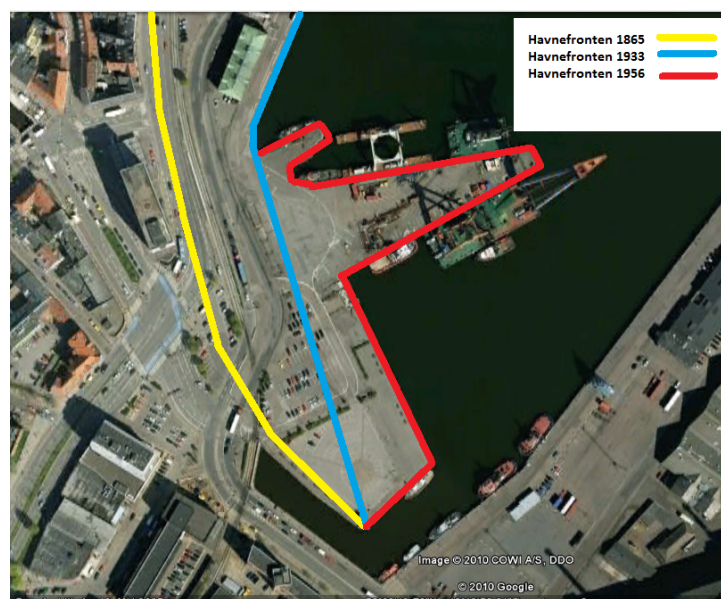
I 1956 havde den indre havn, som er det område der indgår i E3 entreprenen for Multimediehuset, den form, som vi ser i dag og det er denne udstrækning som har relevans for projektet, se figur 5. De udvidelser der er foretaget i gennem tiden, har lagt et konsoliderende pres på de underliggende jordlag og det har stor betydning for den kommende situation.



Figur 5 havne arealet anno 1956

Jo længere tid opfyldningen har ligget, jo større er konsolideringsgraden og jo mere forventes det, at kvælde ved en aflastningssituation. Med opførelse af Multimediehuset får vi en delt situation, da det skal placeres på både ny indvundet og tidligere indvundet havneareal, med forskellige grader af konsolidering. Dette betyder at afgravningen til p-kælder, vil lette den nuværende belastning, på det underliggende lag, som dermed vil genrejse sig. Samtidig kan belastningen fra den nye bygning, fremprovokere sætninger, på det nyeste indvundne areal. Denne situation giver store konstruktionsmæssige og geotekniske udfordringer. Og derfor er den historiske fortid for området vigtig, da det fortæller hvordan undergrunden kan reagere.

Resultatet af de forskellige opfyldninger giver os nogle inddelingsgrænser som vist på figur 6.



Figur 6 opdeling

## Jordbundsforhold

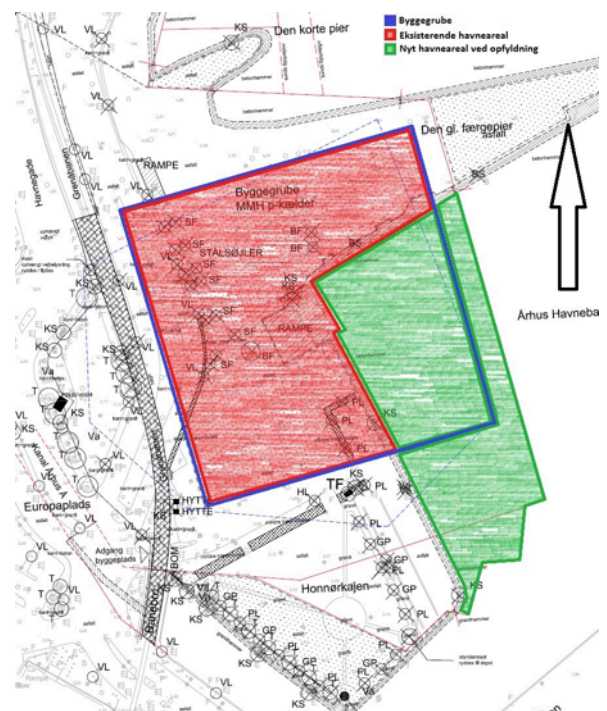
Undergrunden ved havnen, er ligesom resten af Aarhus-området, karakteriseret ved en undergrund med meget højtliggende tertiære lerlag, i form af Søvindmergel. Søvindmergel går ind under klassificeringen plastisk ler. Der er karakteriseret ved dets svære bæreevneforhold, grundet stærkt de varierende styrke og deformationsegenskaber, sit høje plasticitetsindeks og hyppige sprækker. Selve området hvor Multimediehuset skal bygges, er som nævnt det gamle havneareal, ved den sydlige bastion. Dette er opbygget ved opfyldning, hovedsageligt ved sand, men der indgår også ler og elementer af forhenværende havneanlæg, som boldværk og kajindfatninger.

Da grundarealet af Multimediehuset kommer til at dække et større areal, end den sydlige bastion er det nødvendigt med en udvidelse af havnearealet hvor bastionen inddrages. Udvidelsen er baseret på en ny spuns med opfyldning af indpumpet sand fra havbunden, se figur 7.

Dette giver en delt situation med et forkonsolideret område, som ved den nødvendige afgravning, vil have tendens til udkvældning og et nyskabt område med en ringe konsolideringsgrad hvor sætninger forventes.

Dette kan give store konstruktionsmæssige udfordringer og for at have en chance for at løse disse, er der foretaget en mængde analyser af området, i form af boreprøver, CPT-, triaksiale- og konsolideringsforsøg. Ud fra disse er det muligt at danne sig et indtryk af undergrunden og fastlægge de parametre, der gør sig gældende for fundearbejdet for bygningen.

Der vil i de følgende afsnit foretages en analyse af udvalgte prøveresultater, fra de enkelte forsøg og derudfra udføres en analyse og en parameterfastlæggelse for området.



Figur 7 Oversigt over havneareal

## Terrænsnit

På baggrund af udvalgte boreprøver og oversigtskort, er der opstillet syv tværsnit af terrænet, se bilag 216, samt tegning 2001-2008. Således at det er muligt, at danne et overblik over jordbundsforholdene, på området for byggegruben. Der er dog tale om et tilnærmet billede, hvor de enkelte jordlags udstrækninger, er afbilledet ud fra linjer, trukket mellem boreprøverne. Derfor vil der i den virkelige situation være jordlag som optræder mere lokalt end det er afbilledet på tegningerne. Dog dannes der er godt indtryk af situationen, før og efter udgravning og opfyldning.

## Parameterfastlæggelse

### Boreprøver

Boreprøverne kan vi også bruge til andet, end at fastlægge geometrien for jordbundsforholdene. Vi har valgt at kigge lidt på de vingestyrker, som vi får fra boreprøverne. Vi har valgt en række boreprøver, som ligger i byggegruben, da det er her vi har brug for styrkeparametrene. På bilag 205, ses de borer vi har udvalgt, med tilhørende  $c_v$ -værdier, afhængigt af dybden. Disse resultater er indtegnet i et diagram, som ses på bilag 206. Vi ser at resultaterne fra borerne, ligger tilnærmelsesvis pænt. Vi har dog boring 14, som ligger generelt højere end de andre, hvilket betyder at der lokalt kan regnes med større vingestyrker. For at finde nogle værdier, som vi kan regne videre med, har vi valgt, at finde en middelværdi for vingestyrken i 4 forskellige lag. Vi har her udeladt boring 14, da vi ellers risikerer et kunstigt højt niveau for vingestyrken, dette ses på bilag 205.

KOTE	$C_v$ kN/kvm
-10 til -15	235
-15 til -20	462
-20 til -25	589
-25 →	659

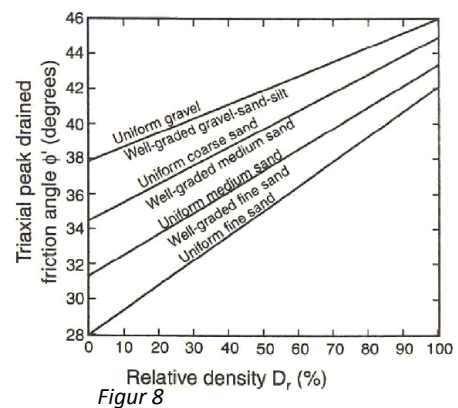
Vi har så her en række vingestyrkeværdier, som vi kan benytte til forskellige beregninger. Men vi skal huske, at vi ikke bare kan lukke øjnene og bruge disse værdier, for kigger vi efter på boring 9 og 11, får vi nogle væsentlig reducerede vingestyrker i dybden. Hvilket betyder, at det vil give et helt forkert billede, at regne med en vingestyrke på 500 – 600. Men værdierne kan bruges som retningslinjer til, at få et overblik over hvordan jordbundsforholdenes styrkeparametre er.

