**Tema:**

Projektering og udførelse af bygge-
og anlægskonstruktioner

Titel:

Kennedy Arkaden

Projektperiode:

2. februar - 24. maj 2005

Projektgruppe:

C115

Gruppen:

Mohammed Ibrahim El-hamalawi
Lennart Knudsen
Christian Linde Olsen
Karsten Pedersen
Kasper Laigaard Skals

Vejledere:

Erik Bejder
Christian Frier
Benjaminn Nordahl Nielsen

Antal eksemplarer:

9

Samlet sideantal:

355

Synopsis

Projektet omhandler Kennedy Arkaden ved John F. Kennedys plads i det centrale Aalborg. Med udgangspunkt i plantegninger over konstruktionen redegøres for konstruktionens stabilitet samt alternative konstruktive udformninger af en udvalgt konstruktionsdel. Herefter følger en detailprojektering af udvalgte elementer.

Med en udleveret geoteknisk rapport, laves forundersøgelser af jordforholdene for området ved Kennedy Arkaden. Herefter følger en detaljeret opbygning af byggegruben med en beregning af spunsveg. Efterfølgende projekteres fundamenter til understøtning af en udvalgt konstruktionsdel, hvorefter en fundamentsplan kan udarbejdes.

I den anlægstekniske del af projektet, sættes fokus på jordarbejde, forskallingarbejde og indretning af byggeplads. Det hele summeres op med en tidsberegning og et overslag over omkostningerne til opførsel af Kennedy Arkadens anlægsarbejde og råkonstruktion.

FORORD

Denne rapport er udarbejdet af projektgruppe C115 på 6. semester ved Aalborg Universitets Tekniske-Naturvidenskabelige Fakultet. Rapporten gennemføres som en skitse-mæssig projektering af Kennedy Arkadens råkonstruktion i forhold til et undervisningsprojekt på Aalborg Universitet, hvor temaet er *Projektering og Udførelse af Bygge og Anlægskonstruktioner*. I denne rapport er der behandlet tre fagområder, nemlig Anlægsteknik, Geoteknik og Konstruktion. Disse tre områder er vægtet som følgende:

Konstruktion: 40%

Geoteknik: 35%

Anlægsteknik: 25%

Rapporten opdeles i en hovedrapport og en bilagsrapport, hvor der i hovedrapporten forefindes redegørelser og diskussioner vedrørende løsninger til en problemstilling. Dokumentation for løsninger forefindes i form af bilag. Denne dokumentation starter fra kapitel 8. Desuden er den geotekniske rapport for Kennedy Arkaden vedlagt som Appendiks. Endvidere er der udarbejdet en tegningsmappe, der er produktet af projekteringen. I forbindelse med "IT i projektet" er der udarbejdet en hjemmeside, som har til formål at dokumentere gruppens forståelse af kurset "Informationsteknologi" samt kunne fungere som et kommunikationsled mellem gruppe og vejledere. Siden findes på følgende adresse:

http://it.bt.aau.dk/it/education/sem6_2005/projects/group_c115/

I denne rapport er kildehenvisningerne angivet på følgende måde:

[Kildenavn, årstal]

Mohammed Ibrahim A. El-hamalawi

Lennart Knudsen

Christian Linde Olsen

Karsten Pedersen

Kasper Laigaard Skals

INDHOLDFORTEGNELSE

1	Indledning	9
1.1	Beskrivelse af Kennedy Arkaden	10
2	Organisering af byggeprocessen	15
2.1	Projektorganisation.....	15
3	Sikkerhedsgrundlag	19
4	Byggegruben	21
4.1	Nedrivningsproces.....	21
4.2	Jordbundsforhold.....	21
4.3	Naboforhold	21
4.4	Byggegrubens forløb.....	22
4.5	Grundvandssænkning.....	25
4.6	Kældervægge.....	26
5	Montage.....	27
5.1	Beskrivelse af montagearbejde	27
5.2	Elementer i montagen	28
5.3	Samlinger mellem elementer.....	29
5.4	Konstruktionssikkerhed.....	30
6	Planlægning	33
6.1	Tidsplanlægning	33
6.2	Tilbudskalkulation.....	34
7	Konklusion	35
8	Analyse af Kennedy Arkaden.....	39
8.1	Stabilitet af Kennedy Arkaden	39
8.2	Alternative stabilitetsforslag	50
8.3	Afgrænsning af analyse.....	56
8.4	Stabilitet af tårnet	57
8.5	Alternativer til stabiliteten af tårnet	62
8.6	Vurdering af analysen	66

9	Skitseprojektering	67
9.1	Beregningsforudsætninger	67
9.2	Bestemmelse af spændinger	73
9.3	Tårnet	80
9.4	Alternativ I	91
9.5	Alternativ II.....	100
9.6	Vurdering af skitseforslag	107
10	Laster.....	109
10.1	Egenlast	109
10.2	Nyttelast	110
10.3	Snelast	111
10.4	Vindlast	111
10.5	Lastkombinationer.....	117
11	Detailprojektering	119
11.1	Huldæk	119
11.2	Huldækkets bæreevne under brand	145
11.3	Randarmering.....	151
11.4	Konstruktionssamlinger	162
12	Geoteknisk analyse.....	191
12.1	Geotekniske forhold	191
12.2	Problemstilling vedrørende byggegruben	198
12.3	Fundering i grænseområdet.....	204
12.4	opsummering af den geotekniske analyse.....	209
13	Grundvandssenkning.....	213
13.1	Udførelse af byggegruben	213
13.2	Prøvepumpning	214
13.3	Sugespidsanlæg	217
13.4	Midlertidig spunsvæg.....	223
13.5	Vurdering af grundvandssenkning og spunsvæg.....	233
14	Fundering.....	235
14.1	Optagelse af vandrette kræfter	235

14.2	Pæleværker under tårnet.....	241
14.3	Vurdering.....	263
15	Anlægsteknik	265
15.1	Opførelse af byggegrube	265
15.2	Fremgangsmåde til udgravning af byggegrube	265
15.3	Jordarbejde	266
15.4	Forskalling til kældervægge	283
15.5	Montagearbejde.....	294
15.6	Indretning af byggeplads.....	298
15.7	Tidsplanen	304
15.8	Tilbudskalkulation.....	306
16	Litteraturliste	311
	Appendiks I.....	315

1

INDLEDNING

Det har i mange år været et ønske fra Aalborg Kommune at renovere den gamle rutebilstation ved banegården midt i Aalborg. Området, hvor den gamle rutebilstation var placeret, er afgrænset af Jyllandsgade mod nord og af Østre allé mod syd jf. figur 1-1. Desuden er området plant i kote 4,0-4,2m DNN med asfalt eller bygninger over hele arealet.



Figur 1-1. Placering af gammel rutebilstation..

I 2001 underskrev Aalborg Kommune og Nordjyllands Trafikselskab en kontrakt, der havde til formål at gøre den kollektive trafik til et mere realistisk alternativ til personbiler i Aalborg.

I august 2002 startede projektet, hvor den gamle rutebilstation blev revet ned og erstattet af et 8 etagers center. Funktionskravene til det 35.000m² store center er bestemt på baggrund af bygnings forventede anvendelse og arkitektoniske udformning.

Bygningen indeholder biografcenter, dagligvarebutik, specialbutikker, restauranter og kontorfaciliteter. På baggrund af denne varierede anvendelse er Kennedy Arkaden udformet med søjler og bjælker som bærende systemer for at sikre en god fleksibilitet i rummene. Grundet de arkitektoniske krav, er der indlagt store glaspartier i alle ydervægge, mens den resterende del af ydervæggene er opført i tegl, jf. figur 1-2.



Figur 1-2: Kennedy Arkaden set fra nordvest.

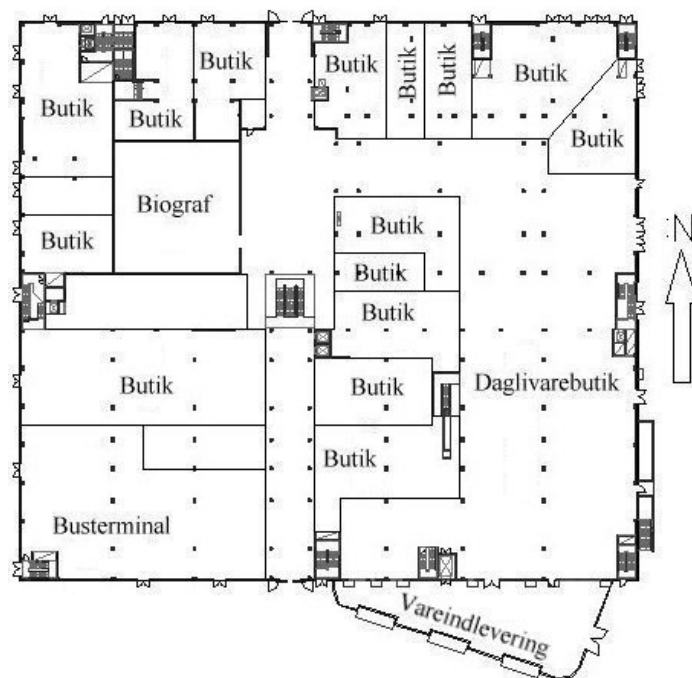
Kennedy Arkaden er placeret så tæt op af de andre bygninger i området, at det har været nødvendigt at tage hensyn til de eksisterende bygninger under byggeprocessen.

1.1 Beskrivelse af Kennedy Arkaden

I dette afsnit beskrives Kennedy Arkadens faciliteter og indretning. Kennedy Arkaden skal udføres som en bygning i flere niveauer på henholdsvis tre, seks og otte etager samt en kælder. Bygningens samlede etageareal er på 35000m², hvoraf 13000m² skal anvendes som kontorarealer og 4000m² til biograf.

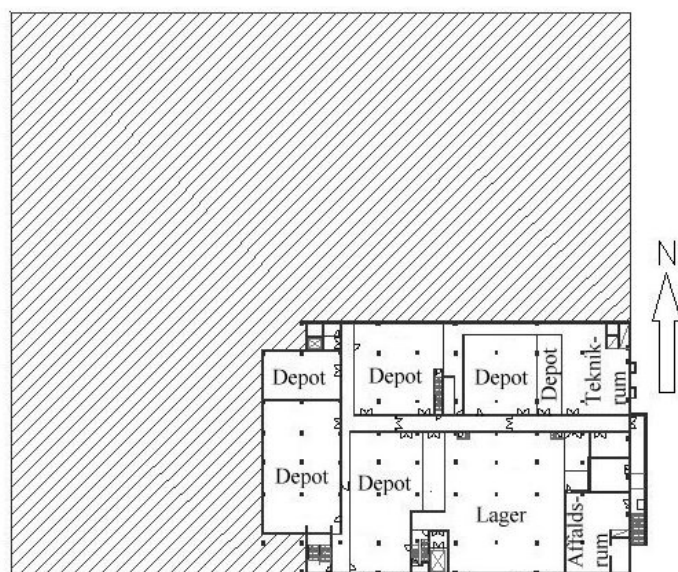
Stueetagen er opdelt af en gennemløbende passage med butiksfaciliteter placeret på hver side. I det sydvestlige hjørne af bygningen er der placeret en busterminal, der både skal virke som venterum

for rejsende samt billetkontor. Store dele af den østvendte del af bygningen er udlagt til dagligvarecenter. En oversigt over stueplanet ses på figur 1-3.



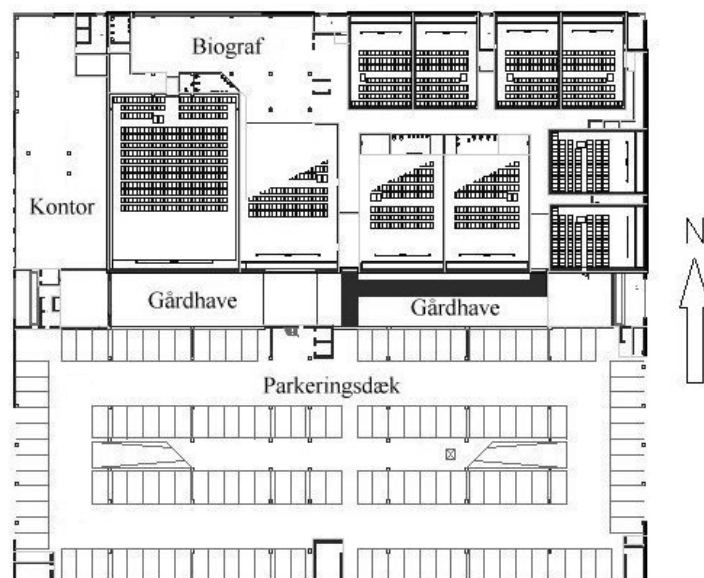
Figur 1-3: Stueplan udlagt til busterminal og butikker.

I den sydøstlige del af Kennedy Arkaden, er der oprettet en varekælder med tilhørende varegård, hvor varer indleveres, jf. figur 1-4.



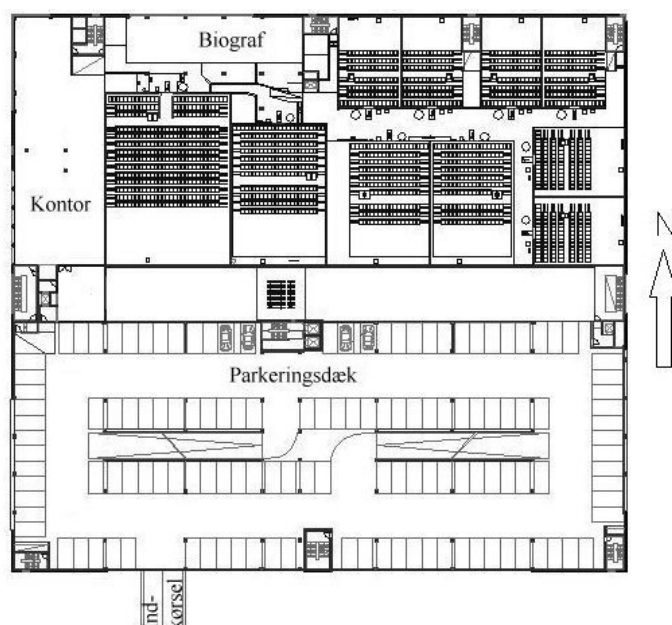
Figur 1-4: Kælderplan med teknikrum, depoter og lagerrum.

Figur 1-5 viser en oversigt over første etage, hvor den sydlige halvdel er udlagt til parkeringsfaciliteter, mens den nordlige halvdel er udlagt til biograf og kontorfaciliteter.



Figur 1-5: Første etage udlagt til biograf, kontorer og parkeringsdæk.

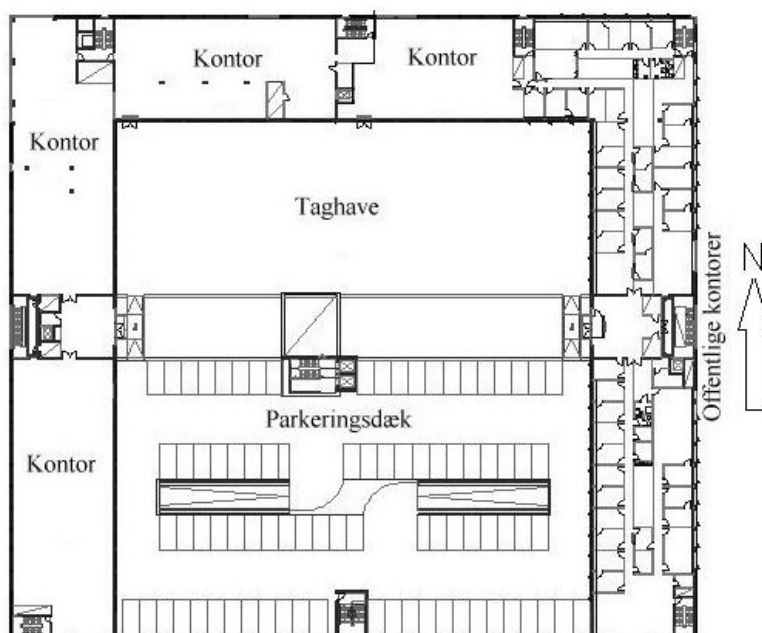
Nordisk film biografer har indrettet sig med ti biografsale placeret i den nordlige del af bygningen, jf. figur 1-5 og figur 1-6. Ni af de ti sale dækker to etageplaner, nemlig 1. og 2. etage, imens den store premierebiograf strækker sig fra stuen til 2. etage.