## CPT-forsøg

CPT-forsøg eller Cone Penetration Testing, er en måde hvorpå der skabes et forholdsvis hurtigt og derved billigt, overblik over situationen i undergrunden. Der er fire hovedsagelige formål med et CPT-forsøg. 1, at bestemme jordtyper, 2, at bestemme friktionsvinklen i friktionsjord, 3, at fastlægge lers udrænedede forskydningsstyrke og 4, at fastlægge sands konsolideringsmodul.

Jordarter bestemmes ved, at sammenholde spidsmodstanden  $q_c$  og forholdstallet  $R_f$ , som er forholdet mellem spids- og kappemodstand på sonden, i en givet kote, med jordtypeklassifikationsdiagrammet, udarbejdet af Robertson et al i 1986.

Friktionsvinklen bestemmes ved beregning af empiriske formler for friktionsjord. Hvor man fastlægger en relativ densitet, som sammenholdes med Schmertmanns diagram fra 1978, se figur 8, hvor man ser på friktionsjordens sammensætning den relative densitet  $D_r$  og materialets sammensætning.



Den udrænedede forskydningsstyrke  $c_v$ , bestemmes ud fra spidsmodstanden  $q_c$  og en conefaktor  $N_k$ . Hvor conefaktoren fastlægges for et større område, ved at sammenligne  $c_v$ -værdier fra flere boringer med  $q_c$ -værdier fra samme koter i nærliggende CPT-forsøg og derved bestemme en tilnærmet omregningsfaktor  $N_k$ . Der kan bruges ved andre CPT-forsøg i et givent område. Normalt er det antaget, at en  $N_k$  for fedt plastisk ler ligger på 6-8.

Konsolideringsmodulet fastlægges ud fra spændingsændringer og et initial tangent modul  $M_0$ , der er empirisk fastlagt, i forhold til spidsmodstanden  $q_c$ , alt efter konsolideringsgraden.

## Fastlæggelse af parametre ved CPT-forsøg

Der laves en vurdering af 4 CPT-forsøg 39a, 40a, 46 og 47, der er placeret i hver sit hjørne af den kommende byggegrube. For hvert CPT-forsøg, findes først friktionsvinklen for det øverste fyldlag, ud fra den betragtning, at vi arbejder med indpumpet sandfyld, med en rumvægt på  $18 \text{ kN/m}^2$ , som ud fra tidligere kornkurver, opstillet af Rambøll, vurderes til at være blandet, mellem til grov sammensætning. I bilag 201 og 203 findes den relative densitet til  $D_r < 1$  og Ud fra Schmertmanns kurver kan vinklen fastlægges til ca.  $32^\circ$ . Der er som vist på bilag 202, en kraftig afvigelse hvor  $D_r$  er næsten 100 % og friktionsvinklen fastlægges til  $42^\circ$ , dette er erfaringsmæssigt urealistisk

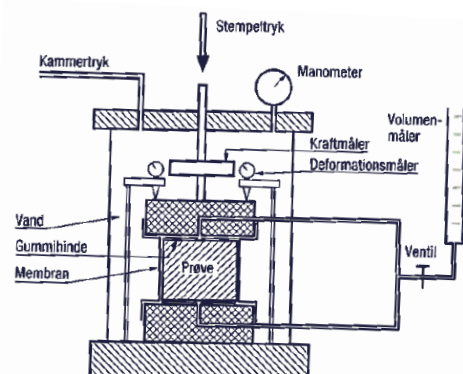
i fyldsand af denne sammensætning og dette resultat bunder formentligt i uregelmæssige forhold, i forhold til de empiriske formler. Der ses bort fra dette udfald og fokuseres på en triaksial friktionsvinkel på  $32^\circ$ . Da der i CPT-forsøg regnes triaksialt skal man tillægge  $10\%^2$  for at opnå den plane og reelle friktionsvinkel. Dette giver en friktionsvinkel på omkring  $35^\circ$ , dette stemmer fint overens med de empiriske værdier, for indpumpet sandfyld og antages derfor som en realistisk resultat.

Som det fremgår af bilagene 201-204 er det også forsøgt at klarlægge en vingestyrke  $c_v$  for det tertiære ler, hvor  $c_v = \frac{q_c}{N_k}$ . Ved sammenligning af  $q_c$ -værdier med  $c_v$ -værdier fra nærliggende borer, sættes den nødvendige  $N_k$ -faktor til 6 og som det fremgår af bilag og relaterede boreprøver, giver denne  $N_k$ -faktor realistiske  $c_v$ -værdier for området. Dog må det siges, at det er en meget usikker måde at bestemme vingestyrken på og denne parameter vil derfor udelukkende blive fastlagt ud fra boreprøver.

Ydermere er det forsøgt, at bestemme vingestyrken i fyldleret, men da dette ikke er en intakt jordart, anses disse resultater ikke for fyldestgørende.

### Triaksialt forsøg.

I et triaksialt forsøg, fastlægges jordens styrkeparametre, såsom friktionsvinkel og vingestyrke ud fra forskellige forsøgsparametre. Der tages en intakt jordprøve som anbringes i et trykkammer, bestående af en cylinder, der er forseglet med en gummimembran. Gummimembranen er penetreret af et ventilstyret drænrør, som gør det muligt, at styre poretrykket under en given belastning. Når prøven er placeret i cylinderen, gør det triaksiale apparatur det muligt, at simulere de faktiske insitu-spændinger i jorden. Ved at påføre et kammertryk for derved, at opnå en så virkelighedsnær reaktion i prøven, ved en belastningspåvirkning. Derefter er det muligt at påvirke jordprøven med et stempeltryk, der simulerer en verti-



Principskitse af triaksialapparat.

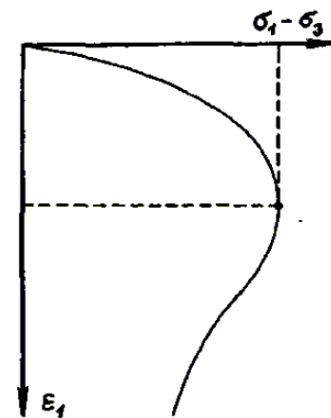
Figur 9

<sup>2</sup> Lærebog i Geoteknik 7.17, s 167

kal belastning. De forskellige prøveresultater bliver dernæst registreret, ud fra en vifte af følere, som vist på figur 9.

Det triaksiale forsøg gør det muligt, at fastlægge parametrene i 3 forskellige situationer, afhængigt af apparaturets forskellige opsætningskombinationer, som er listet op i skemaet på bilag 214. Forsøgsparametrene beskriver den situation prøven udsættes for, der afspejler prøvens reaktion ved lignende situation i jorden. De 2 trin fortæller hvordan apparaturet behandles, under forsøgets forskellige stadier, hvor parametrene er resultatet af forsøgets situationen.

De forskellige tøjnings- og spændingsmålere registrerer ændringerne og kan afbildes på en graf som vist på figur 10. Hvor et brud i jordprøven er afbildet ved det punkt hvor tangenten til grafen er parallel med  $\epsilon$ -aksen.



Figur 10

Der er til udbudsmaterialet til E3, lavet 4 triaksiale forsøg, på jordprøver fra forskellig dybde på borerne 8 og 15. Det triaksiale forsøg der er blevet udført, er efter situation 2, se bilag 214, konsolideret/udrænnet, som viser prøvernes reaktioner under en langtidsbelastning. I skemaet nedenfor, er opstillet resultaterne fra forsøgene, sammenlignet med de  $C_v$ -værdier der er fundet ved vingeforsøg i borerne. Det ses at der er stor forskel og at  $C_v$ -værdierne generelt er meget højere. Dette skyldes vingestyrkeforsøgenes natur, hvor den roterende vinge skaber et tvunget brud. Når man taler om sprækket tertiært ler, vil et brud følge de glatte flader i sprækkerne. Dette skyldes at sprækkerne under en belastning, vil have tendens til at åbne sig og derved nemmere optage vand, således at leret omkring sprækkerne udblødes og forskydningsstyrken falder. I et triaksialt forsøg opstår netop denne reaktion og resultatet er mere realistiske forskydningsstyrkeværdier.

	B8 LAB 50	B8 LAB 81	B15 LAB 21	B15 LAB 76
Kote[m]	-22	-36,5	-18,4	-33
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	270	124	168	173,6
$C_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	409	270	278	324
$\phi_{tr}$ [grader]	14°	17,5°	19,7°	15,6°
$C_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] <sup>3</sup>	500	700	430	450

<sup>3</sup> Fastlagt ved boreprøver



Det er empirisk fastlagt, at der ved beregninger med lers udrænedede forskydningsstyrke i sprækket ler benyttes  $C_u = \frac{1}{3} * C_v^4$  og det er også tilstrækkeligt i dette tilfælde. Og da der er store afvigelser i  $C_u$ , i de forskellige boringer og koter, kan det være nødvendigt, at benytte  $C_u$ -værdierne mere lokalt ud fra de øvrige boringer og der kan man med rette benytte, den reducerede  $C_v$ -værdi på baggrund af boreprofilerne.

### Konsolideringsforsøg

For at give et kvalificeret bud på sætninger og deformationer i jord, har man brug for en række parametre. Disse parametre kan bestemmes, ud fra et konsolideringsforsøg. Konsolideringsforsøget simulerer de forhold, som finder sted i jorden. Konsolideringsforsøget kan dog kun simulere endimensionale forhold, da det beskriver deformationen i lodret retning, hvor den i "virkeligheden" foregår både 2- og 3-dimensionalt. Men vi får dog stadig et ret godt billede af parametrene, som så kan benyttes til, at komme med et kvalificeret bud på de forskellige deformationer der vil forekomme under en given be- eller aflastning.

Forsøgsapparatet består af en metalring samt 2 filtersten. Den intakte jordprøve placeres mellem de 2 filtersten og omsluttet af metalringen. Filterstene gør det muligt for jordprøven at dræne, hvilket også finder sted i dybden. Derefter påføres jordprøven en belastning, man kan så måle deformationer til en given tid. Ud fra dette kan der opstilles en tidskurve for hvert belastningstrin. Ud fra denne kurve ses hvornår prøven går fra primær til sekundær konsolidering og ud fra dette kan de ønskede parametre bestemmes.

---

<sup>4</sup> Lærebog i Geoteknik 1 udgave 2007 s 178 øverst

## Udkvældning.

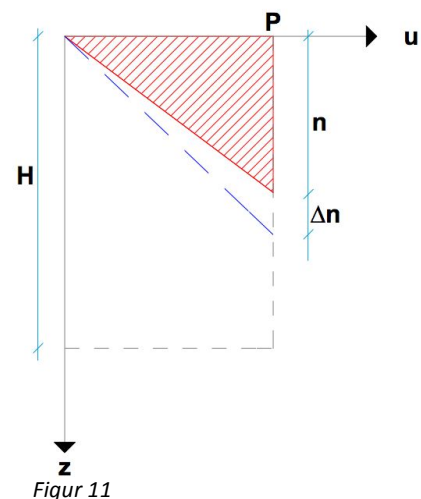
### Teori

Udkvældning, er et fænomen som man absolut bør huske at tage hensyn til når man snakker om fede tertiære ler typer. Udkvældning opstår når leret aflastes, ved for eksempel, at lave udgravninger til kældere mm. Når leret aflastes vil det poreovertryk som med tiden er blevet bortdrænet, blive omdannet til et poreundertryk, og den omvendte situation opstår, så der er tale om en form for omvendt konsolidering.

Når der regnes på udkvældning, går man ind og definerer en såkaldt udkvældningszone, som er det lerlag som i løbet af bygningens levetid, vil blive påvirket af det opståede poreundertryk. Derudfra kan der så vurderes den nødvendige længde af eventuelle funderingspæle, således de kommer fri af udkvældningszonen, og bæreevnen skal så opnås i det ler som ikke hæver sig, da der ellers kan opstå uacceptable sætninger.

Til bestemmelse af udkvældningszone, samt den negative sætning(hævning) som vil forekomme har GEO, udarbejdet en relativ simpel beregningsgang som kan benyttes. Denne bygger på Terzaghis endimensionale konsolideringsteori<sup>5</sup>. For at regne på dette er man nødt til at gøre visse forudsætninger. Den første forudsætning er, at dræningsprocessen tilnærmes et retlinjet forløb som Knud Mortensen har indført i 1965. Hvilket ses på figur 11. Samtidig forudsættes det at gradienten  $i$ , som beskriver trykspringet, har samme størrelse i hele jordlaget og at den aftager med tiden  $t$  på en sådan måde, at denne bliver omvendt proportional, med nedtrængningsdybden  $n$ . På modellen ses et jordlag med lagtykkelsen  $H$ . Da der er tale om fedt tertiært ler til kote -50, antages det at leret kun suge vand fra oversiden, der er altså tale om ensidet dræning. Aflastningen  $P$  kan antages at være lig dette netop fremkommende poreundertryk  $u$ , ( $u = p$ ) i hele jordlaget til tiden  $t = 0$ . Denne antagelse kan gøres da vi kender følgende sammenhæng:

$$\Delta u = \frac{p}{1 + \frac{K}{E}}$$



<sup>5</sup> <http://www.danskgeotekniskforening.dk/ref.aspx?id=279>

Da  $K$  typisk ligger i størrelsesordenen 1-100MPa mens  $E = 2000$  MPa, ses det at nævneren i brøken bliver meget tæt på 1, så derfor bliver  $\Delta u \approx p$ .

I et sådant lag som netop omtalt antager Knud Mortensen, at gradienten  $i$  kan udtrykkes som:

$$i = \frac{p}{\gamma_w + n}$$

Hvor  $\gamma_w$  er vandets rumvægt og  $n$  er nedtrængningsdybden som funktion af tiden  $t$ .

Gradienten  $i$  beskriver altså hældningen på den røde linje på figur 11 som en funktion af tiden, så vi har nu en størrelse som beskriver forholdet mellem aflastningen  $p$  og poreovertrykket  $i$  en given dybde, afhængig af tiden. Da dette kendes kan der opstilles et ligningssystem som kan bestemme nedtrængningsdybden  $n$ , til et givent tidspunkt. Dette gøres ved antagelse af, at hævnings til et hvert tidspunkt er den samme som den mængde vand som er tilført.

Først defineres hævnings:

$$K = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \rightarrow \Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{K}$$

Spændingsændringen  $\Delta\sigma$  er arealet af det skraverede areal på figur 11.

Derefter kan den tilførte vandmængde defineres:

Den tilførte vandmængde, følger hældningen på den røde streg på figur 11, da der kun kan suges vand ind fra oven, hvilket er defineret  $i$ , så afhænger den tilførte vandmængde af permeabilitetskoefficienten  $k$  samt tiden  $t$ .

$$k \cdot i \cdot \Delta t \rightarrow k \cdot \frac{p}{\gamma_w \cdot n} \cdot \Delta t$$

Så kan følgende ligningssystem opstilles<sup>6</sup>:

$$\frac{1}{2} \frac{p}{K} \cdot \Delta n = k \cdot \frac{p}{\gamma_w \cdot n} \cdot \Delta t$$

Da  $n$  er en funktion af tiden, kan dette ligningssystem løses ved at lade  $\Delta n$  og  $\Delta t$  gå i mod 0 som er en af vores randbetingelser, således  $\Delta n = dn$  og  $\Delta t = dt$ , så fås følgende udtryk:

$$\frac{1}{2} \frac{p}{K} \cdot dn = k \cdot \frac{p}{\gamma_w \cdot n} \cdot dt \rightarrow 2 \frac{k \cdot K}{\gamma_w} dt = n \cdot dn$$

Dette er en 1. ordens differentialeligning som vi kan løse med hensyn til nedtrængningsdybden  $n$ .

Konsolideringskoefficienten  $c_k$  er defineret som:

$$c_k = \frac{k \cdot K}{\gamma_w}$$

<sup>6</sup> På baggrund af Nik Okkels/Klaus Bødker's notat: Beregning af hævnings under antagelse af retlinjet dræning.