Figur 1-6: Anden etage udlagt til biograf, konterer og parkeringsdæk.

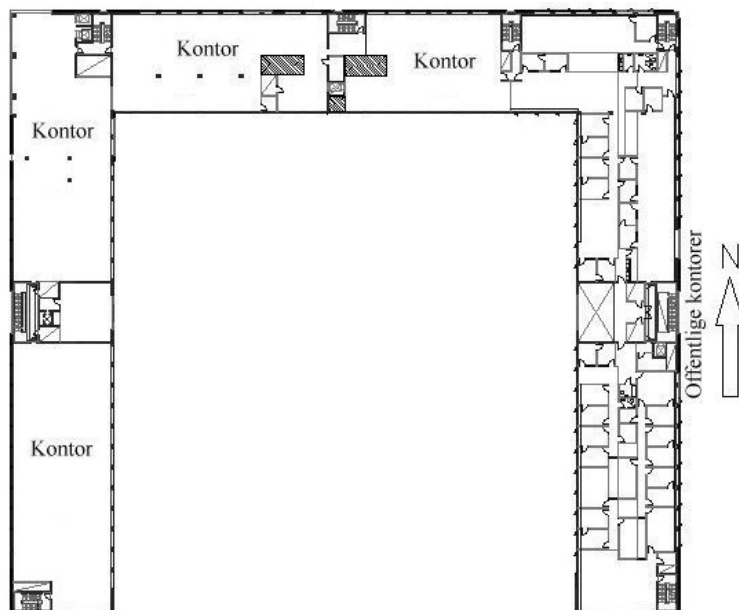
Tredje etage er ligeledes udlagt til parkeringsfaciliteter, mens den resterende bygning er udlagt til kontorfaciliteter, herunder faciliteter til den offentlige sektor, jf. figur 1-7.

Parkeringsdækkene er placeret på 1. og 2. etage samt en åben tagetage på 3. etages niveau og forbindes indbyrdes med ramper. Adgangen til P-huset etableres med en bro mellem Østre Allé og 2. etage, jf. figur 1-1. I forbindelse med denne bro opføres der, ligeledes fra Østre Allé, to ramper ned til busterminalen, der er placeret ved Kennedy Arkadens sydlige side.



Figur 1-7: Tredje etage udlagt til kontorfaciliteter og parkeringsdæk.

På de resterende etager indrettes ligeledes kontorarealer, der primært er placeret på 3. til 5. etage og udformes som tre fløje. Fjerde og femte etage er, som tredje etage, udlagt til kontorfaciliteter til både den private og offentlige sektor, jf. figur 1-8. Det bemærkes, at parkeringsdækket ikke strækker sig længere end tredje etage.



Figur 1-8: Fjerde etage udlagt til kontorfaciliteter.

Sjette og syvende etage består udelukkende af tårnet, der er placeret i bygningens nordvestlige hjørne. Begge etager er udlagt til kontor.

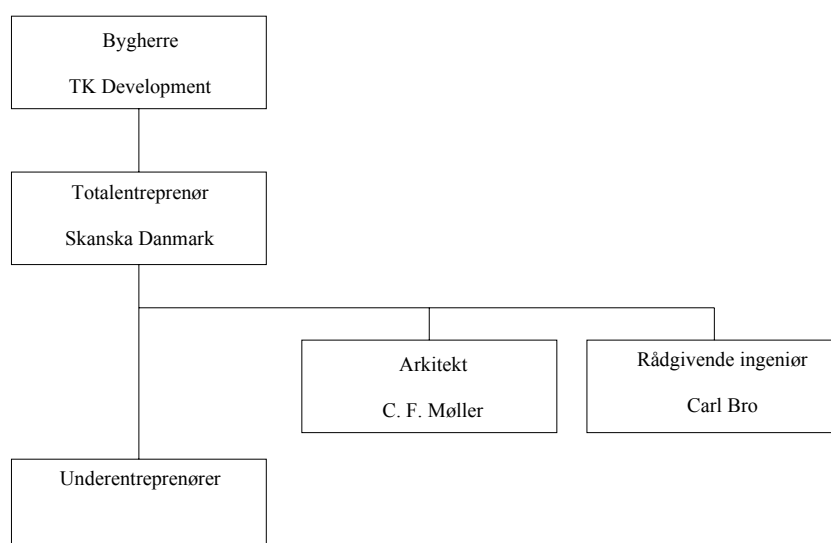
2

ORGANISERING AF BYGGEPROCESSEN

I dette kapitel beskrives projektorganisationen bag byggeriet af Kennedy Arkaden og hvilket aftalegrundlag, der ligger til grund for samarbejdet.

2.1 Projektorganisation

Bygherren på Kennedy Arkaden er TK Development, og de har udbudt projektet i totalentreprise, hvor Skanska Danmark er totalentreprenør. Arkitekten på projektet er C. F. Møller, mens de rådgivende ingeniører er fra Carl Bro. Projektorganisation er vist på figur 2-1.



Figur 2-1: Projektorganisation for byggeriet af Kennedy Arkaden.

2.1.1 Licitationsform

Projektet blev udbudt ved tidligt udbud, hvor der var begrænset licitation, hvor de tilbudsgivende virksomheder var NCC, MT Højgaard og Skanska, hvor Skanska vandt udbuddet.

Forslagene blev vurderet efter det økonomisk mest fordelagtige tilbud under hensyntagen til forskellige delkriterier, som TK Development havde opstillet.

2.1.2 Aftalegrundlag

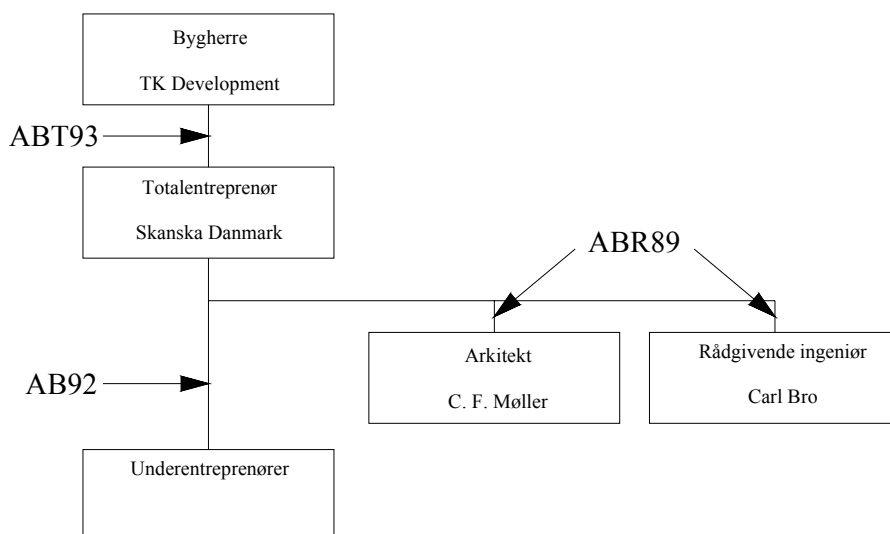
Når de forskellige aktører i byggeprojektet skal indgå aftaler med hinanden, er parterne fritstillet inden for Aftalelovens rammer til at udforme kontrakterne. Det kan dog være en god ide at benytte sig af nogle basisdokumenter, som ikke favoriserer den enkelte part. Der kan ud fra disse basisdokumenter aftales forbehold eller supplerende aftaler. De vigtigste basisdokumenter er:

- Almindelige Bestemmelser for teknisk Rådgivning og bistand (ABR89)
- Almindelige Betingelser for arbejder og leverancer i bygge- og anlægsvirksomhed (AB92)
- Almindelige Betingelser for Totalentreprise (ABT93)

ABR89 anvendes, når der indgås aftale mellem bygherre og rådgivere eller mellem totalentreprenør og rådgivere som ved byggeriet af Kennedy Arkaden, jf. figur 2-2.

AB92 anvendes mellem bygherre og entreprenør eller mellem entreprenører, hvor der indgås aftale med en underentreprenør om at levere en del af arbejdet. Ved byggeriet af Kennedy Arkaden anvendes AB92 mellem totalentreprenøren og underentreprenører, jf. figur 2-2.

ABT93 anvendes mellem bygherre og totalentreprenør, hvor totalentreprenøren leverer en del af projekteringsydelsen. ABT93 anvendes ved byggeriet af Kennedy Arkaden, jf. figur 2-2.



Figur 2-2: Aftalegrundlaget ved byggeriet af Kennedy Arkaden.

Efter en kort introduktion af Kennedy Arkaden og byggeprocessens organisation, følger en skitse-mæssig projektering af Kennedy Arkadens råkonstruktion. Først introduceres de sikkerhedsgrundlag der gør sig gældende under projekteringen.

3

SIKKERHEDSGRUNDLAG

Bygningen projekteres i henhold til byggeloven, idet den udføres ud fra Norm for sikkerhed [DS409, 1998], Norm for last på konstruktioner [DS410, 1998], Norm for betonkonstruktioner [DS411, 1999] og [DS411/Ret. 1, 2002], Norm for stålkonstruktioner [DS412, 1998] og Norm for fundering [DS415, 1998] og [DS415, 1984].

Bygningen er, i henhold til sikkerhedsnormen [DS409, 1998], sat til høj sikkerhedsklasse. Materialekontrolklassen er sat til normal. Fundamenterne er beregnet i normal funderingsklasse og normal sikkerhedsklasse ud fra de angivne krav i [DS415, 1998].

4

BYGGEGRUBEN

I ethvert byggeri med kælder skal der opføres en byggegrube, således arbejdet kan foregå under sikre forhold. Dette er også tilfældet med Kennedy Arkaden, hvor der opføres en kælder i konstruktionens sydøstlige hjørne, jf. figur 1-4. I tilfældet med Kennedy Arkaden er der også andre forhold der spiller ind, når omfanget af byggegruben klarlægges. Her nævnes; nedrivning af ældre bygninger, jordbundsforhold, vandspejl samt hensyntagen til nabomiljøer.

4.1 Nedrivningsproces

Inden Kennedy Arkaden kan opføres, skal området klargøres ved at fjerne alt bebyggelse på området. Tidligere har der været en rutebilstation, en parkeringskælder og et sikringsrum på området. Rutebilstationen kan nedrives uden større vanskeligheder, men parkeringskælderen og sikringsrummet, som er beliggende under jorden, skal før nedrivningsprocessen kan gå i gang, jf. afsnit 15.2 og 15.3 samt tegning A1. På grund af parkeringskælderens betydelige omfang, vil den få en stor indflydelse på byggegrubens og det samlede udgravningsarbejdes omfang.

4.2 Jordbundsforhold

Grundet varierende jordbundsforhold i området, hvor Kennedy Arkaden skal opføres, er der for at optimere funderingen valgt at fundere efter tre forskellige metoder, jf. kapitel 14. Alt afhængig af dybde af sætningsgivende jord i området, skal Kennedy Arkaden både direkte funderes, pælefunderes og sandpudedefunderes.

4.3 Naboforhold

Da Kennedy Arkaden skal opføres midt i Aalborg, skal der tages hensyn til bygninger og veje under udgravning af byggegruben. Umiddelbart skal der ikke graves i nærheden af andre bygninger og veje, hvorved der kan benyttes anlæg over hele udgravningen. Dog vurderes anlæg, at optage så

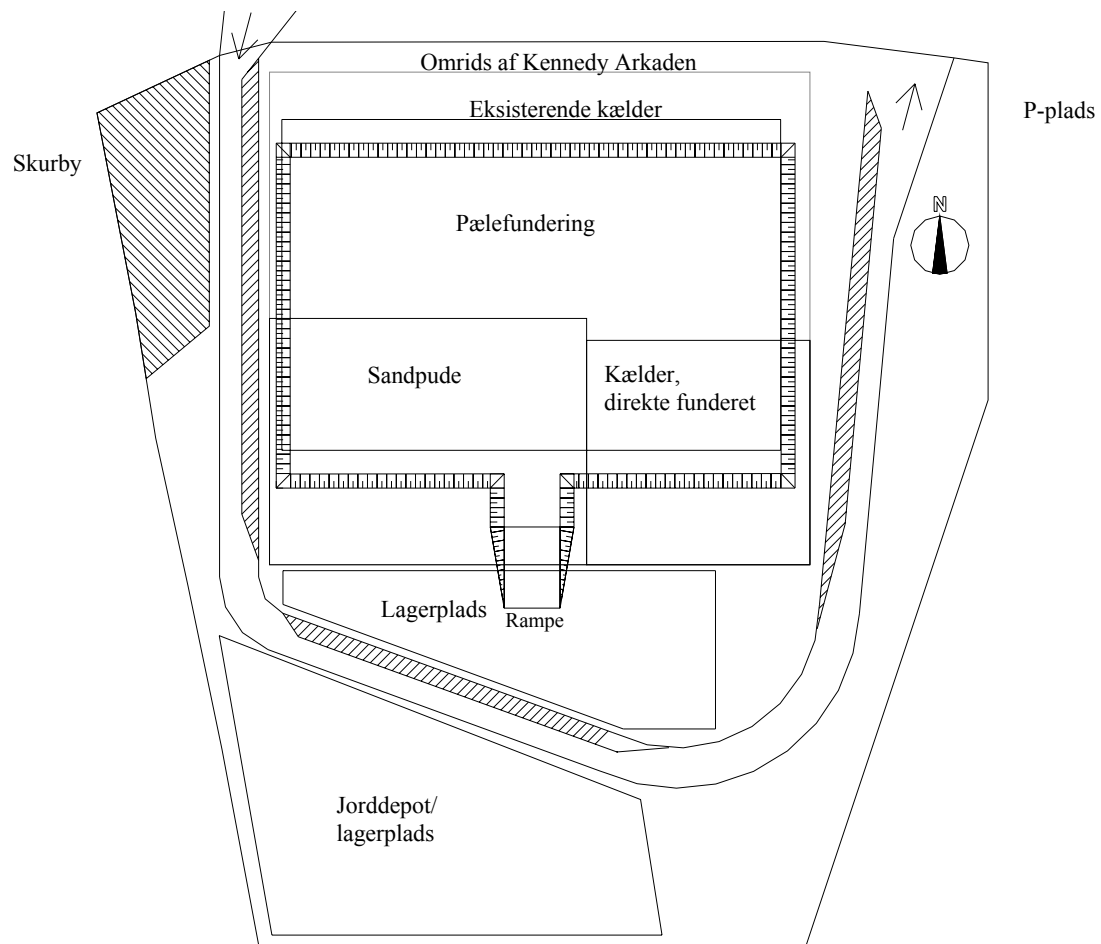
meget plads ved kælderen, at det kan skabe trafikale problemer internt på byggepladsen. For at forebygge dette, opføres midlertidige spunsvægge i dette område, jf. kapitel 12.

I det følgende beskrives kort det forløb, byggegruben gennemgår fra starten af udgravningsfasen, til det sidste jordarbejde er udført.