Dette kan så indsættes og ligningen løses:

$$\int 2 \cdot c_k \cdot dt = \int n \cdot dn \rightarrow 2 \cdot c_k \cdot t = \frac{1}{2} \cdot n^2 + c$$

c er en konstant som kan ses bort fra, så følgende udtryk fremkommer:

$$n = 2\sqrt{c_k \cdot t}$$

Denne  $c_k$  som her indgår skal man huske ikke at forveksle med de  $c_k$  – værdier som er opgivet i parameterrapporten, da disse er belastnings værdier. Men på dette projekt, er der lavet svelleforsøg hvor der er fundet en aflastningspermeabilitet ( $k$ ), som skal bruges til, at finde en ny  $c_k$  – værdi ud fra udtrykket:

$$c_k = \frac{k \cdot K}{\gamma_w}$$

Permeabilitetskoefficienten  $k$  er givet i den geotekniske parameterrapport<sup>7</sup>

$$k = 10^{-11} \text{ m/s}$$

Derefter skal konsolideringsmodulet  $K$  findes, og der er i den geotekniske parameterrapport opstillet et udtryk som beskriver konsolideringsmodulet. Dette udtryk er fremkommet ud fra konsolideringsforsøgene. Da middelværdien på plasticitetsindekset er 109%<sup>8</sup> benyttes følgende:

$$K = 20.000 \frac{kN}{m^2} + 200 \cdot \sigma_a < 50.000 \frac{kN}{m^2}$$

$\sigma_a = \text{aflastningsspænding}$

Derefter kan  $c_k$  fastlægges, og svellezonen bestemmes.

<sup>7</sup> Geoteknisk Parameterrapport, side 13.

<sup>8</sup> Geoteknisk datarapport, side 9

## Hævninger

Det næste som så kunne være interessant at finde er størrelsen af den hævnning som vil forekomme. Dette gøres på helt traditionelt vis, ved at benytte udtrykket for sætninger:

$$\Delta\delta = Q_{aflast} \cdot \log \left( 1 + \frac{\Delta\sigma'_z(z, t)}{\sigma'_{z, før}(z, 0)} \right) \cdot \Delta z$$

$Q_{aflast}$ <sup>9</sup> er ligesom  $c_k$  fastlagt ud fra konsolideringsforsøget. De effektive spændinger kan beregnes og  $z$  er lig nedtrængningsdybden da dette er vores svellezone. Dette er en måde at regne det på, en anden måde hævnningen også kan regnes på er, at antage vi har med stærk forkonsolideret ler at gøre, hvilket er meget realistisk da vores  $\sigma_{pc} = 1100 \text{ kN/m}^2$  og vores gennemsnitlige insitu spænding ligger i omegnen af  $100 - 200 \text{ kN/m}^2$ , så kan vi ifølge geoteknik bogen benytte følgende formel:

$$\delta = \frac{\sigma' \cdot z}{K}$$

Hvor  $K$  er konsolideringsmodulet, som kunne findes i henhold til  $\sigma_a$

---

<sup>9</sup> Geoteknisk parameterrapport, side 13

## Resultater

Ved benyttelse af den før omtalte teori for bestemmelse af svellezonen, fås følgende resultater. På bilag 208, ses beregningsgangen for de forskellige svellezoner.

Bilag	Boring	$C_k \left[ \frac{m^2}{s} \right]^*$	30 år [m]	60 år [m]	120 år [m]
208	B8 Lab nr. 50	$3,58 \cdot 10^{-7}$	12	17	23

\*Værdier bestemt ud fra konsolideringsforsøg til E3-entreprisen.

## Hævninger

En anden meget væsentlig ting at vide, er hvor meget denne svellezone vil hæve sig ved en given aflastning. På samme måde som før benyttes den omtalte teori til at beregne hævnningen for en given svellezone. Vi har valgt at regne i 2 situationer. På bilag 213 er hævnningen regnet igennem med en aflastningsdekadehældning samt med konsolideringsmodulet.

Følgende resultater findes: Udregningen ses på bilag 213.

	$Q_{aflast} [\%] / K \left[ \frac{kN}{m^2} \right]^*$	$\delta [cm]$
Dekadehældning	2,4	9
Konsolideringsmodul	$3,626 \cdot 10^4$	5

\*  $Q_{aflast}$  er fastlagt i den geotekniske parameterrapport ud fra konsolideringsforsøgene.

## Geometrifastlæggelse

### *Byggegrube*

#### **Etablering af spunsvægge i byggegruben**

Der skal som byggegrubeindfatning, konstrueres en spunsvæg, der som tidligere nævnt, skal indgå i den permanente konstruktion.

Byggegruben er med sine 107,5 x 107,5 m og varierende dybde på op til ca. 11m af en betydelige størrelse. Den skal etableres på delvis, forhenværende havneareal samt på nyt indvundet land. Tilmed skal den etableres meget tæt på den nye havnefront, med en afstand på blot 8,5 m. Foruden placering af byggegruben, skaber jordbundsforholdene også sine komplikationer. Det meget højtliggende tertiære ler når, hvor det er mest kritisk, op til kote -3,5. Dette skaber store belastninger på spunsen. Der er tidligere i rapporten beskrevet udkvædningsproblematikken, hvor en stor hævning af det afgravede terræn, i byggegruben, også ville have stor indflydelse på bygningsudformning. Disse problemer blandt andre og de skiftende forhold hvad enten det være sig geometrisk eller parametermæssigt giver store udfordringer for udførelsen af projektet.

#### **Den vestlige spunsvægssituation.**

På den vestlige side af byggegruben, der vender ind mod byen, letbanen og åen, er der et meget højt niveau af tertiært ler, svingende fra kote -6,6 til -3,5, se tegning 2004. Dette vil med de meget høje jordtrykoefficienter for ler, skabe et stort væltende jordtryk. Derudover skal situationen vurderes i de forskellige udførelses trin, samt i langtidstilstanden man vurderer den drænedesituation hvor specielt lers bæreevne egenskaber ændrer sig.

For at optage denne belastning i en spunsvægskonstruktion, er der 3 forskellige variabler, at ansøge. Det være sig spunsprofilens dimensioner, rammekoten og forankringsmetoden.

#### **Spunsprofilet**

Spunsprofilet fås i mange forskellige dimensioner og godstykkelser, men da stålproduktion og transport er kostelig, er det favorabelt med så "lille" et profil som muligt. I mange tilfælde kan spunsprofiler genbruges og derfor sælges videre efter et færdigt projekt, men i dette tilfælde, hvor spunsen skal indgå i den færdige bygning, er det en permanent investering. Tilmed skal der i dette

tilfælde vælges et profil, hvor udbøjningen holdes på et minimum, så etablering af den kommende kældervæg ikke problematiseres yderligere.

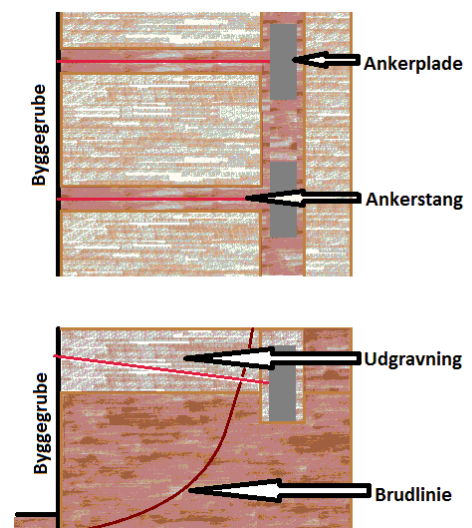
### Rammekote

Ved rammekoten for spunsprofilerne, skal prisen også her overvejes og det er her en fordel med så lille en rammekote som mulig, da en lavere rammekote ville være tidsbesparende under etableringsfasen og risikoen for, at man rammer uforudsete objekter er mindre. Ud fra de boreprøver og kornkurver der ligger til grund for projektet, er der ikke udsigt til de store komplikationer, i hvert fald ikke hvad angår det tertiære ler. Hvad angår de øvre lag er det opfyldning foretaget over lang tid og det kan sagtens tænkes, at der til tider vil være større koncentrationer af sten, på trods af, at der ikke er kritiske udfald på boreprøverne.

### Forankring

For at optage belastningen på en spunsvæg, kan der etableres en forankring. Man kan optimere de to ovenstående variabler betydeligt ved forankring og den er i dag forholdsvis billig og effektiv. Der er hovedsageligt tre forskellige forankringstyper: Pladeankre, forankringsspuns og injektionsankre.

Pladeankre etableres normalt tæt på terrænniveau. Da de installeres fra overfladen, ved enten at grave huller eller en rende bagved, parallelt og vinkelret på spunsen, i en sådan udstrækning at ankerpladen kan placeres uden for brudlinjen, se figur 13. Ankerstangen eller kablet placeres og forbindes hvorefter en betonklods af nødvendig størrelse støbes, udgravningen fyldes op og komprimeres. På indersiden af byggegruben kan ankret trækkes til eller forspændes efter behov. Ankerpladen opnår sin bæreevne, fra det passive jordtryk der dannes på forsiden og er derved også under indflydelse af overlejringstrykket. Der skal derfor vurderes



Figur 13

placering af ankerplade, da der er fordele og ulemper, uanset placeringen. Hvis ankeret er placeret lavt på spunsvæggen og vandret forbundet til ankerpladen, vil der være et større overlejringstryk, som vil virke til gunst for ankerpladens bæreevne. Dog vil det være svært konstruktionsmæssigt og



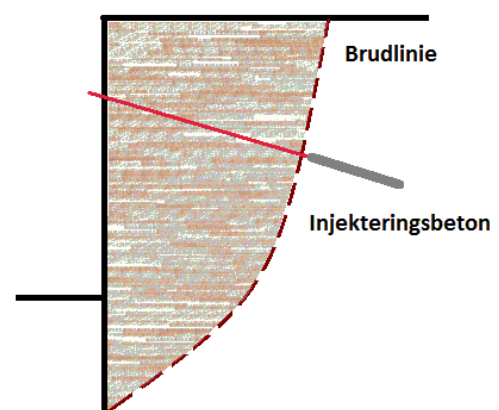
økonomisk ufordelagtigt, at vælge denne løsning. Vælges ankeret modsat højere placeret på spunsen, vil installation af ankerpladen være nemmere, dog vil overlejringsstrykket være mindre og en større ankerplade vil være nødvendig for at optage ankerkraften. Det skal tilføjes at ankerbelastningen også ændres ud fra placering af ankeret ved spunsvæggen, således at ankerbelastningen stiger, til en hvis dybde, jo lavere ankeret sidder.

Placeres ankerpladen derimod lavere end forbindelsespunktet, mellem ankerstang og spuns vil der opnås et større overlejringsstryk på ankerpladen, uden at belastningen i ankeret stiger.

Dog vil der opstå en opadrettet træk i ankerpladen, som der skal tages hensyn til når det regnes på stabilitet. Altså skal der vægtes bæreevne med udførelsesomkostninger, når der vælges metode, desuden kræver det, at tilstrækkeligt terræn er til rådighed og blotlagt omkring byggegruben for at udførelsen kan finde sted.

Ankerspuns fungerer ligedan ankerplader, her rammes blot en spunsvæg som gennemgående væg, hvori ankerne i de udgravede render, etableres mellem spunsvæggene. Ankerspuns er dyrere og mere tidskrævende at etablere, men den yder også en større bæreevne. Da den ved belastning, vil aktivere et større passivt jordtryk på forsiden end på ankerpladen. En ankerspuns kan være en fordel i en uhomogen opfyldning, hvor varierende jordtrykskoefficienter, giver en skiftende bæreevne. Her vil en gennemgående ankerspuns, med fordeling af fladelasten, give en højere gennemsnitlig bæreevne, på tværs af terrænet. Dette er selvfølgelig med forbehold for situationer hvor bæreevnen i jorden, er overvejende ufavorable.

Injektionsankre installeres inde fra byggegruben, hvor der bores i gennem spunsen og ud i undergrunden på den anden side. Dette kræver at undergrunden ved siden af byggegruben er tilgængelig, i en distance tilstrækkeligt til, at få injektionsbetonen placeret uden for brudzonen, se figur 14. Efter forboringen installeres ankeret i borehullet og der indpumpes injektionsbeton. Efter den rette hærningstid, er det nu muligt, at spænde eller forspænde ankerkablerne efter behov.



Figur 14

Injektionsankre er i friktionsjord, ofte placeret med en skrå nedadrettet vinkel, fra forankringspunktet. Dette er for at opnå en større bæreevne, da den i friktionsjord udelukkende beror på overleringstrykket, der stiger med dybden. Injektionsankre i kohæssionsjord opnår bæreevnen fra de kohæssive kræfter og deres greb i injektionsbetonen og da den også, som ofte, stiger med dybden, kan en vinkel også her være til fordel. Dog skal man have et præcist overblik over kohæssionsstyrkerne da der kan være "svagere" lag. Injektionsankre er hyppigt anvendt i dybere byggegruber da adgang fra terræn besværlig- eller umuliggøres af dybden.

### Et muligt scenarie

I den valgte situation, i det sydvestlige hjørne af byggegruben med et meget højtliggende tertiært lerlag. Er spunsvægsbelastningen betydelig og en form for ankerkonstruktion vil være nødvendig. Der skal her tages højde for udbøjning af væggen både som følge af den permanente konstruktion, men også da letbanen der løber tæt på byggegruben, er følsom for selv de mindste flytninger i terrænet.

Ved hjælp af programmet KSP Spooks er der udført fire overslagsberegninger. Disse er vist på bilag 301-304. Den endelige situation med en udgravning til kote -4,6, med to ankerniveauer i hhv. kote 0,5 og kote -3,5. Der er beregnet på tre forskellige udførselstrin og en langtidstilstand for den endelige situation, med de parametre der fremgår af bilagene. Gennemregningerne giver os de dimensionsgivende værdier for den endelige situation.

Udgangssituationen er med tertiært ler til kote -3,9, fyldsand til kote 2,0 og et vandspejl i kote 0,5. Belastningerne på spunsen afhænger, som bekendt af jordtrykskoefficienter, og forholdet mellem de passive og aktive jordtryk og placeringen af trykspring. Der vælges en byggegrubeindfatning med 2 ankerniveauer i hhv. kote 0,5 og -3,5

Den endelige situation kræver følgende dimensionsgivende værdier

Ankerkraft: Anker 1	240 kN
Ankerkraft: Anker 1	180 kN
Rammekote	-17,0
Maxmoment	631 kNm/m

Disse fremkommer alle i den drænede langtidstilstand. Ud fra resultatrapporten for prøveankrene vedlagt i udbudsmaterialet, er det ikke noget problem at optage ankerkræfterne. Rammekoten er stor, men forventes ikke at være urealistisk at opnå.

Et indfatningsscenarie og udførslen deraf, kan se ud og forløbe således: Overslagsberegningen, med parametrene er listet op i skemaerne for udgangssituationen og situation 4.

Da der er tale om flere ankerniveauer, er det nødvendigt med trinvis udgravninger og ankerinstallationer, da det ellers er "umuligt" at opnå stabilitet.

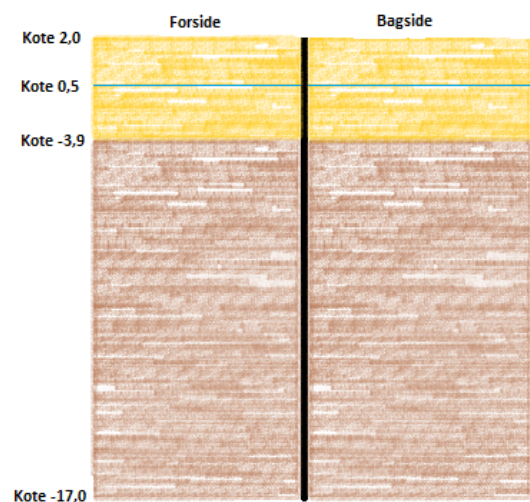
På de følgende sider er der udført en vurdering af resultaterne, fra de enkelte konstruktionstrin, så de ikke overstiger den permanente situations, krav. Resultaterne og de konstruktionsmæssige ændringer er listet op i skemaerne til venstre på siden og en grafisk illustration af udførelsen er vist til højre.

Udgangssituation - Udrænet		
Parametre	Forside	Bagside
Rumvægt sand $\gamma_m$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	20
Rumvægt ler $\gamma_m$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,5	17,5
Friktionsvinkel sand [grader]	35°	35°
Friktionsvinkel ler [grader]	0°	0°
Kohæssionsstyrke ler $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	50	50
Kohæssionsstyrke sand [kN/m <sup>2</sup> ]	0	0
Overside bæredygtigt lag [Kote]	-3,9	-3,9
Nyttelast [kN/m <sup>2</sup> ]	0	10

**Udgangssituation:** Udgangssituationen, med lagdeling og de parametre stabiliteten er beregnet efter i den udrænede situation, taget fra parameterrapporten.