4.4 Byggegrubens forløb

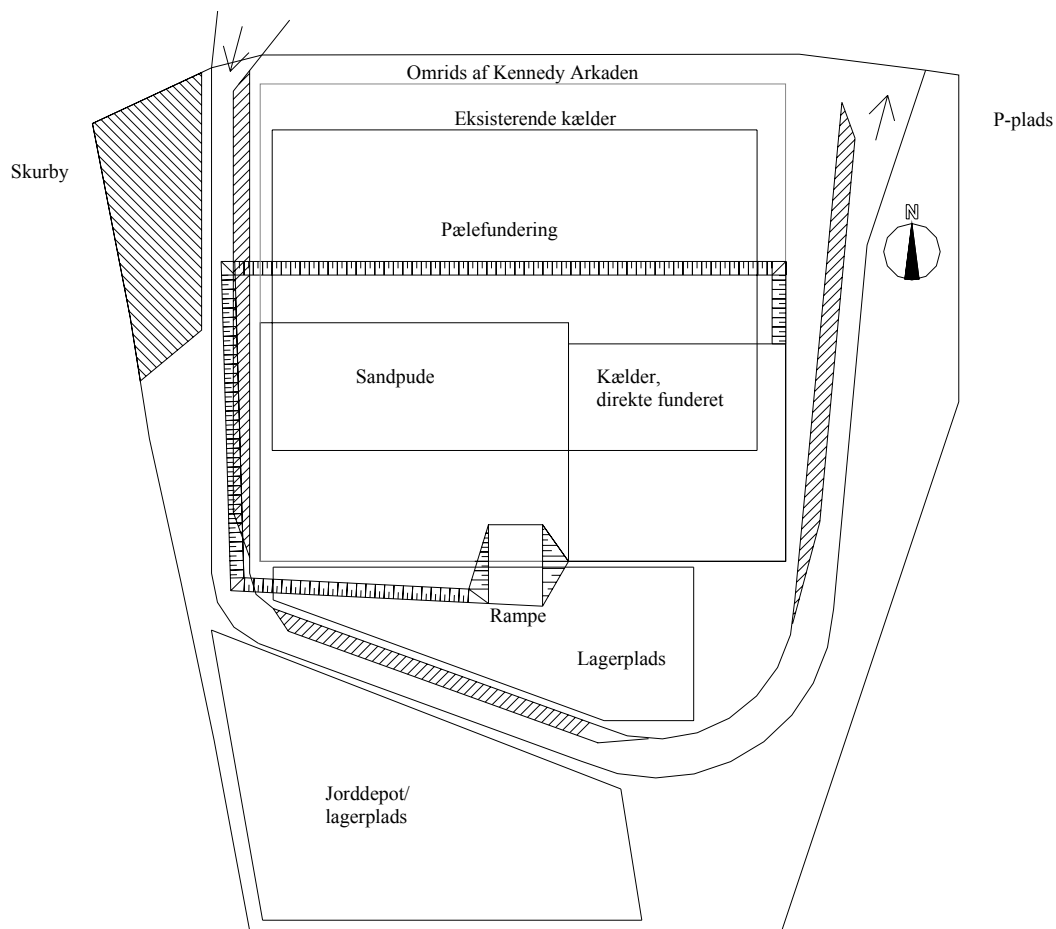
Indledningsvis påbegyndes gravearbejdet omkring den nordlige og sydlige væg ved den eksisterende kælder. Gravearbejdet ved den sydlige væg skal forløbe hurtigt, således opførelsen af kælderen kan påbegyndes. På figur 4-1, vises den eksisterende kælder under rutebilstationen samt placering af områderne, hvor det er vurderet, at de tre forskellige funderingsmetoder skal anvendes. Desuden anlægges en rampe således tungt selvkørende materiel kan komme op og ned af byggegruben. Det bemærkes, at rampen er placeret således, den kan benyttes under hele gravearbejdet.

Nedrivningsarbejdet af eksisterende kælder sker fortløbende med gravearbejdet. I Appendiks I forefindes en oversigt over området inden påbegyndt jordarbejde.



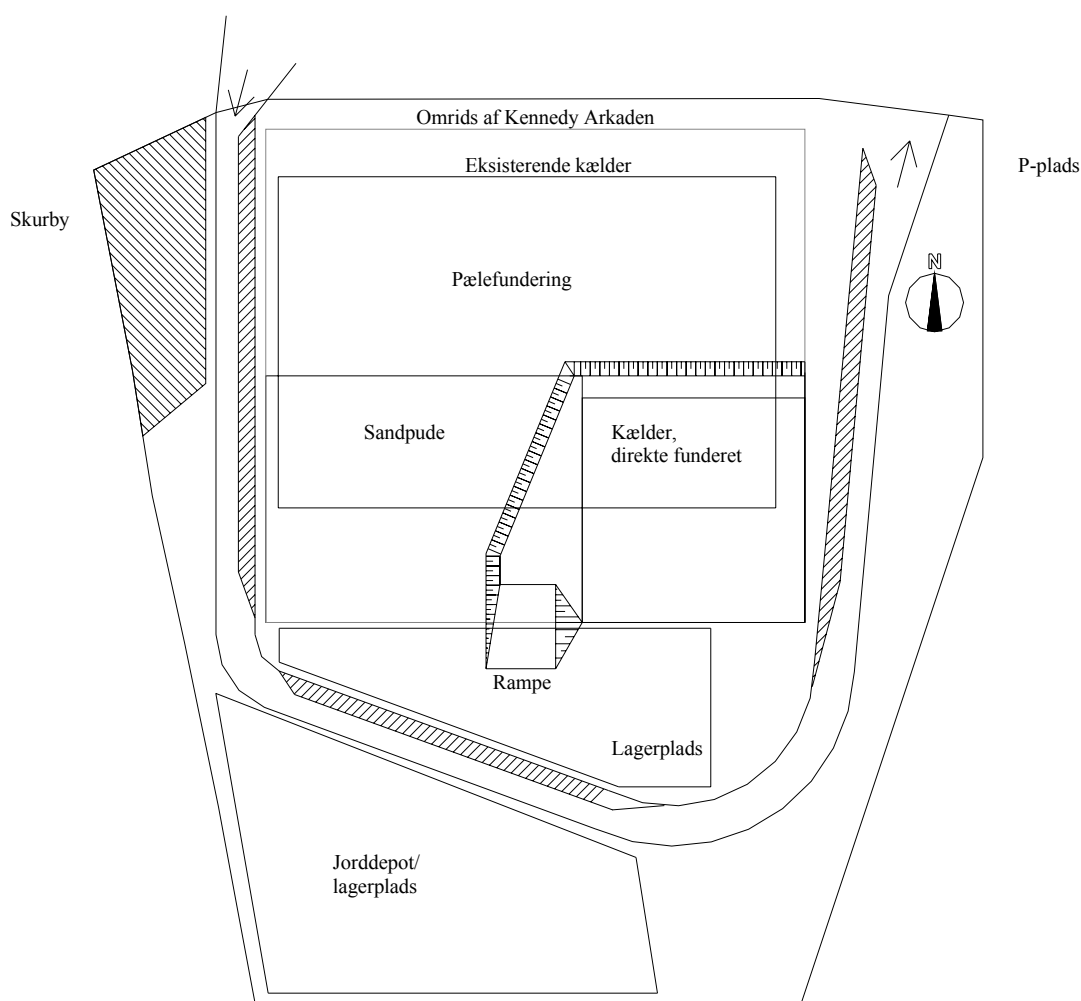
Figur 4-1: Byggegrubens forventede omfang efter 7 dage.

Figur 4-2 viser byggegrubens forventede omfang efter 7 dage, hvor en større del af den eksisterende kælder er nedrevet, og der er i stedet er fyldt op med jord. Desuden er gravearbejdet til sandpude og den nye kælder afsluttet.



Figur 4-2: Byggegruben mellem 7 og 21 dag.

På figur 4-3 er byggegrubens omfang vist i perioden mellem 7 og 21 dage efter gravearbejdet påbegyndelse, hvor en del af sandpuden er opført. Resten af sandpuden opføres efter, at den nye kælder er støbt.



Figur 4-3: Byggegruben ved udstøbning af kældervægge.

I afsnit 15.3 bestemmes mængden af den jord, der skal udgraves, genanvendes eller bortkøres. Desuden bliver materiellet til udgravning, bortkørsel, nedrivning og komprimering bestemt. Detailtegninger af udgravningsarbejdet ses på tegning F2 i tegningsmappen.

4.5 Grundvandssænkning

For at sikre byggegruben fra at fyldes med vand skal der foretages en grundvandssænkning af området. Dette kan gøres ved at indføre et passende antal sugespidsanlæg med en passende sugekapa-citet omkring byggegruben, jf. kapitel 13.

Idet en grundvandssænkning ikke kan foretages lokalt om byggegruben uden forbehold, er der farer for skader på omkringliggende bygninger, når vandspejlet sænkes, da spændingstilstanden i jorden ændres og eventuelle træpæle blottes og rådnes. Opstår der problemer ved grundvandsænkning, skal der udføres en metode, hvorpå problemet løses. For eksempel, er det muligt reinjicere grundvandet ved, at lade sugespidsen pumpe vand ned i jorden, hvilket behandles i kapitel 13. For at mindske grundvandssænkningens indflydelse i området, kan sugespidsene flyttes i takt med at arbejdet i byggegruben færdiggøres, hvorved der også spares penge.

For at sikre byggegruben mod grundvand, er det vigtigt, at sugespidsanlægget på intet tidspunkt stopper, hvorfor der skal laves foranstaltninger, der sikrer dette. En mulig foranstaltning kunne være nødgeneratorer, der starter op ved strømsvigt. Herudover kan det være nødvendigt med tilsynspersonel, der fører kontrol med anlægget jævnligt og kan tilkaldes i nødsituationer.

I det følgende beskrives opbygningen af kælderen under Kennedy Arkaden.

4.6 Kældervægge

Kældervæggen i Kennedy Arkaden in-situ støbes, hvorved der skal benyttes forskalling. Hvorvidt der skal benyttes træforskalling eller systemforskalling afgøres af tidspres og murens æstetiske fremståen. Træforskalling tager generelt lang tid at klargøre og skaber en ru overflade på betonvæggen. Udseendet af væggen er underordnet, da det er en kældervæg, og kælderen benyttes som lager. Dog vurderes det, at der er et vist tidspres i opførslen af kælderen, hvorved systemforskalling er at foretrække. I afsnit 15.4, foretages en nærmere gennemgang af forskallingsarbejdet.

Efter nedrivningsarbejdet og gravearbejdet er afsluttet, og når kælderen har en tilstrækkelig tyngde, fjernes grundvandssænkingsanlægget, hvorved der kommer vandtryk på kældervæg- og gulv. Grundet betons porøsitet vil grundvandet forsøge at trænge ind i betonvæggen og ødelægge armeringen og i værste tilfælde ind i kælderen. Derfor skal der være vandtæt membran under kælderen og væggene asfalteres, for at undgå uforudset vandtryk under kældergulvet indlægges dræn hele vejen rundt om kælderen for at stabilisere grundvandet omkring kælderen i dets naturlige kote. Under drænet placeres en vandafvisende bitumenskal, der holder vandet væk fra kældervæggene.

5

MONTAGE

Kennedy Arkaden opføres som et elementbyggeri med stabiliserende kerner og beton som konstruktionsmateriale, jf. kapitel 8. På grund af Kennedy Arkadens kompleksitet, udvælges en konstruktionsdel til videre bearbejdning, jf. kapitel 8. Denne videre bearbejdning består i en omrokering af bærende konstruktionselementer, hvorfra en mere optimal placering af disse med hensyn til forskydningscenteret findes, jf. kapitel 9. Siden foretages en detailprojektering af udvalgte elementer og samlinger.

I det følgende beskrives montagens forløb. Desuden redegøres for detailprojekteringer af udvalgte elementer og samlinger. Kapitlet omhandler derudover en redegørelse af konstruktionens robusthed ved svigt samt huldækkets modstandsdygtighed over for en times standardbrand.

5.1 Beskrivelse af montagearbejdet

Efter anlæg af fundamenter, kælder og gulv, kan montagen af råkonstruktionen påbegyndes. Det tilstræbes at udføre montagen efter princippet ”just in time”. ”Just in time” betyder, at der kun leveres de elementer, der skal monteres på et gældende tidspunkt. Derved undgås store lagre af betonelementer omkring konstruktionen, hvorved logistikken på byggepladsen forbedres. Dog kræver ”just in time”, at både leverandør og ansvarshavende for montagearbejdet, har en god kommunikation, således det er de rigtige elementer, der leveres på de rigtige tidspunkter. Desuden skal leverandøren være villig til at sende halve leverancer, hvis der ikke er brug for en hel.

Til montagen skal der benyttes montagesjak med en kran til rådighed, som skal assistere i montagen af elementerne. Antallet af mænd i sjakket skal stemme overens med kranens leveringstid af elementer, således der undgås spildtid.

Det tilstræbes, at montagen forløber således, at elementer tættest på kranens monteres først. Derved undgås løft over allerede monterede elementer og løftetiden minimeres.

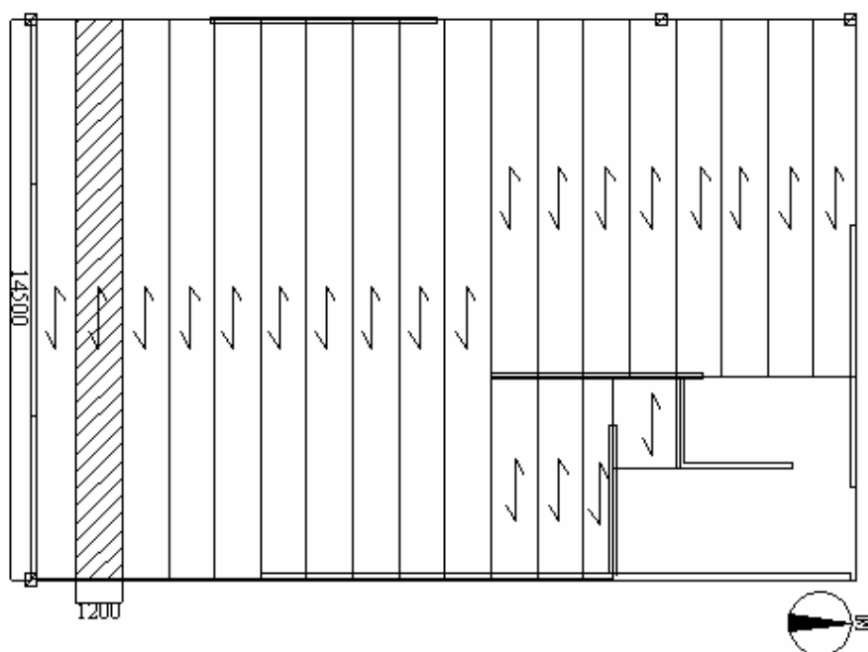
5.1.1 Kraner på byggepladsen

Når der vælges en kran, er det vigtigt at vide, hvilke forhold der arbejdes under, da nogle kraner kræver meget plads omkring sig. Desuden er det vigtigt at vælge en kran, der kan klare de belastninger, den udsættes for i form af løftekapacitet.

Under placering af kraner skal der tages hensyn til sikkerhed, herunder kollision med andre kraner, el-ledninger og lignende. Desuden skal kraner placeres optimalt i forhold til elementleveringen og tyngden af elementerne, således antal af kraner holdes på et minimum, eftersom kraner er dyre at opstille og leje. I afsnit 15.6, foretages en mere detaljeret beskrivelse af kranplacering og kranvalg og på tegning A1 vises kranernes placering.

5.2 Elementer i montagen

Til montagen benyttes fire typer elementer; vægelementer, dækelementer, søjler og bjælker. Til en videre detailprojektering udvælges et etagedæk med en stor spændvidde, jf. figur 5-1, da disse udsættes for de største spændinger. På grund af ens nyttelaster op gennem konstruktionen er dimensioneringen generel for alle etager.



Figur 5-1: Placering af etagedækket der dimensioneres.

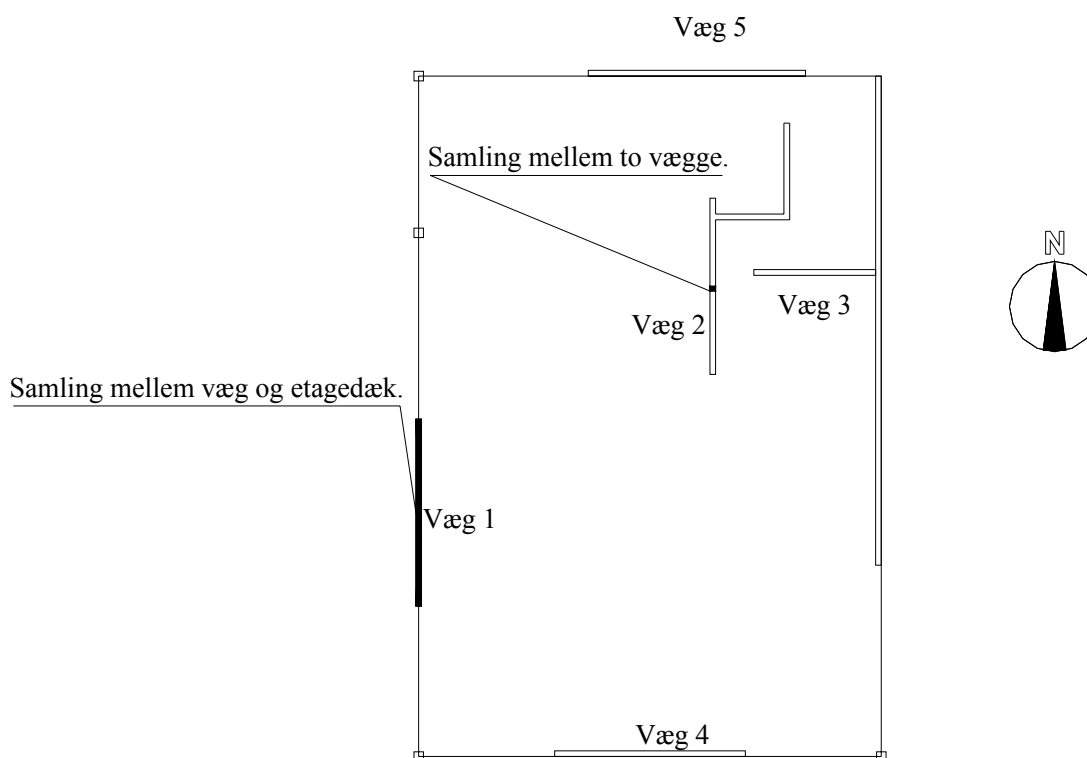
Ud fra den betragtning, at dækket spænder over 14,5m, vurderes det bedst udført forspændt. Dette gøres ikke mindst på grund af en lidt større brudstyrke, men også for at undgå store nedbøjninger og herved revnedannelse. Desuden udføres dækket som huldæk for at mindske egenvægten.