Situation 0: Ramning af spuns		
	Forside	Bagside
Terræn/udgravnings [Kote]	2,0	2,0
Vandspejl [Kote]	0,5	0,5
Rammekote [m]	-17	

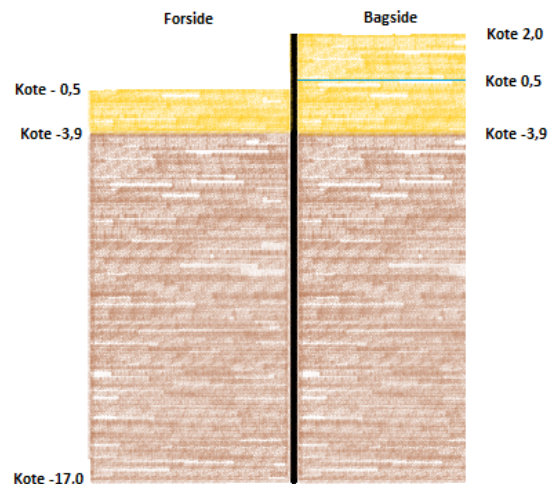
**Situation 0:** Her rammes spunsen til den endelige kote



Situation 1: Første udgravning		
<b>Bilag 301</b>	<i>Forside</i>	<i>Bagside</i>
Terræn/udgravnings [Kote]	-0,5	2,0
Vandspejl [Kote]	-0,5	0,5
Maxmoment [kNm/m]	60,22	
Nødvendig rammekote [m]	-3,62	

**Situation 1:** Bilag 301 viser en situation, hvor fortages den første udgravning, til det første anker. Der regnes som fri spunsvæg, hvor spunsvæggen roterer lige over fodpunktet. Her er der tale om negativ rotation og det betyder, at jordtrykket på bagsiden er aktivt over rotationspunktet og derved, at et trykspring og et stabiliserende passivt jordtryk, først kommer sent.

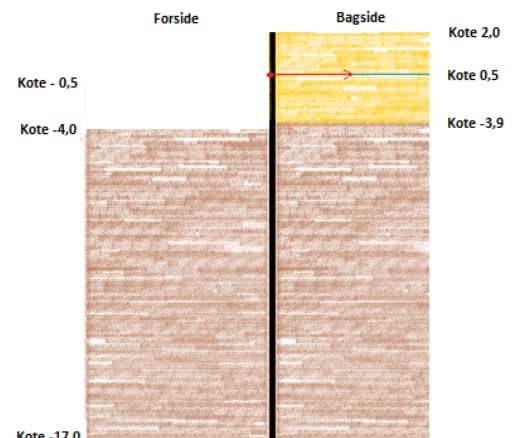
Dette betyder, at det stabiliserende passive jordtryk, der er på bagsiden, skal modsvare rotationen, får en lille udstrækning og derfor skal næsten hele belastningen optages i det passive jordtryk på forsiden. Dette har grundet udgravningen naturligvis en mindre udstrækning. dog forventes det ikke at blive noget problem, da der rammes til endelig kote og da spunsprofilet er dimensioneret efter et langt større moment.



Situation 2: Install. af Anker 1 samt anden udgravning		
<b>Bilag 302</b>	<i>Forside</i>	<i>Bagside</i>
Terræn/udgravnings [Kote]	-4,0	2,0
Vandspejl [Kote]	-4,0	0,5
Anker 1 [Kote]	0,5	
Anker 1 kraft [kN]	134	
Maxmoment [kNm/m]	135	
Nødvendig rammekote [m]	-7,54	

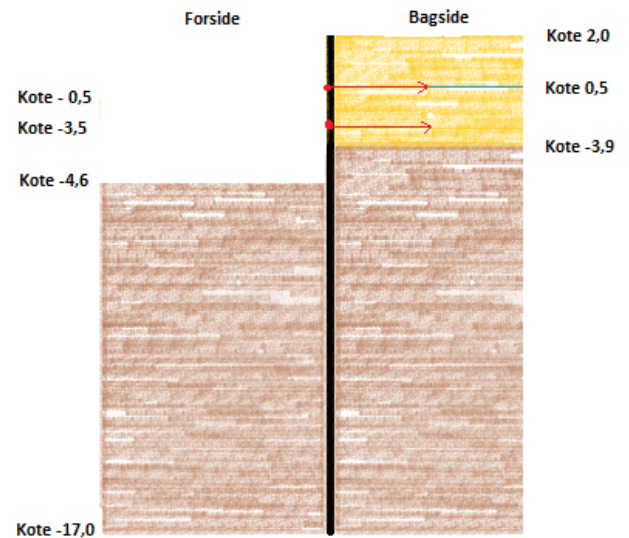
**Situation 2:** Bilag 302, Her installeres det første anker i kote

0,5 og spunsvægsberegningen ændres til forankret spunsvæg, med positiv rotation om ankeret og et charnier hvor der tillades flydning i spunsprofilet. Ved at tillade flydning i et punkt, parallelforskydes den nederste del af spunsvæggen og som det ses på side 4 i bilaget ændres på jordtryksforholdene og trykspringene og derved opnår man et større passivt jordtryk på forsiden, da der ikke længere indfinder sig et trykspring. På bagsiden indfinder der sig et trykspring over ankret som påfører ankret en belastning. Efterfølgende er jordtrykket aktivt. Forankringen kan her udføres som enten ankerspuns eller pladeanker, og man kan med fordel etableres med en nedadgåen-



de vinkel i forhold til forankringspunktet så der forankres ned i det tertiære ler. Efter etablering af det første anker udgraves der til kote -4,0. Den øgede udgravning giver større væltende jordtryk samtidig med at differensvandtrykket øges. Der er stadig ingen kritiske værdier.

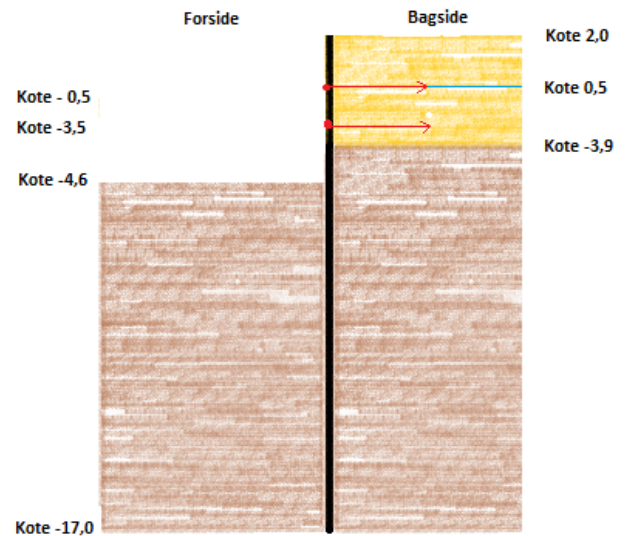
Situation 3: Install. af andet anker samt tredje udgravning		
Bilag 303	Forside	Bagside
Terræn/udgravnings [Kote]	-4,6	2,0
Vandspejl [Kote]	-4,6	0,5
Anker 1 [Kote]		0,5
Anker 1 kraft [kN]		117
Anker 2 [Kote]		-3,5
Anker 2 kraft [kN]		100
Maxmoment [kNm/m]		54
Nødvendig rammekote [m]		-6,89



**Situation 3:** Bilag 303 er den endelige situation hvor der

installeres endnu et anker inden den sidste udgravning foretages. Rent overslagsmæssigt er kraften sat til 100 kN og ankeret er placeret i kote 3,5, lige før overgangen til det tertiære ler og en meters højde over den endelige udgravningskote. Efter installationen af anker 2, udgraves der til kote -4,6, dette giver en yderligere forøgelse af jord- og differensvandtryk, dog stadig inden for rammerne.

Situation 4: Endelig situation - Drænet		
Bilag 304	Forside	Bagside
Parametre		
Rumvægt sand $\gamma_m$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	20
Rumvægt ler $\gamma_m$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,5	17,5
Friktionsvinkel sand [grader]	35°	35°
Friktionsvinkel ler [grader]	15°	15°
Kohæssionsstyrke ler $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	15	0
Kohæssionsstyrke sand [kN/m <sup>2</sup> ]	0	0
Overside bæredygtigt lag [Kote]	-3,9	-3,9
Nyttelast [kN/m <sup>2</sup> ]	0	10
Terræn/udgravnings [Kote]	-4,6	2,0
Vandspejl [Kote]	-4,6	0,5
Anker 1 [Kote]	0,5	
Anker 1 kraft [kN]	240	
Anker 2 [Kote]	-3,5	
Anker 2 kraft [kN]	180	
Maxmoment [kNm/m]	631	
Nødvendig rammekote [m]	-17	



**Situation 4:** Bilag 304 viser den endelige situation, hvor geometrien er den samme som i situation 3, der regnes blot her på en langtidstilstand, hvor der benyttes drænedede parametre. Dette betyder at jordens bæreevne falder. Dette ligger et større pres på ankerne og den nødvendige rammekote stiger. Generelt for situation 4 er, at leret mister en del af sin kohæssionsstyrke og får en friktionsvinkel. Hovedsageligt er det forholdet mellem det passive jordtryk på forsiden der bliver mindre og det højere aktive jordtryk på forsiden der forøger rammekoten, for at opnår det nødvendige indspændingsmoment. Det fremgår da også klart, at det er den drænedede situation der dimensionsgiver situation.

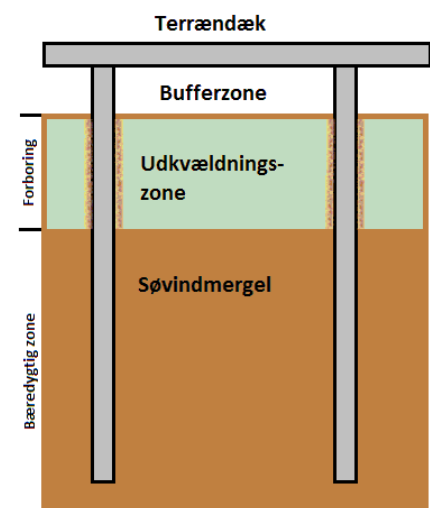
Som fejkilde må det nævnes, at resultaterne afhænger af anker 2, som følge af programmets udformning indlægges, som en forudbestemt kraftpåvirkning, i stedet for en nødvendig kraft. Denne kraft har stor indflydelse på de resterne af resultaterne og den vil, hvis den bliver for stor sænke rammekoten betragteligt, da den optager de overliggende jordtryk.

## Pæleproblematikken

Da byggeriet med sin store belastning, skal funderes på fedt tertiært ler, må der benyttes alternative funderingsmetoder i forhold til direkte fundering. Søvindmergel er som tidligere beskrevet stærkt plastisk og har ringe deformations egenskaber. Derfor vil en direkte fundering skabe utilregnelige deformationer og sætninger i undergrunden. Som alternativ funderingsmetode, vil pælefundering være en fornuftig løsning. Et linjefundament opnår sin bæreevne, i fordelingen af den påførte belastning, ned i det underliggende jordlag. Da der dog i midlertidig ikke er tale om friktionsjord, hvor bæreevnen beror på kontakt mellem de enkelte partikler, men kohæssionsjord hvor det er porevandsovertrykket der i første omgang, modsvarer belastningen. I kohæssionsjord regner man, i den udrænede tilstand, ikke med en eksisterende friktionsvinkel. Dette betyder, at en påført belastning, vil skabe et porevandsovertryk, som med tiden vil bortdrænes, hvorefter der følger en konsolidering og en deformation af jordlaget.

Ved at fundere på pæle, udnytter man kohæssionstyrken i leret, da overfladearealet på fundamentet øges. Hvor pælefundering i friktionsjord primært opnår sin bæreevne ved spidsbæreevnen, er det i kohæssionsjord primært overflademodstanden, der optager belastningen. Ved at ramme betonpæle i et nøje udtænkt net under bygningen, er det muligt, at sikre tilstrækkelig bæreevne og forhindre, at bygningen sætter sig. Dog vil der, som det er beskrevet i afsnittet om udkvældning, efter afgravningen foregå en hævning af bunden i byggegruben. Denne såkaldte udkvældningszone vil påvirke pælene med en opadrettet kraft som, hvis der ikke tages højde for den, vil kunne "trække" pælene op af jorden igen.

Dette kan dog forhindres på flere måder. Hvis bygningen har tilstrækkelig masse, således at den kan erstatte belastningen fra det afgravede ler, samt modsvarer vandtrykket. Er dette ikke tilfældet, vil et alternativ være at forbore før pæleramning og asfaltere det øverste stykke af pælen. I praksis borer man leret op i det øverste lerlag, til en dybde hvor det vurderes, at hævningerne og de opad rettede kræfter er uanseelig små. Derefter rammes pælen ned i det "normale" Søvindmergel, til en dybde hvor kohæssionsindvirkningen på overfladen giver tilstrækkelig bæreevne. Ved af forbore, bryder man det øverste lerlag, umiddelbart omkring pælen og formindsker derved



de kohæssive kræfter, der virker opadrettet på pælen. Der vil dog stadig være en kraftpåvirkning og ved at asfaltere toppen af pælen, i udkvældningszonens udstrækning, gør man overfladen glat og mindsker derved kohæssionens indvirkning.

Hvor en forboring hjælper problematikken omkring pælens lodrette stabilitet, forhindrer den ikke udkvældningen. Dette problem kan dog løses på flere måder.

Der kan, hvis der støbes et terrændæk med de nødvendige styrkeegenskaber, foretages en lodret forankring ved brug af injektionsankre. Disse bores ned i det underliggende jordlag, til den dybde under den kritiske udkvældningszone. I dette tilfælde, hvor det aktuelle udkvældningstryk ligger mellem 25 og 220 kN/m<sup>2</sup><sup>(10)</sup>, afhængigt af plasticitetsindekset, vil det kræve et stort antal ankre, med en tæthed, der formentlig vil aktivere en gruppevirkning, som sænker bæreevnen.

Derfor vil det her være fordelagtigt i stedet, at beregne udkvældningen i bygningens levetid, som det er gjort under afsnittet om udkvældning og så ramme pælene til en højde over terræn, for derefter, at etablere terrændækket som en svævende konstruktion. Ved at gøre således, tillades hævnningen af leret og der undgås derved en påvirkning på bygningen. Det skal dog tages in mente, at det vil være nødvendigt med en ekstra udgravning, for at få gulvkoten i det ønskede niveau.

Løsningen med forborede pæle med svævende terrændæk vil kræve en del mere arbejde og materialer end ved almindelig pæleramning det vurderes dog som en holdbar løsning trods de ekstra omkostninger.

---

<sup>10</sup> 5.2.7 svelletryk, Geoteknisk datarapport s 10-11



## Konklusion samt klarlægning af Geotekniske udfordringer

Der er i rapporten blotlagt nogle problemstillinger, der vil opstå i dette projekt og som skal overvejes som en del af projekteringen. Det er dog ikke alle problemstillinger der er overvejet da dette ikke er muligt inden for rammerne, for projektafgrænsningen. Derfor er der på de følgende sider oplistet nogle af de yderligere problemer, nogle af disse oplyses der blot om, andre vil blive behandlet i det efterfølgende projektarbejde i afgangsprojektet på 7. semester.

### *Parameterfastlæggelse*

De parametre der er fastlagt i denne rapport stemmer ikke 100 % overens med parameterrapporten og geotekniskdatarapport som er udformet af GEO. Dette kan skyldes at GEO benytter sig af en række erfaringsmæssige værdier da forsøgsresultaterne giver svingende resultater. Derfor vil der i det efterfølgende afgangsprøjt sættes en vis fokus på en vurdering af rigtigheden i GEO's erfaringsmæssige værdier. Så det kan be- eller afkræftes at det giver pålidelige resultater i forhold til statistiske beregninger.

### *Spunsvæg*

De overslagsberegninger, for en spunsvæg, der er udført i rapporten er regnet i brudgrænsetilstand. I den endelige dimensionsberegning skal det vurderes om ikke anvendelsesgrænsetilstanden bliver dimensionsgivende. Ud fra den betragtning, at deformationer af spunsprofilet vil komplicere udførelsen eller direkte destabilisere kælderkonstruktionen. Da spunsen som bekendt skal indgå som en permanent del af konstruktionen.

Også omkring forankringen af indfatningsvæggen, er der et emne der kræver vurdering. Udformningen og placeringen af byggegruben, nødvendiggøre en uens forankring af indfatningsvæggen, da der er varierende tilgængeligt bagland at forankre i, bag spunsen.

Som der tidligere er blotlagt vil det i visse situationer blive nødvendigt med op til flere ankerniveauer. Denne problematik vil også yderligere blive behandlet i afgangsprojektet.