Under dimensionering er der undersøgt for svind, krybning, momentantøjning, relaxation, anvendelsesgrænsetilstanden samt brudgrænsen i henhold til forskrevne metoder.

I afsnit 11.1, følger beregningerne af huldækket og på tegning K2 forefindes en detailtegning. De resterende dæk i konstruktionen vælges at have samme tværsnit som det dimensionerede.

5.3 Samlinger mellem elementer

Til detailprojektering af samlinger, er der en samling mellem to vægge og en samling mellem en væg og et etagedæk, jf. afsnit 11.4. De to samlingers placering er på nederste etage i konstruktionen, hvor de største spændinger forefindes. På figur 5-3 er placeringen af de to samlinger vist.



Figur 5-2: Placering af samlinger i stueetage.

Da samlingerne er dimensioneret efter de største spændinger, der vurderes at opstå i konstruktionen, er der mulighed for at spare materiale i samlinger med mindre spændingsforhold. Dette kræver dog yderligere dimensionering.

Samlinger mellem vægge udføres som forskydningsoverførende, hvorved væggene bliver til profiler. På grund af dette valg får vægprofilerne en større stivhed end hvis samlingerne ikke var forskydningsoverførende. Dette betyder, at vægprofilerne er bedre til at fordele den vandrette last over tværsnittet, hvilket forventes at medføre en billigere konstruktion over jorden. Dette er i midlertidig ikke tilfældet for konstruktionen under jorden idet den lodrette kraftresultants angrebsområde forstørres væsentligt ved sammensatte vægge i forskellige lastkombinationer. Hermed skal fundamentet være bæredygtige overfor et stort område, hvor den lodrette kraftresultant kan angribe. Jf. kapitel 14.

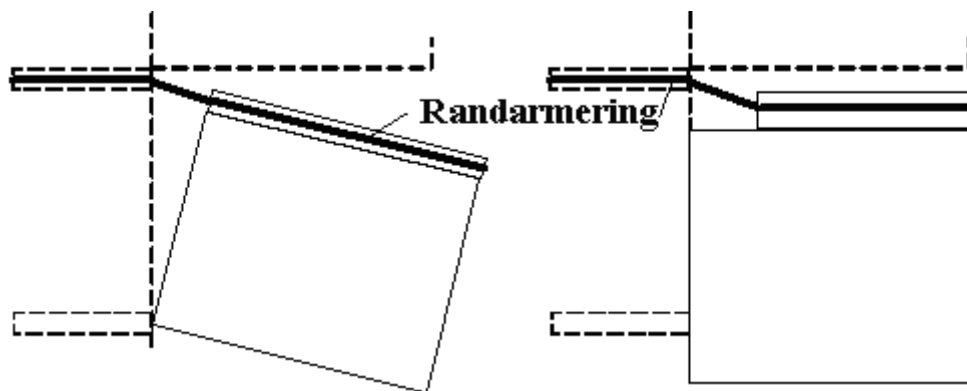
Det bemærkes i øvrigt, at lasterne er fordelt ud til de enkelte vægge efter elasticitesteorien, og spændingerne i enkelte konstruktions elementer er ligeledes fundet ved elastiske beregninger, mens andre er fundet ved plastiske beregninger; eksempelvis alle pæleværker.

5.4 Konstruktionssikkerhed

I dette afsnit følger en redegørelse for sikkerheden ved konstruktionssvigt og sikkerheden ved brand.

5.4.1 Sikkerhed ved konstruktionssvigt

For at forebygge store skader ved svigt af konstruktionsdele indlægges randarmering i betonelementerne. Randarmeringen skal, i det tilfælde, at et element mister sin bæreevne, modstå de kræfter det udsættes for og sikre konstruktionens robusthed, jf. figur 5-3 for eksempel.



Figur 5-3: Et vægelement svigter, hvorved randarmeringen skal være i stand til at optage gældende laster.

I afsnit 11.3 forefindes detailberegninger af randarmering i elementerne i henhold til de gældende normer, hvorved kravene vurderes opfyldt.

5.4.2 Sikkerhed ved brand

For at Kennedy Arkaden kan opnå godkendelse for sikkerheden ved brand, skal den opfylde kravene i bygningsreglementets kapitel 6. Heri skal bygningsafsnit henføres til en anvendelseskategori. De fleste bygningsafsnit i Kennedy Arkaden henføres til anvendelseskategori 3, der blandt andet omfatter butikker, biografer og garageanlæg til indkøbscentre, men tårnet henføres til anvendelseskategori 1, som gælder for kontorer.

Bygningsafsnit i samme anvendelseskategori, der er forbundet med døre eller trapperum betragtes som et bygningsafsnit [BR-95, 1995]. Derfor betragtes hele tårnet som et bygningsafsnit, hvorved etagearealet overstiger 1000m^2 , og rummet skal derfor forsynes med et automatisk sprinkleranlæg eller brandventilationsanlæg [BR-95, 1995].

Et bygningsafsnit kan bestå af flere brandceller, imellem hvilke branden ikke spredes i den tid, der kræves til evakuering og beredskabets redning. Hver enkelt etage i tårnet betragtes som en brandcelle.

Når gulvet i øverste etage er mere end 22m over terræn, skal der ved indretningen af bygningen og dimensioneringen af bygningsdelene tages hensyn til evakueringstiden og redningsberedskabets indsats tid. Indretningen af bygningen skal godkendes af brandmyndighederne, når bygningen tages i brug.

Det bemærkes, at der på de to øverste etager er en ekstra flugtvej ud på taget af den tilstødende bygning.

Med hensyn til dimensioneringen af bygningsdelene er der i dette projekt dimensioneret ud fra en 60 minutters standardbrand. Der er kun beregnet brandbæreevne for etagedækkene, som overholder kravet, jf. afsnit 11.2. De øvrige bærende konstruktionsdele, skal ligeledes undersøges for en 60 minutters standardbrand. Herudover bemærkes, at redningsberedskabet har til huse ca. 500m fra Kennedy Arkaden, hvorved beredskabet hurtigt kan være til stede, hvorved det antages, at 60 minutter er tilstrækkelig tid både til evakuering og redningsberedskabets indsats. Desuden er der adgang for brandslukningskøretøjer hele vejen rundt om Kennedy Arkaden. På grund af bygningens højde er det nødvendigt for brandslukningsindsatsen, at der placeres stigrør i bygningen, disse kan med fordel placeres ved trappeopgange.

6

PLANLÆGNING

I dette kapitel laves en redegørelse for det tidsmæssige og økonomiske aspekt ved opførslen af Kennedy Arkadens råkonstruktion.

6.1 Tidsplanlægning

I denne rapport er der udarbejdet en tidsplan for hele processen for opførsel af Kennedy Arkaden, jf. afsnit 15.1. Desuden er tidsplanen vedlagt i tegningsmappen, jf. tegning A2. Tidsplanen indeholder jordarbejde, opbygning af kælder og fundamenter samt montagearbejde for hele konstruktionen. De enkelte arbejders varighed er opstillet i tabel 6-1.

Tabel 6-1: Varighed af arbejde.

Arbejder	Varighed [arbejdsdage]
Nedrivning af Kælder	30
Jordarbejde	31
Forskalling af kælder	19
Pæleramning	19
Støbning af fundamenter	19
Montage [tårn]	28

Det samlede tidsforbrug for jordarbejde, forskalling og fundamenter samt montage af råkonstruktionen, bliver 173 dage inklusiv weekender. Det bemærkes på tidsplanen, at forskalling af kælder overlapper jord- og nedrivningsarbejdet, hvilket er muligt, da jordarbejdet begynder, hvor den nye kælder skal opføres. Dette medfører yderligere, at montagearbejdet kan starte tidligere over kælderen, hvilket betyder, at montagearbejdet over kælderen er færdigt tidligere end det resterende montagearbejde.

6.2 Tilbudskalkulation

I afsnit 15.8, er der udarbejdet en tilbudskalkulation for råkonstruktionen af Kennedy Arkaden. I beregning af tilbudskalkulation er prisen for sugespidsanlæg, spunsvægge, jordarbejde, nedrivning af eksisterende kældere, forskallingsarbejde, opførsel af byggeplads og montagearbejdet medtaget. Den samlede pris for råkonstruktionen er beregnet i afsnit 15.8 og opstillet i tabel 6-2.

Tabel 6-2: Samlet omkostninger for hele råkonstruktionen.

	Pris [kr]
Sugespidsanlæg	555.715
Spunsvægge	94.816
Jordarbejde	929.088
Nedrivning af kældere	179.040
Forskalling	161.622
Byggeplads indretning	726.534
Montage	23.636.813
Σ	26.283.628

Altså knap 26,3 millioner kroner.

7

KONKLUSION

Der er i forbindelse med opførelsen af Kennedy Arkaden undersøgt, hvorledes konstruktionen optager og fordeler laster ned i fundamenterne, hvilket der redegøres for i afsnit 15.8.

Herudover er der udtaget en sektion af Kennedy Arkaden til optimering og detailprojektering. I detailprojekteringen er der dimensioneret et element og to samlinger. Elementet, der udvælges, er et etagedæk og af samlinger vælges en samling mellem to vægge samt en samling mellem etagedæk og væg. Placeringen af de projekterede etagedæk og samlinger, er valgt således, de udsættes for de størst mulige spændinger, hvorved alle etagedæk og samlinger kan udføres på samme måde i hele konstruktionen.

Ved sikring af konstruktionen er der redegjort for, at etagedækkene kan modstå en 60 minutters standardbrand. Herudover er bygningen sikret mod sammenstyrtning ved svigt af konstruktionsdel, ved indsættelse af randarmering i elementerne.

Ud fra en geoteknisk rapport, er der redegjort for jordbundsforholdene under Kennedy Arkaden. Herudover er der lavet et overslag til en grundvandssænkning, således der kan udføres en byggegrube. I løsningen til grundvandssænkningen, er der dertil taget højde for, at der ikke skabes gener for omkringliggende bygninger samt, der er lavet foranstaltninger der træder i kraft, hvis sænkingsanlæggene svigter.

For at sikre byggegruben mod skred er der nedrammet spunsvægge i områder, hvor det ikke er muligt at udføre anlæg.

Med udgangspunkt i et anlægsteknisk synspunkt er der redegjort for udformningen af byggegruben herunder, hvorledes byggegruben udføres. Herudover er der redegjort for, hvordan kælderen under Kennedy Arkaden opføres.

I henhold til logistikken under montagearbejdet er der udarbejdet en oversigtsplan over byggepladsen, hvori der er redegjort for placering af kraner, lagre, skure og elementleveringer.

Afslutningsvis er der foretaget et skøn over det samlede tidsforbrug og pris fra byggegrubens start til montagen af råkonstruktionen afsluttes.

Dokumentation

8

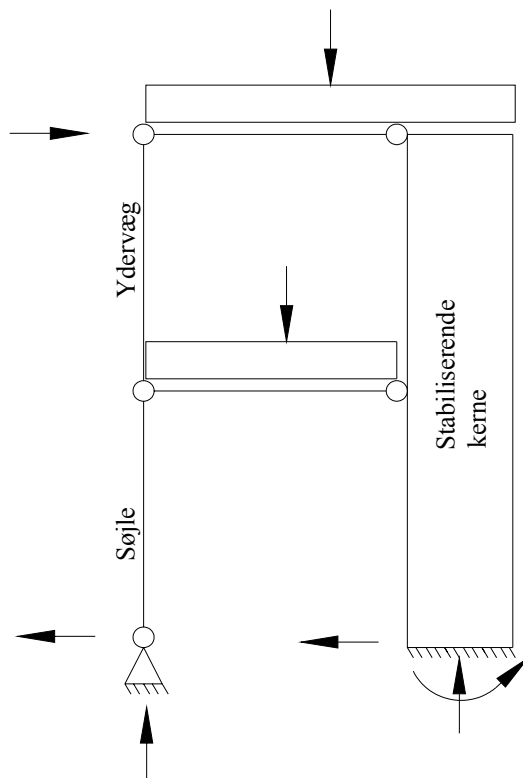
ANALYSE AF KENNEDY ARKADEN

Indledningsvis i analysen betragtes hele Kennedy Arkaden, hvor kræfternes vej gennem enkelte konstruktionselementer beskrives. Herefter opstilles alternativer til opbygning og materialevalg, hvorved en hensigtsmæssig opbygning fastlægges.

Analysen afgrænses herefter til at omhandle en del af Kennedy Arkaden, hvor der ligeledes opstilles alternative forslag til den konstruktive udformning. Den sidste del af analysen lægger op til skitseprojekteringen, hvor en egentlig sammenligning af alternativerne kan finde sted.

8.1 Stabilitet af Kennedy Arkaden

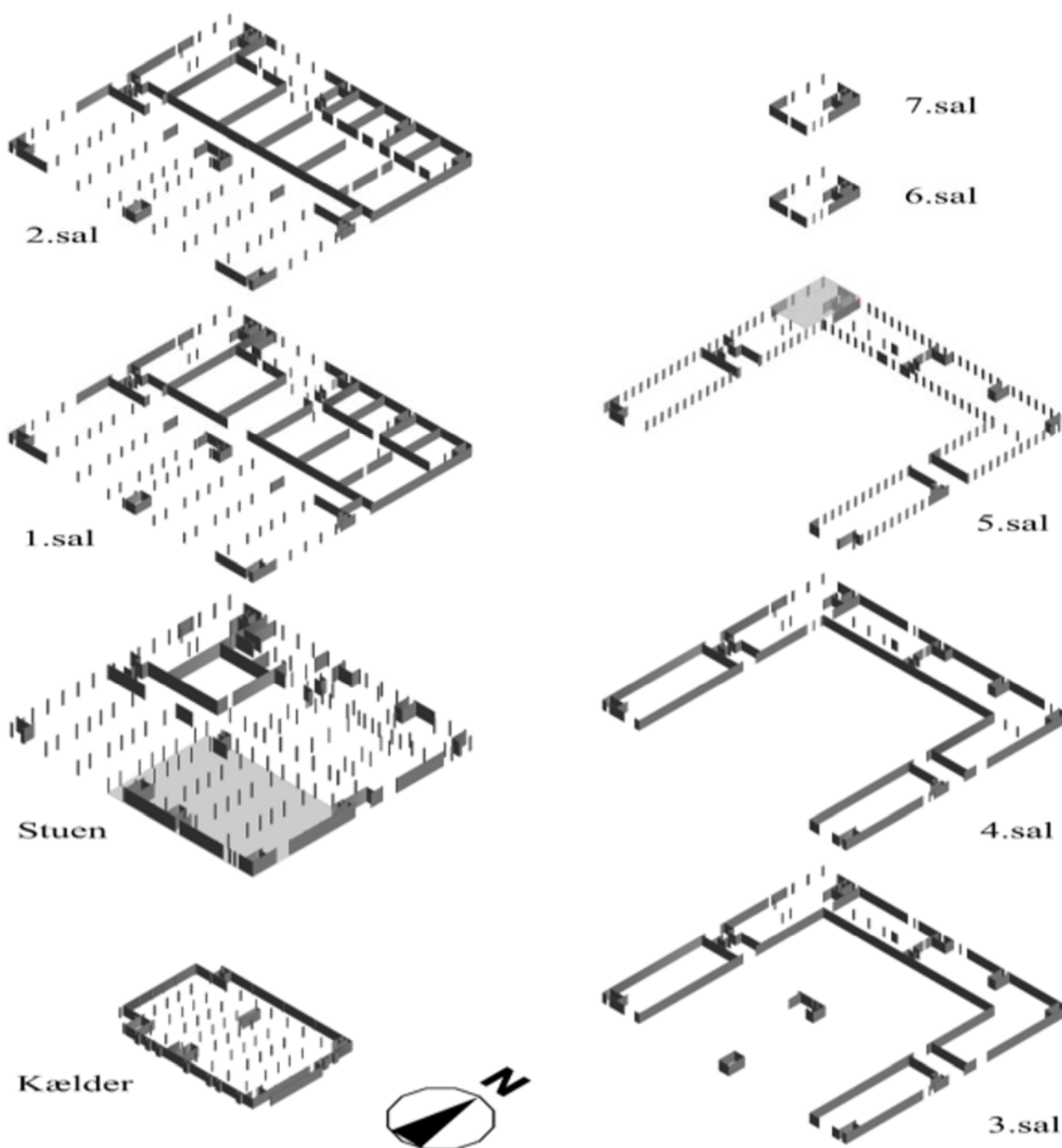
I det følgende analyseres Kennedy Arkadens overordnede stabilitet, som grundlæggende er sikret ved et simpelt understøttet søjle/bjælkesystem, som er forbundet til afstivende kerner og vægge. Materialevalget i Kennedy Arkaden er beton i dens nuværende opbygning. Inden der fokuseres på selve Kennedy Arkaden diskuteres stabiliteten af søjle/bjælkesystemet med stabiliserende kerner. En principskitse for denne statiske opbygning er vist på figur 8-1, hvor det verificeres, at konstruktionen er stabil, da kernen kan optage moment fra en vandret kraft.