Ydermere skal der for byggegrubeindfatningen, overvejes lodret stabilitet, såvel under de enkelte udførelsestrin, som i den endelige situation. Der er ud fra de enkelte jordtrykspåvirkninger tangentialkræfter, der påvirker begge sider af spunsvæggen, men med forskellig vægtning, alt efter om der er tale om passivt eller aktivt jordtryk. Det er nødvendigt at sikre at den lodrette stabilitet er til stede i et sådant omfang at der ikke foregår en vertikal forskydning af spunsprofilet.

### ***Kajindfatning og gensidig afstivning***

Der er langs den østlige side af byggegruben en afstand på ca. 9 m ud til den spunsvæg der skal udgøre kajindfatningen. Dette giver en utraditionelt konstruktionsopstilling. Hvor en forankring og en stabilitet vil være svær at opnå uden midlertidige støtte og forankringskonstruktioner. Denne situation er foruden den specielle jordtrykssituation mellem de to indfatningsvægge også udsat for et højt differensvandtryk og bølgepåvirkning. Dette stiller store krav til afstivningen da det formentlig også her, i hvert fald for byggegrubeindfatningen, skal regnes i anvendelsesgrænsetilstand for at sænke bevægelse og udbøjningsgraden.

Denne problematik vil blive videreført, betragtet og behandlet i det efterfølgende afgangprojekt.

### ***Udkvældning***

Som der er beskrevet tidligere i rapporten er der en problematik omkring hhv. hævnings og sætninger at jorden i og omkring byggegruben. Denne problematik er meget kompliceret og de resultater og parametre der er fundet i denne rapport svarer ikke altid til det der står skrevet i hhv. Parameterrapporten eller Geotekniskdatarapport udformet af GEO. Da de i rapporten, udførte beregninger er baseret på tilnærmede beregningsforudsætninger, ud fra Nis Okkels notat. Derfor vil i det efterfølgende afgangprojekt, arbejde med rigtigheden i disse tilnærmelser og der vil indgå et uddybende afsnit, omkring denne situation og dens påvirkning på funderingsløsningen og selve bygningen.

### ***Fundering***

Som tidligere beskrevet skal bygningen funderes på pæle. Med den rette konstruktion kan der her i henhold til EC7 forudsættes en ens sætning på alle pæle i byggegruben. Denne sætning skal selvfølgelig anskueliggøres og vurderes ud fra de givende laster fra bygningen. Pælene etableres som forborede pæle for at mindske de ugunstige kræfter i den kritiske udkvældningszone hvorefter de rammes ned i det tertiære ler, det skal dog vurderes om der opstår en problematik omkring differenssætninger, da der er forskellige konsolidering af undergrunden under byggegruben. Udkvældningszonen har også en indvirkning på konstruktionen af terrændæk, da hævnings vil skabe en ugunstig lastpåvirkning på dækket. Derfor etableres det som et svævende terrændæk der tillader udkvældning af det tertiære ler, det er derfor vigtigt at kende kvældehøjden så præcist som muligt i løbet af bygnings levetid. Dette vil også blive yderlig anskueliggjort i afgangprojektet.

## ***Tørholdelse af byggegrube***

Omkring selve byggegruben er en af problematikkerne selve tørholdelsen. Som tidligere beskrevet skal byggegrubeindfatningen rammes i fedt tertiært ler, der med sin lave permeabilitet gør det muligt at tørholde byggegruben under byggeperioden. Efterfølgende skal en langtidsløsning overvejes da der med tiden også efter endt byggeperiode stadig vil strømme vand til. Dette skal være en løsning med så lavt et vedligeholdelsesniveau som muligt da tilgængeligheden er begrænset.

Et direkte bundbrud, anses i denne situation ikke som værende mulig, da det tertiære ler ligger i så tykt et lag og da der, underliggende ikke umiddelbart er stærkt permeable lag.

## ***Oplæg til afgangprojekt***

Vi vil som et af emnerne til afgangprojektet, beskæftige os med teorien for beregningsgangen, omkring udvældningsproblematikken. Her vil vi undersøge den kendte beregningsmetode, baseret på Terzaghi's jordtryksteori, lighed til, eller diversitet fra, f.eks. en FEM-analyse og evt. eksisterende udenlandsk litteratur og beregningsmetoder. Dette med henblik på at belyse hvor konservativt og tilnærmet disse er opstillet og ydermere for om det er muligt at optimere de tilnærmede metoder.

Vi vil gennem egne konsolideringsforsøg, med jordprøver fra havneområdet, lave en sammenligning af de parametre vi finder, med resultater fra allerede udførte forsøg og de konservative erfaringsparametre. For at belyse, om de i parameterrapporten fastlagte værdier, er for konservative og for forsigtige og evt. hvilken indflydelse forskellen kan have på konstruktionen og deraf økonomien for denne.

Som det sidste vil vi forsøge, at optimere på den, i rapport beskrevet spunsvæg med flere ankerniveauer, samt en vurdering og evt. detailprojektering af indfatningskonstruktionen, ved kajen. Hvor der vil blive set på gensidig afstivning og forankringsløsninger, samt udførelsestrin for indfatningskonstruktionen.

Med de ovenstående emner kommer vi ind og vurderer sikkerheden i den eksisterende teori. Vi runder geologien og jords deformationsegenskaber, ved brug af forsøg. Samt giver vores bud på løsningen til et konkret problem.

## Bilagsfortegnelse

Bilag nr.	Beskrivelse
<b>Jordbundsforhold</b>	
201	CPT-forsøg 39a
202	CPT-forsøg 40a
203	CPT-forsøg 46
204	CPT-forsøg 47
205	Fastlæggelse af gennemsnitlige $C_v$ -værdier
206	Diagram oversigt over $C_v$ -værdier
207	Fastlægning af $c_k$ -værdi
208	Udkvædningszone
213	Hævning af udkvædningszonen
214	Triaksiale forsøgskombinationer
216	Boreprøve 5 samt 8 til 20
217	CPT-forsøg nr. 39a, 40a, 46 & 47
<b>Geometrifastlæggelse</b>	
301	Spooks beregning, situation 1
302	Spooks beregning, situation 2
303	Spooks beregning, situation 3
304	Spooks beregning, situation 4

## Tegningsfortegnelse

Tegnings nr.	Beskrivelse
<b>Jordbundsforhold</b>	
2001	Oversigt over snit i terræn
2002	Snit A
2003	Snit B
2004	Snit C
2005	Snit D
2006	Snit E
2007	Snit F
2008	Snit G

## Litteraturliste

- Udbudsmateriale for Urban Mediaspace, udleveret af Århus Kommune.
  - (se vedlagte cd-rom)
- Lærebog i Geoteknik af Krebs Ovesen, Leif Fuglsang og Gunnar Bagge
  - Polyteknisk forlag 1. udgave, 1. oplæg 2007
- DGF-Bulletin No. 3 Om jordarternes forskydningsstyrker. Korttids- og langtidsstabilitet af J. Brinch Hansen
- DGF-Bulletin 18 Funderingshåndbogen, juli 2005
- Konsolideringsforløb med varierende konsolideringskoefficient af Mogens B. Jørgensen, Aalborg Universitetscenter
- Conefaktor i Søvindmergel, Septarieler og fedt moræneler af Nis Okkels, Marianne Bondo Hoff og Morten Rasmussen. GEO, Danmark
- Søvindmergel af Nis Okkels og Karsten Juul. GEO, Danmark
- Beregning af hævnings under antagelse af retlinjet dræning af Nis Okkels. GEO, Danmark og Klaus Bødker. GEO/Ingeniørhøjskolen i Århus, Danmark
- Memo: Tolkning af CPT-forsøg, revision sept. 2008 af GEO, Danmark
- Fra åhavn til kysthavn - Århus havns historie til 1914
  - Erhvervsakademiet 1990
- Fra kysthavn til storhavn – Århus havns historie 1915-1995
  - Erhvervsakademiet 1994
- EC 7:Geoteknik - del 1: Generelle regler

## Arbejdsfordeling

Emne	Udarbejdet af
Forord	Jesper
Beskrivelser: Projektet	Jesper
Beskrivelser: Entreprisen	Bjørn
Aarhus og Havnen	Bjørn
Jordbundsforhold: Terrænsnit	Jesper og Bjørn
Parameterfastlæggelse	Jesper og Bjørn
Udkvældning	Jesper
Geometrifastlæggelse	Bjørn
Pæleproblematikken	Bjørn
Klarlægning af geotekniske udfordringer	Jesper og Bjørn