Figur 8-1: Plan principskitse, der illustrerer stabiliteten af et simpelt understøttet søjle/bjælkesystem, som sikres med forbindelse til en afstivet kerne.

Vægge mellem etagedæk sikrer en stiv forbindelse i væggens længderetning. Samlingen mellem dæk og væg er charnier, da samlingen mellem disse ikke kan overføre momenter, jf. figur 8-1. Elementerne i ydervæggen kan overføre vandrette laster til etagedækkene ved enten plade- eller skivevirkning. Etagedækkene viderefører den vandrette last til stabiliserende kerner ved skivevirkning. Samlingen mellem etagedæk og kerner er ikke nødvendigvis momentstiv, men det er vigtigt, at den stabiliserende kerne er momentstiv i forhold til fundamentet, så den kan optage vandrette kræfter.

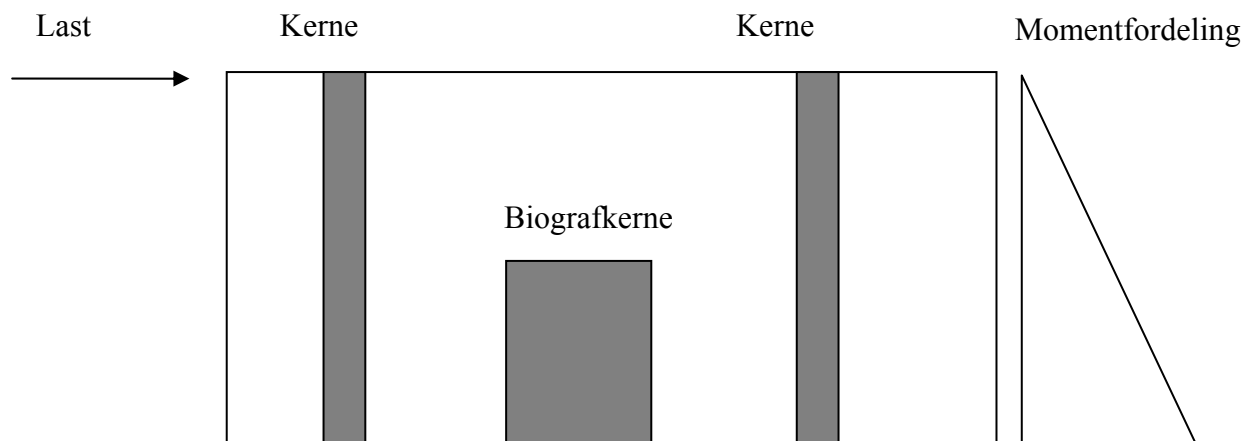
I det følgende redegøres for Kennedy Arkadens stabilitet, hvorefter der fokuseres på en udvalgt del af bygningen. I ovenstående er vigtigheden af de stabiliserende kerner belyst, hvorved analysen af Kennedy Arkaden begynder med fastlæggelse af stabiliserende kerner i bygningen. Kennedy Arkadens funktionskrav medfører en forskellig opbygning af etagerne op gennem bygningen, hvorved det ikke er alle stabiliserende kerner, som er gennemgående. På figur 8-2 er der vist en model af Kennedy Arkaden, hvor udbredelse og placering af bærende vægge samt søjler på de enkelte etager illustreres.



Figur 8-2: Opbygning af Kennedy Arkaden, hvor bærende vægge, søjler og stabiliserende kerner er medtaget.

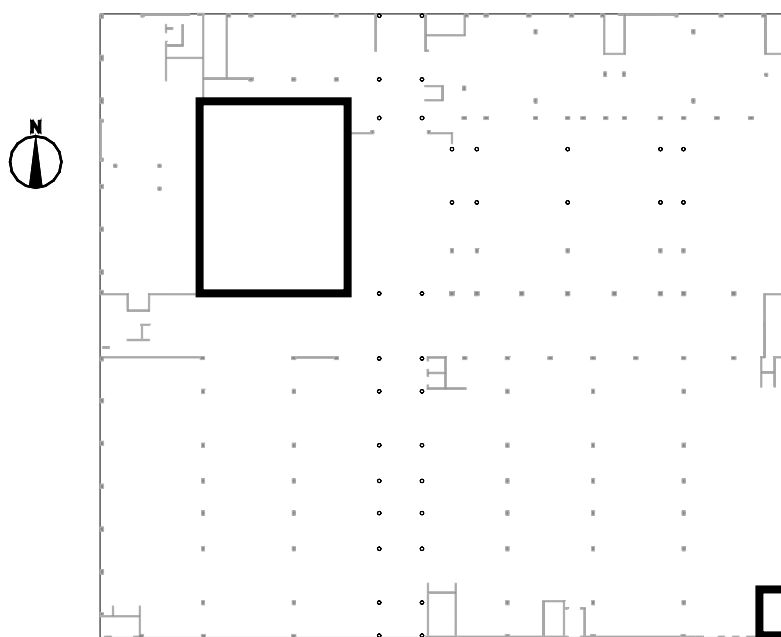
På figur 8-2 bemærkes det, at der er flere stabiliserende kerner, der går gennem flere etager. De små kerner er trappeskakter. Det bemærkes, at specielt en af de stabiliserende kerner er mere markant end de andre. Dette er biografens store sal, som er tre etager høj. Denne kernes bidrag til bygnin-

gens stivhed illustreres på figur 8-3, som er en skitse af biografkernen i forhold til de andre høje og forholdsvis slanke kerner i bygningen.



Figur 8-3: Principskitse af kerner i Kennedy Arkaden med lasten til venstre og momentfordelingen til højre.

På figur 8-3 ses det, at momentet vokser lineært ned gennem bygningen ved en punktlast. Vigtigheden af biografkernen fremgår af, at bygningen har stor stivhed i bunden. Biografkernen behøves derfor ikke være højere. Dette er en grov tilnærmelse, da en bred bygnings stabilitet er mere kompleks end ovenfor fremstillet. For at belyse betydningen af biografkernen i forhold til de andre kerner beregnes inertimomentet for denne samt en anden kerne. Det antages, at de to kerner er to rektangulære profiler, jf. figur 8-4, hvor de betragtede kerner er markeret med en kraftig streg. Det vil sige, at der ses bort fra døre og samlinger med andre bygningsdele.



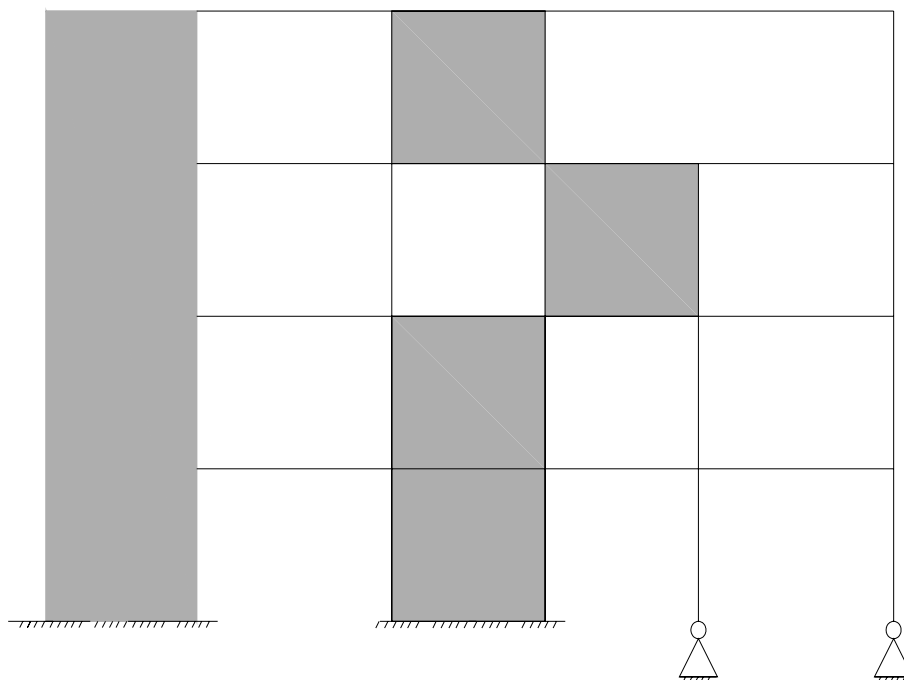
Figur 8-4: Plan af betragtede kerner.

Dimensionerne af de betragtede kerner er vist i tabel 8-1, hvor det ses, at der er en faktor 1:98 om øst-vest retningen, mens der om nord-syd retningen er en faktor 200 i forskel på de to inertimomenter. Dette betyder, at en betydelig del af Kennedy Arkadens stivhed er biografkernen.

Tabel 8-1: Overslag af dimensioner for de betragtede kerner.

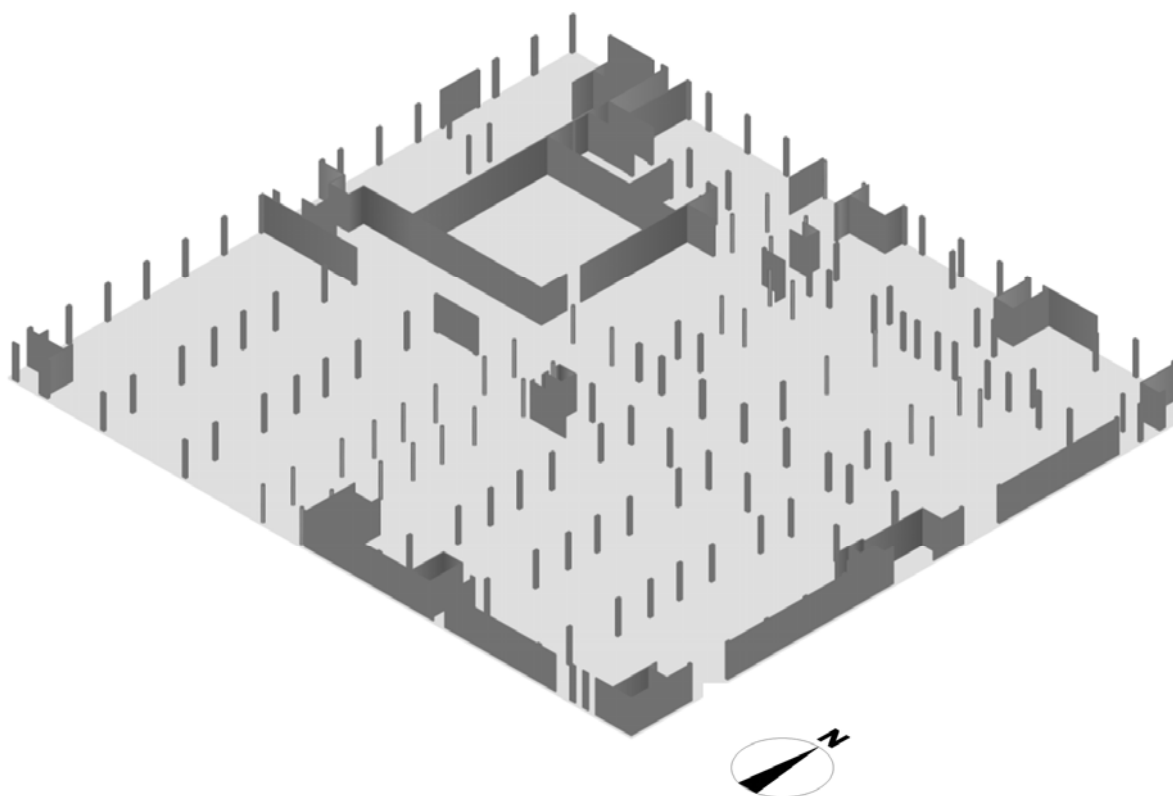
	l [m]	b [m]	t [m]	$I_{\text{Ø-V}} [\text{m}^4]$	$I_{\text{N-S}} [\text{m}^4]$
Biografkerne	27	20	0,2	2064	1310
Hjørnekerne	7	3	0,18	21	6
Forhold				1:98	1:218

For at beskrive den samlede stabilitet af Kennedy Arkaden skal hver eneste etage analyseres, da de bærende vægge står forskudt på nogle etager. Dette illustreres på figur 8-5, hvor en væg er forskudt i forhold til de andre. Etagen med en forskudt væg har stadig en vis stivhed. På baggrund af ovenstående vurderes det, at stabiliteten af Kennedy Arkaden skal analyseres etage for etage for at få det fulde overblik.



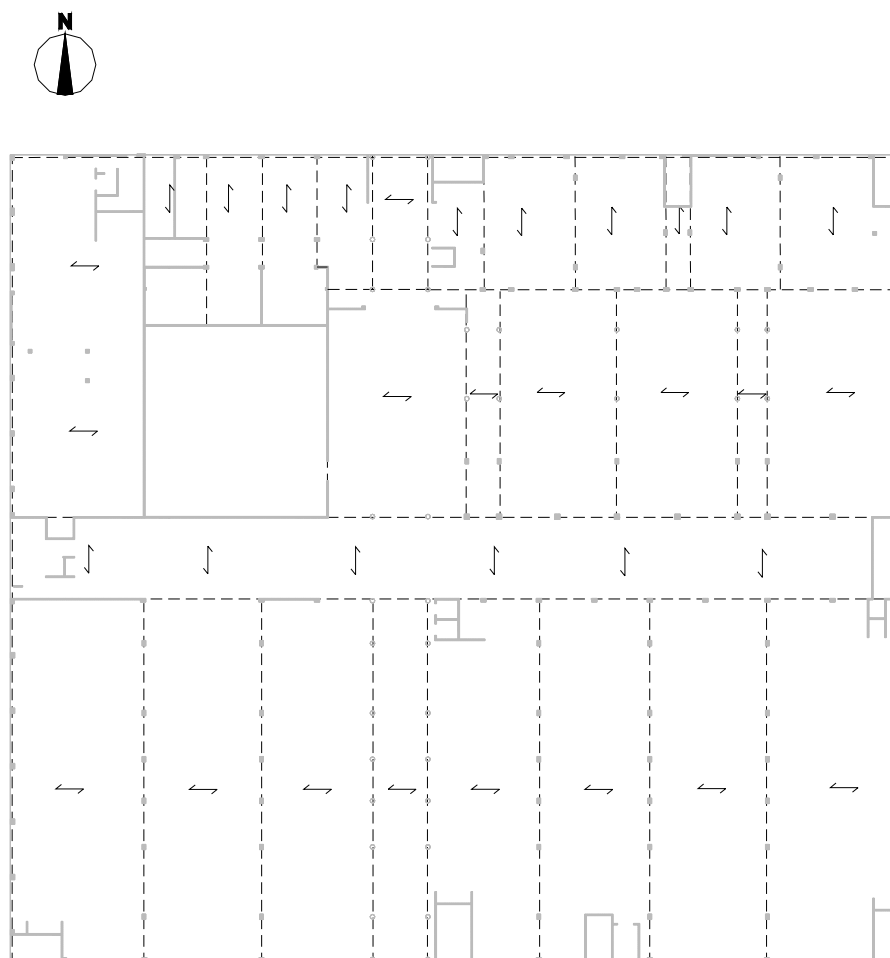
Figur 8-5: Principskitse af de bærende vægges forskudte placering.

For simpelhedens skyld afgrænses analysen af Kennedy Arkadens stabilitet til en enkelt etage, hvorved næste skridt er at fastlægge sammenspillet mellem søjler, bærende vægge og kerner på den aktuelle etage. På figur 8-6 vises en model af stueetagen, hvor ikke-bærende elementer er fjernet.



Figur 8-6: Stueetagen i Kennedy Arkaden, hvor søjler og stabiliserende kerner er vist.

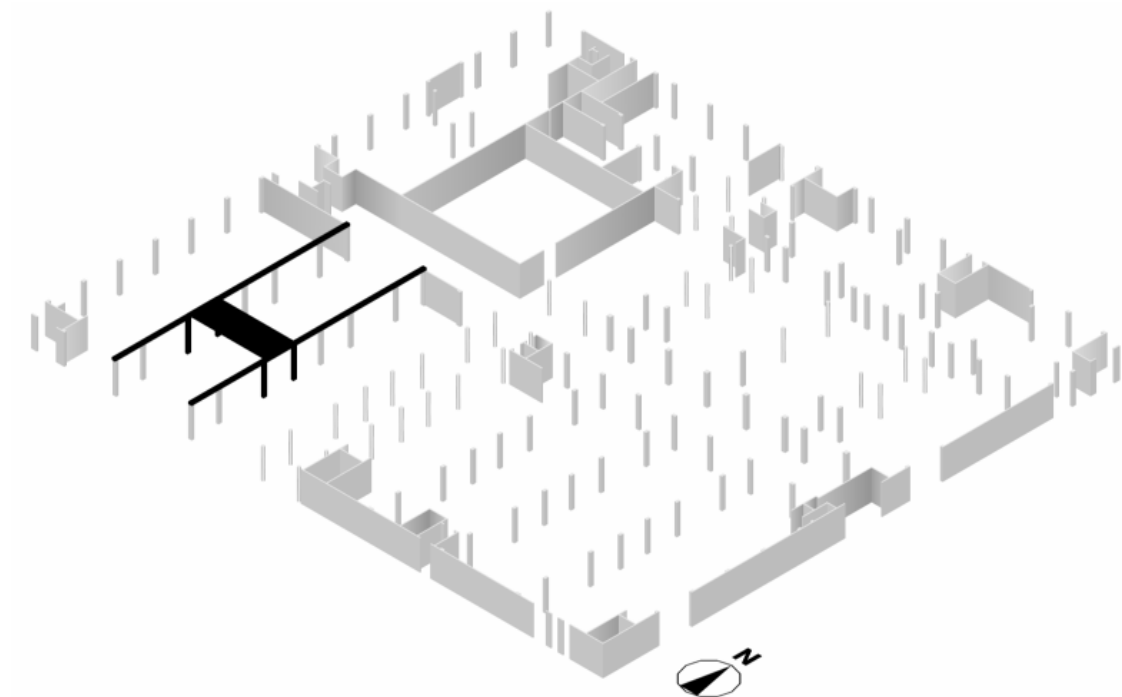
Ud fra figur 8-6 med placering af søjler og vægge for stueetagen er placeringen af bjælker vurderet og dermed også spændretningen på dækelementerne, da dækkene kun spænder i en retning, hvorved de skal understøttes på tværs af bjælker og søjler. Spændretningen på elementerne varierer på de enkelte etager, hvorved en fuldstændig bestemmelse af spændretninger er vigtig, da den har indflydelse på, hvordan kræfterne føres ned til fundamentet i bygningen. På figur 8-7 er søjler og spændretning af dækelementerne i stueetagen illustreret på en planskitse.



Figur 8-7: Planskitse af stueetagen. Spændretningen på dækelementerne er angivet med pile, hvorved bjælker i bygningen spænder henover søjlerne på tværs af elementernes spændretning.

I det følgende vises, hvordan kræfter optages i konstruktionen. Dette gøres ved, at forskellige relevante dele af stueetagen udvælges, hvorefter kraftpåvirkning for disse skitseres.

Indledningsvis vises, hvorledes lodrette laster optages i den valgte konstruktionsopbygning med bjælker og søjler. Der fokuseres på den markerede del på figur 8-8, hvor et dæk understøttes af bjælker og søjler.



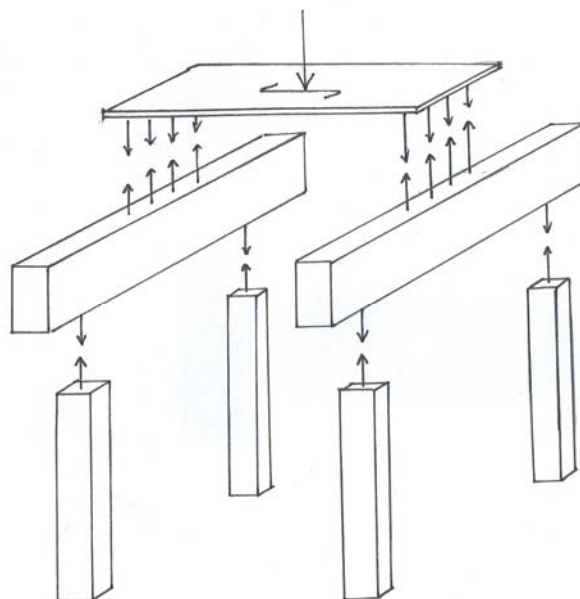
Figur 8-8: Stueetagen i Kennedy Arkaden, hvor den markerede del udvælges til nærmere analyse.

Den markerede kombination af søjler og bjælker i Kennedy Arkaden er vist på figur 8-9, som er et billede af loftkonstruktionen i butikken Cumani i Kennedy Arkaden.



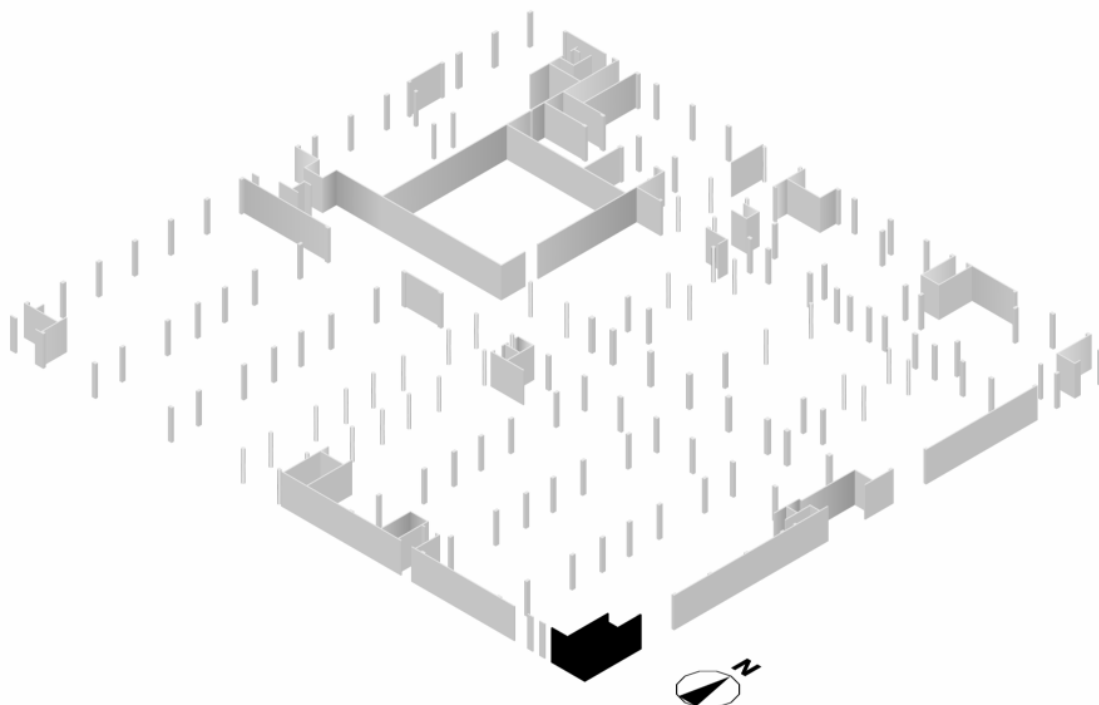
Figur 8-9: Loftkonstruktionen i butikken Cumani i Kennedy Arkaden.

Lodrette laster i form af nyttelast og egenvægt overføres ved pladevirkning fra det belastede dæk til bjælker, som er understøttet af søjler, som leder lasten ned til fundamentet, jf. figur 8-10, hvor spændretningens betydning for optagelsen af lodrette kræfter endvidere er illustreret.



Figur 8-10: Dæk optager lodrette laster ved pladevirkning og fordeler derefter lasten til bjælker, som understøtter dækkene på tværs af dækkets spændretning.

Den sidste del, analysen af Kennedy Arkadens stabilitet omhandler, er en afstivende kernes optagelse af vandrette kræfter. Der fokuseres på den markerede kerne på figur 8-11.



Figur 8-11: Stueetagen i Kennedy Arkaden, hvor den markerede del analyseres nærmere.

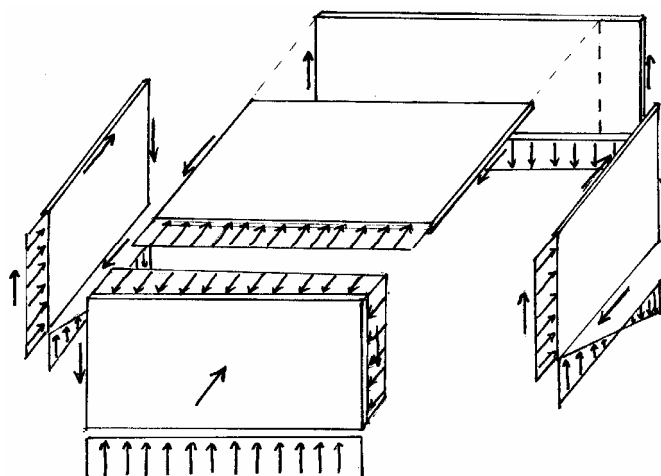
Den valgte kerne er vist på figur 8-12, som er et billede af Kennedy Arkadens sydøstlige hjørne, som svarer til den markerede kerne på figur 8-11.



Figur 8-12: Sydøstlige hjørne af Kennedy Arkaden med Jyllandsgade i baggrunden.

Vandrette laster på Kennedy Arkaden optages ved plade- og skivevirkning, og viderefører derefter lasten til etagedækkene, som optager lasten ved skivevirkning. Ydervægge parallelle med vindretning virker stabiliserende for bygningen. Ved vandrette laster har spændretningen på dækelementerne ikke betydning, da betondækket kan overføre forskydning til alle vægge.

I det følgende vises, hvordan en vandret kraft på den stabile kerne, jf. figur 8-11, optages ved plade- og skivevirkning, jf. figur 8-13.



Figur 8-13: Optagelse af vandret kraft i udvalgt kerne.

Det bemærkes, at last på et område af Kennedy Arkaden ikke fordeles til en kerne alene, men snarer fordeles efter stivhed til de nærmeste kerner. Derfor er figur 8-13 en stærk forenkling af virkeligheden.

Vurdering af konstruktionsudformningen

Det vurderes, at der med fordel er valgt at benytte søjler, bjælker og kerner som bærende elementer i bygningen frem for bærende vægge, da den valgte løsning medfører god fleksibilitet, der står i overensstemmelse med bygherrens ønsker.

Udførelsen af bærende elementer i beton medfører endvidere en god brandsikkerhed, da beton har en god brandmodstandsevne i forhold til mange andre konstruktionsmaterialer, hvorved det ikke forventes, at der kommer ekstraomkostninger i forbindelse med brandbeskyttelse af bygningen.

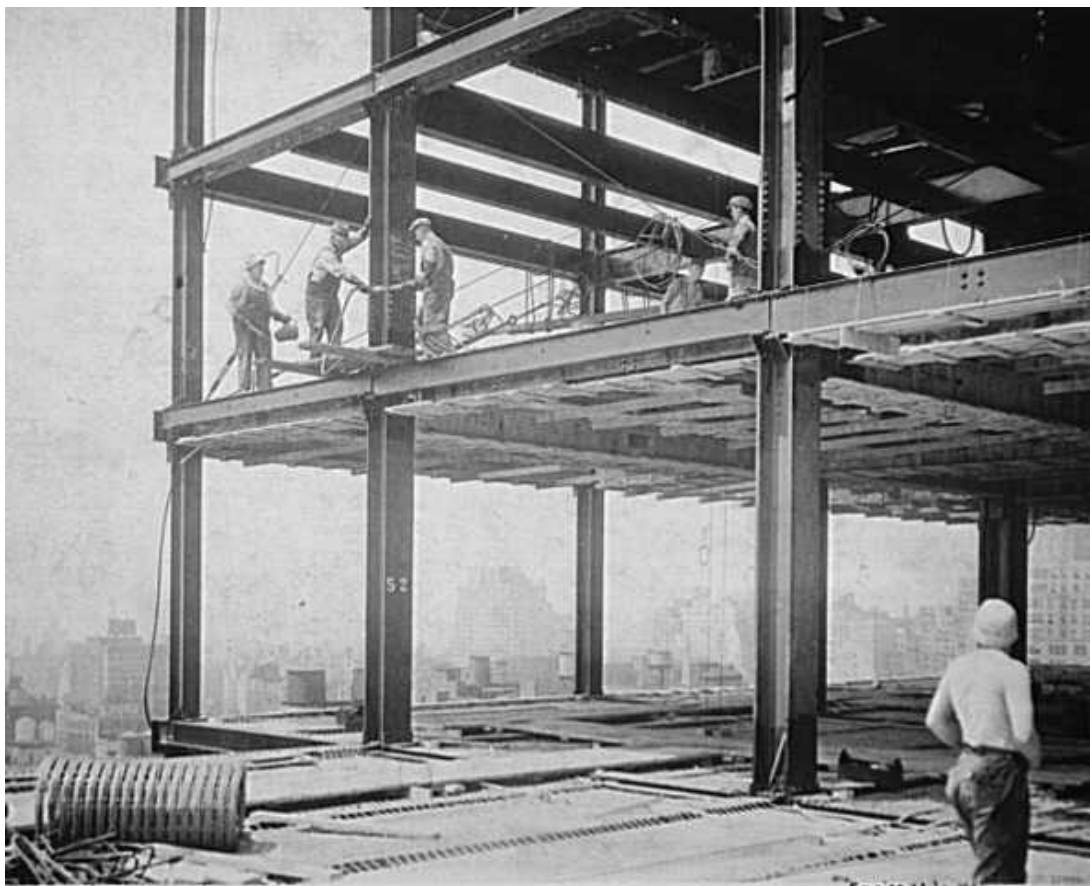
Fordelene ved valg af præfabrikerede elementer frem for in-situ støbte er, at byggetiden formentlig forkortes, da der sikres en mere ens kvalitet af de enkelte dæk og vægge.

8.2 Alternative stabilitetsforslag

I det følgende præsenteres alternative forslag til Kennedy Arkadens stabilitet og materialevalg, hvorefter forslagene vurderes i forhold til Kennedy Arkadens oprindelige opbygning.

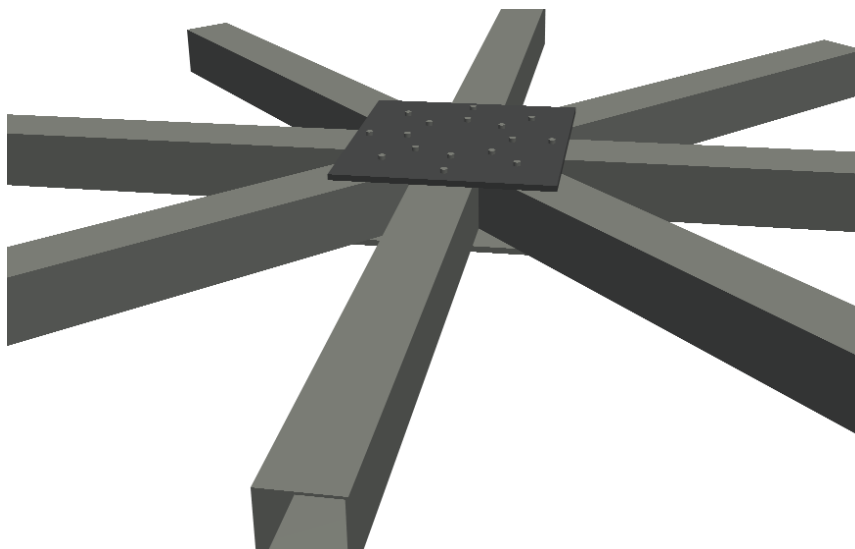
8.2.1 Beskrivelse af Arkadealternativ I

Alternativ I tager udgangspunkt i den nuværende opbygning af Kennedy Arkaden med søjle/bjælke systemer, tilkoblet stabile kerner. I dette alternativ udføres søjler, bjælker og dæk i stål, mens kernerne bibeholdes i beton. Opbygningen af de beskrevne elementer i stål er illustreret på figur 8-14, som er et foto af konstruktionsfasen af Empire State Building.



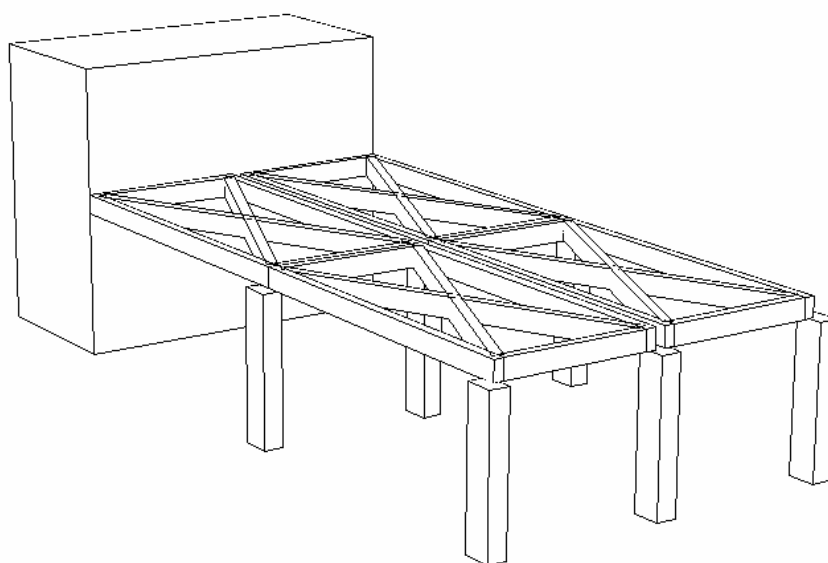
Figur 8-14: Foto af konstruktionsfasen af Empire State Building, som illustrerer princippet med søjler og bjælker udført i stål. [New York Public Library, 2005]

Stålopbbygningen af dæk udføres med tynde stålplader understøttet af et stålgritter, som tænkes samlet med enten bolte, som vist på figur 8-15, eller svejsninger. En ulempe ved boltesamlinger er, at de kræver stor præcision i montagearbejdet da det forventes, at elementerne leveres med huller. En stor ulempe ved svejsninger er, at de kræver uddannet personale på byggepladsen samt kontrol. Det forventes, at der både skal svejsninger og boltesamlinger til for at kunne udføre byggeriet i stål.



Figur 8-15. Principskitse af tænkte samlinger mellem stålgitrene, som understøtter dækkene.
Samlingen er lavet med bolte.

En rumlig opbygning af dækkene i stål er vist på figur 8-16, hvor bjælker og søjler udføres i stål, mens kernen, som stabiliserer systemet, udføres i beton.



Figur 8-16. Principskitse af en etageadskillelse i alternativ I. Kernen er udført i beton, mens resten af konstruktionen skal udføres i stål.

Hvis der kræves store spænd kan der anvendes vandrette gitterkonstruktioner til at understøtte dækket, jf. figur 8-17, som er et billede af opførelsen af World Trade Center.



Figur 8-17: Illustration af princippet med stålgitre. [NIST, 2005]

Stabilitet af alternativ I

Grundlæggende antages det statiske system at virke tilsvarende det statiske system i afsnit 8.1, hvorved etageadskillelserne virker på samme måde som vindkryds, hvor de vandrette laster overføres gennem trækstængerne. Etagedækkene er understøttet af søjler og kerner, hvor søjlen er forbundet til etagedækket med charniere, imens kernen er indspændt til fundamentet.

Vurdering af alternativ I

Det vurderes, at opbygningen i stål ikke er fordelagtig i forhold til en tilsvarende opbygning i beton, hvilket blandt andet er vurderet på baggrund af bygningens brandsikkerhed. Stålkonstruktioner er følsomme overfor kraftige temperaturstigninger i forbindelse med brand, hvorved de skal brandbeskyttes med enten gipsforskalling eller brandhæmmende maling, hvilket gør konstruktionen dyr. Det vurderes, at den nødvendige brandbeskyttelse sammenholdt med stålprisen i forhold til betonprisen gør alternativ I dyrere end en tilsvarende opbygning i beton.

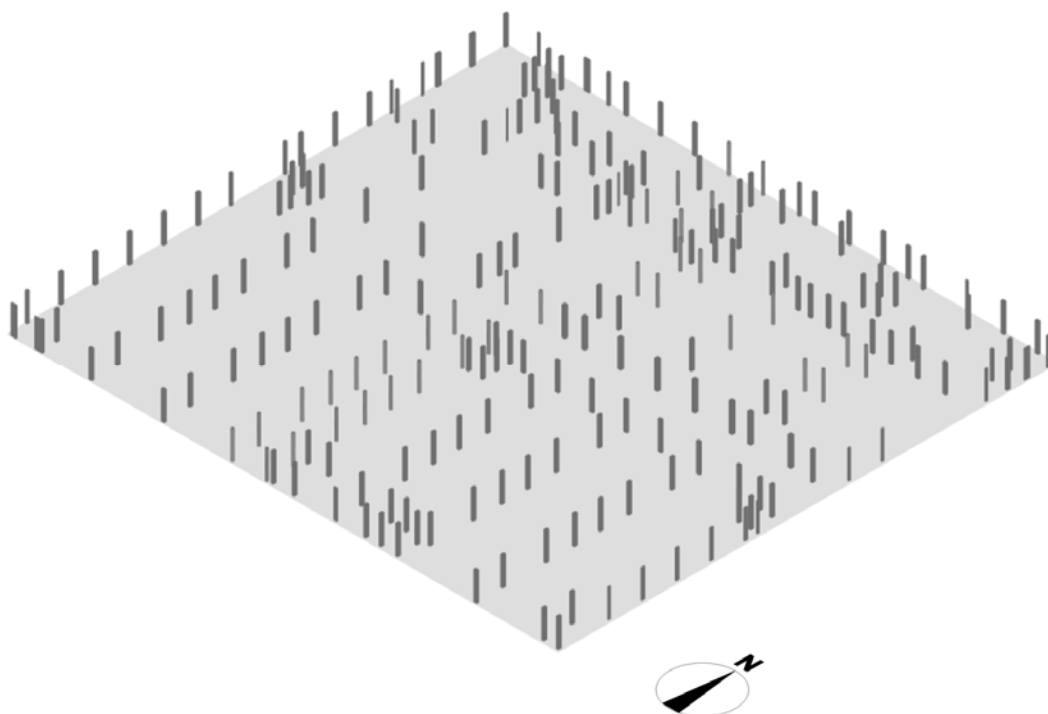
Desuden skal bjælke/søjlesystemet samles med bolte- og svejsesamlinger. Dette kræver, at systemet samles på byggepladsen, hvilket specielt med hensyn til svejsning er tidskrævende og uøkonomisk i

forhold til anvendelse af præfabrikerede betonelementer. Der vurderes, at en fordel ved stål er længere spændvidder, da stål har højere styrke end beton. Spændvidden øges endvidere med stål, hvis der benyttes gitter konstruktioner.

For at sikre stabiliteten i alternativ I skal der sandsynligvis benyttes vindkryds for at sikre stabiliteten eller rammer med stålplader i. Nødvendigheden af vindkryds er ikke behandlet nærmere i dette alternativ.

8.2.2 Beskrivelse af Arkadealternativ II

I dette alternativ er det valgt at undersøge bygningens stabilitet ved at erstatte alle de stabiliserende kerner med indspændte søjler, jf. figur 8-18. Desuden er der i dette alternativ anvendt søjler og plader i beton, da stål er fundet uhensigtsmæssig som byggemateriale i Kennedy Arkaden. Det bemærkes, at det kan give funderingsproblemer med at indspænde søjlerne på grund af deres højde. Dette forstærkes på grund af de bløde funderingsforhold, der forefindes på grunden, jf. Appendiks I, der kan medføre vanskeligheder i forhold til indspændingen.

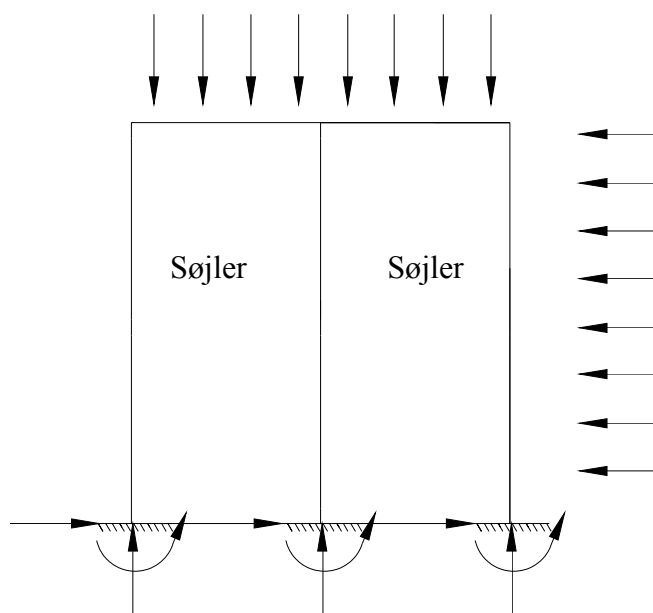


Figur 8-18. Kerner i den oprindelige bygning erstattes med søjler i alternativ II.

Da bygningen stadig skal have det samme antal trappeskakter udformes den stadig med nogle stabiliserende kerner, da trappeskakter skal have en vis bæreevne, hvorved de skal udformes som kerner. Dertil kommer biografsalenes vægge, der formentlig skal udformes så tykke, at de er lydisolerende. Det kan være, at de derfor stadig skal udformes af beton og de kunne derfor benyttes som bærende vægge. Ifølge [SBI189, 1999] skal betonvægge være 250mm tykke for at opfylde alle krav til lyd-isolering

Stabilitet af alternativ II

Den grundlæggende stabilitet er tilsvarende Kennedy Arkadens nuværende system, hvor stabiliserende kerner er erstattet med indspændte søjler, som er momentstive i forhold til fundamenterne, hvorved vandrette kræfter kan overføres til disse, jf. figur 8-19.



Figur 8-19: Principskitse af det statiske system for alternativ II.

Vurdering af alternativ II

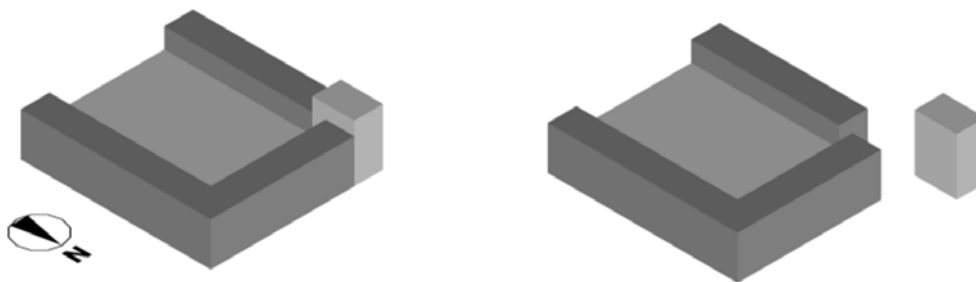
Kernerne erstattes delvist af indspændte søjler, der skal overføre vandrette laster til fundamentet, hvorved søjledimensionerne bliver større end i det oprindelige forslag. Desuden er der ikke-bærende vægge i dette alternativ, hvorved vægdimensionerne bliver mindre. Valget mellem de to opbygninger i beton kan derfor afhænge af anlægstekniske hensyn, idet dette alternativ II sandsynligvis kræver, at hele bygningen skal in-situ støbes.

Med hensyn til brandsikkerhed, er dette alternativ lige så godt som Kennedy Arkadens, da materialevalget er bibeholdt i beton.

8.3 Afgrænsning af analyse

Ud fra vurdering af de ovenfor opstillede forslag, vælges det oprindelige forslag for stabilitet og materialevalg, der består af stabiliserende kerner og søjler udført i beton. Alternativ I fravælges, idet det vurderes for uøkonomisk at udføre konstruktionen i stål, mens alternativ II fravælges på grund af udførelsesmetoden, idet den skal in-situ støbes. Ved alternativ II forventes der yderligere kraftige fundamenter.

I det følgende afgrænses analysen til kun at omhandle det nordvestlige hjørne af Kennedy Arkaden. Denne bygningsdel er to etager højere end resten af Kennedy Arkaden og kaldes herefter ”tårnet”, jf. figur 8-20.



Figur 8-20: Skitse af Kennedy Arkaden, hvor tårnet afmonteres.

I forbindelse med denne afgrænsning redegøres for overvejelser og konsekvenser ved at betragte tårnet som en selvstændig bygning.

Tårnet er en del af en samlet bygning og på grund af, at tårnet er to etager højere end resten af Kennedy Arkaden, er det kun de to øverste etager, der påvirkes af vind på alle sider. De resterende etager påvirkes kun af vindlast på to sider.

Da tårnet og Kennedy Arkaden reelt er én bygning, skal der endvidere tages hensyn til, hvilke laster tårnet dimensioneres for. De bærende elementer i tårnet må nødvendigvis ikke kun understøtte selve tårnet, men også en del af resten af Kennedy Arkaden. Det bemærkes, at ingen dæk på den resterende bygning ligger af på tårnet, jf. figur 8-7.

Sideløbende med vurdering af laster på tårnet må tårnets stivhed klarlægges. Her tænkes specifikt på sammenbygningen af de forskellige etager med resten af Kennedy Arkaden, som medfører ekstra stivhed og stabilitet i forhold til, hvis tårnet betragtes isoleret fra resten af bygningen. Denne ekstra stivhed ved sammenbygning medtages ikke i den følgende analyse af tårnet, hvorved problemstillingen vedrørende tårnet er væsentligt forenklet. Det kræver en større analyse af Kennedy Arkaden for at vurdere om denne forenkling er på den sikre side, da det afhænger af tårnets udnyttelse af resten af bygningens stabilitet og omvendt.

Vindlasten fordeles ligeledes ved en kompleks stivhedsfordeling, men i det følgende fordeles kun den del af vindlasten, der virker på selve tårnet til tårnets bærende elementer, hvorved der ses bort fra den komplekse stivhed af hele Kennedy Arkaden. Vindlasten fordeles i tårnet efter de bærende vægges stivhed og vil derfor vride om tårnets forskydningscenter.

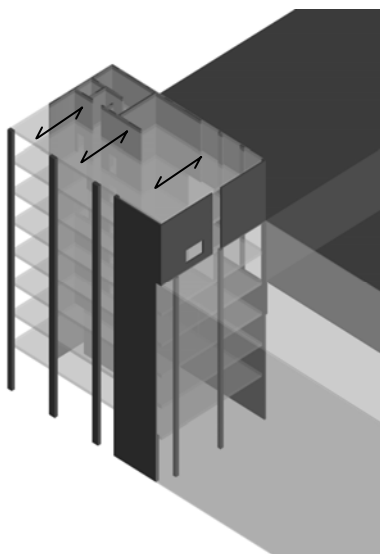
I det følgende analyseres og vurderes tårnets stabilitet ud fra ovenstående overvejelser.

8.4 Stabilitet af tårn

I det følgende redegøres for stabiliteten af tårnet med den oprindelige opbygning. Senere redegøres for stabiliteten af to alternativer til placering af de bærende elementer i tårnet. Herudover redegøres for de bærende elementer i det 8 etager høje tårn, hvor kræfternes vej ned til fundamentet beskrives.

8.4.1 Beskrivelse af tårnet

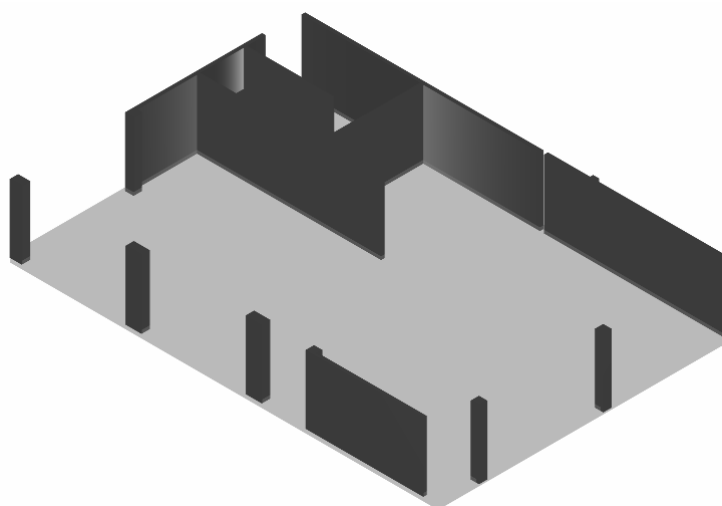
Tårnet har samme opbygning fra stueetagen og op til 5. etage. 6. og 7. etage har en anden opbygning af de bærende elementer. Forskellen i opbygningen af de bærende elementer skyldes, at tårnet i bygningens første seks etager er sammenbygget med resten af bygningen, imens den står frit i de øverste to etager, jf. figur 8-21.



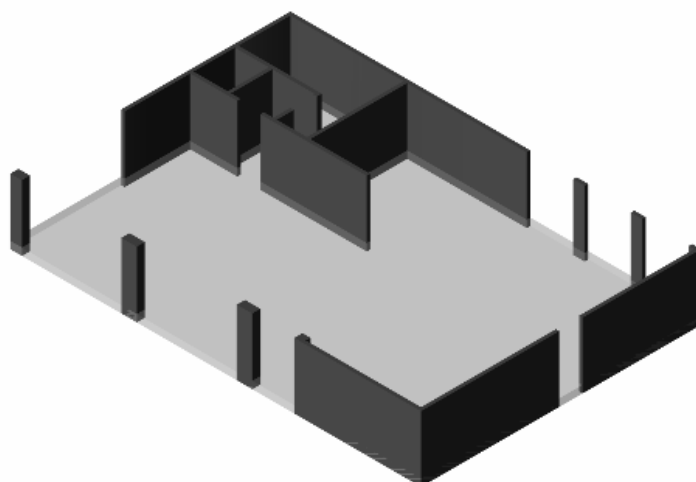
Figur 8-21: Opbygning af bærende elementer i tårnet samt spændretning af etagedæk.

Forskellen i opbygningen ses på figur 8-21, hvor der i den sydlige del af tårnet er placeret en ydervæg i 6. og 7. etage, som erstattes af søjler fra 5. etage og ned efter. Endvidere illustrerer figur 8-21 dækelementernes spændretning.

Opbygningen af de bærende elementer i tårnet er for stueetagen og op til 5. etage vist på figur 8-22, imens den for 6. og 7. etage er vist på figur 8-23.

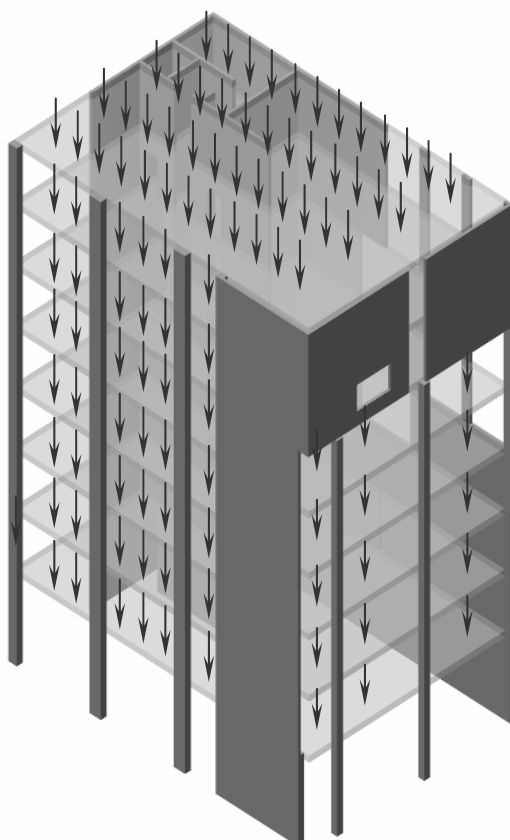


Figur 8-22: Opbygning af bærende elementer fra stueetage til 5. etage.



Figur 8-23: Opbygning af bærende elementer på 6. og 7. etage.

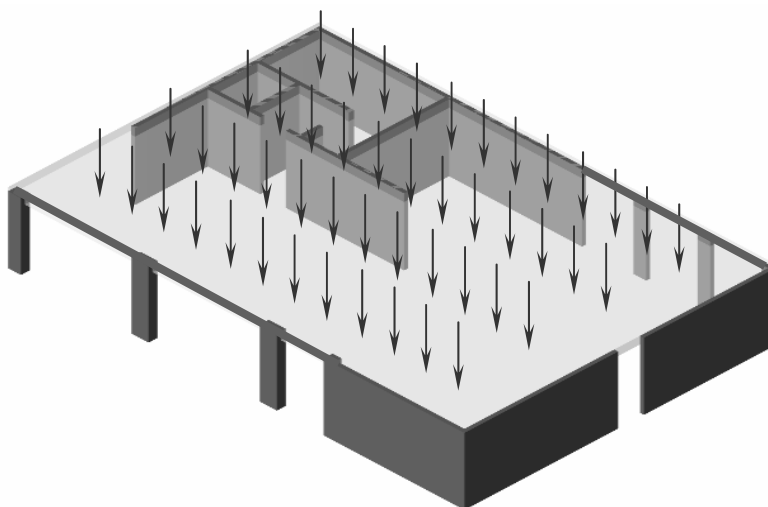
Tårnet påvirkes af lodrette laster i form af egenlast, snelast, og nyttelast, jf. figur 8-25. Tårnet påvirkes også af en lodret vindlast i form af et sug og træk.



Figur 8-24: Lodrette laster på tårnet.

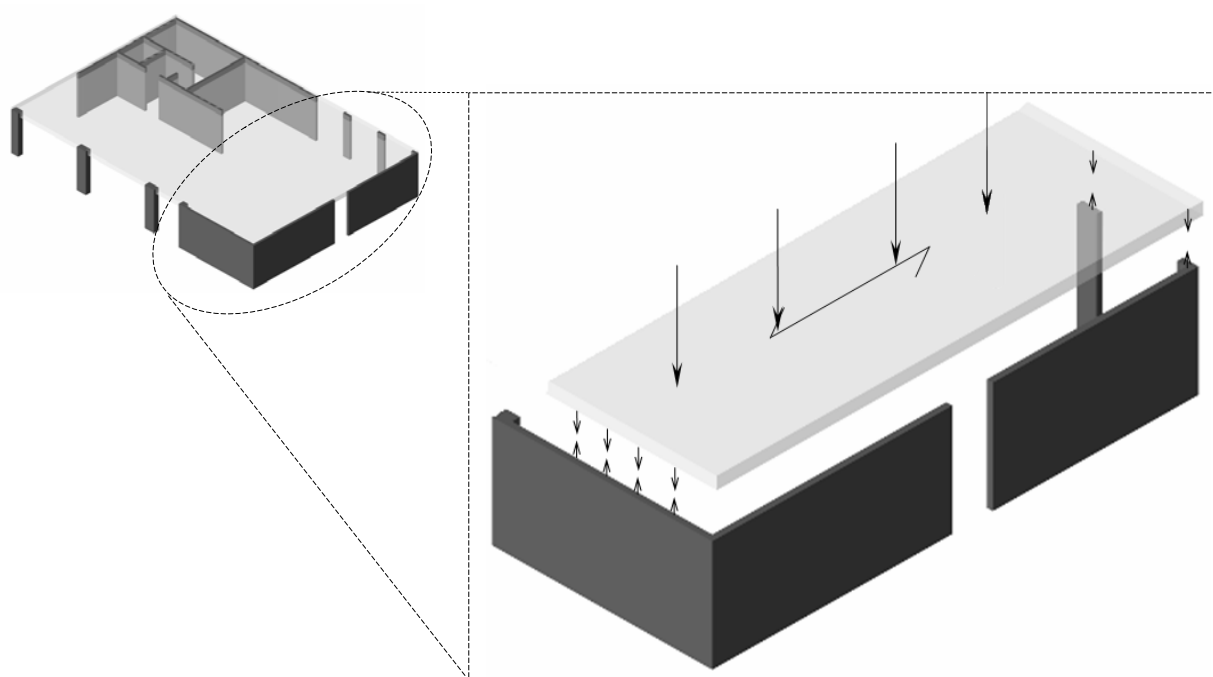
De lodrette laster overføres til fundamentet via de bærende elementer i form af vægge og søjler.

I det følgende fokuseres på en etage, hvor der redegøres for stabiliteten af bygning under påvirkning af lodret last, jf. figur 8-25.



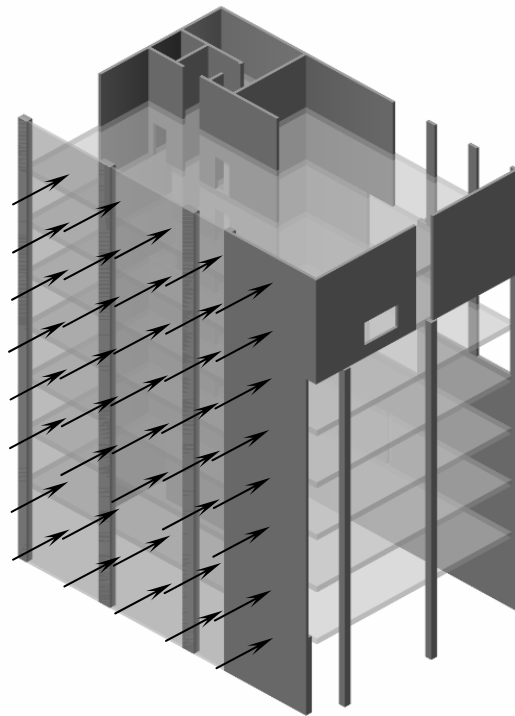
Figur 8-25: Lodrette lasters vej mellem 6. og 7. etage.

De lodrette laster, virkende på etagedækket, overføres ved pladevirkning til de underliggende bjælker, som derefter viderefører lasterne til søjler og vægge, jf. figur 8-26.



Figur 8-26: Spændretningen viser, hvor lasterne overføres.

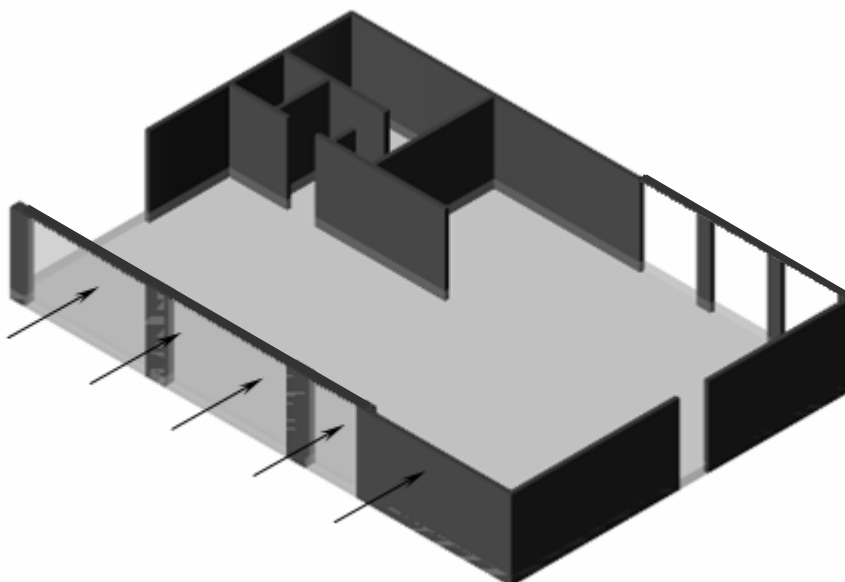
Udover de lodrette laster er tårnet påvirket af vandret last i form af vindlast, jf. figur 8-27.



Figur 8-27: Vandret last på tårnet.

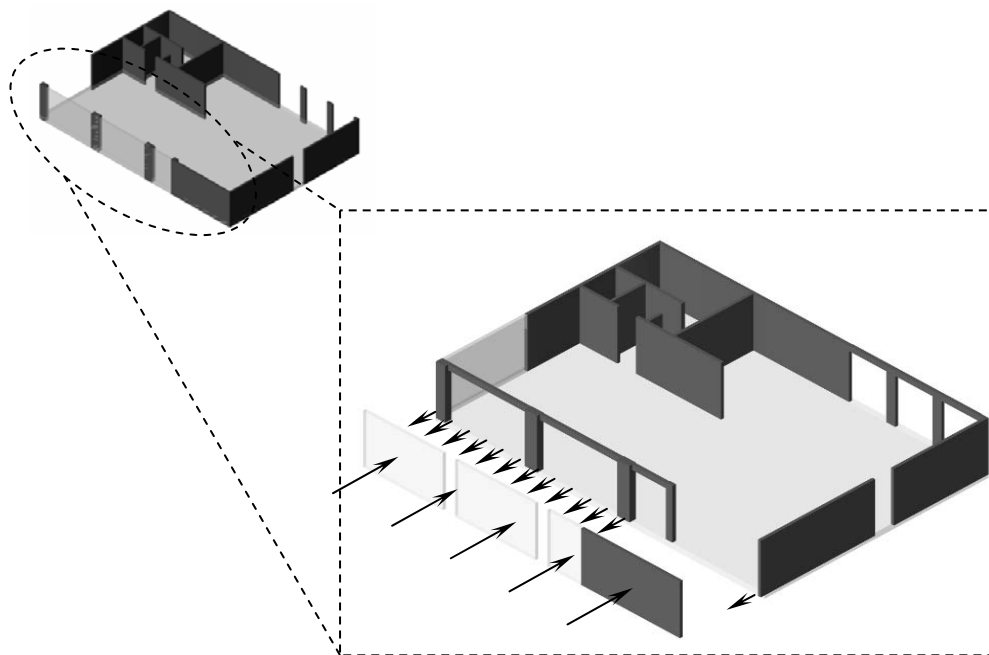
De vandrette laster overføres til fundamentet via etagedæk, ydervægge og stabiliserende kerner.

Der er i det følgende redegjort for stabiliteten af 6. etage, jf. figur 8-28. De resterende etager virker på samme måde som 6. etage.



Figur 8-28: Vandret last på 6. etage.

Ydervæggene fører den vandrette last ind til dækkene ved pladevirkning og videre til kernen og de bærende vægge. Det bemærkes, at samlingerne ligeledes har betydning for fordelingen af laster. På figur 8-29 er situationen med lodret armering og derfor fordeles lasten kun til dækket over og under væggene.



Figur 8-29: Vandrette laster overføres ved pladevirkning til etagedækkende.

Fordelingen af last til elementerne er så kompleks, at det kræver en nærmere analyse for at bestemme den korrekte fordeling. Denne fordeling beregnes i kapitel 9, hvor alle forudsætninger beskrives.

I det følgende opstilles to alternative forslag til tårnets opbygning af bærende elementer. Det efterfølgende afsnit behandler udelukkende opbygningen af de to alternativer og ikke kræfternes vej, da denne er den samme som beskrevet ved den oprindelige opbygning af tårnet.

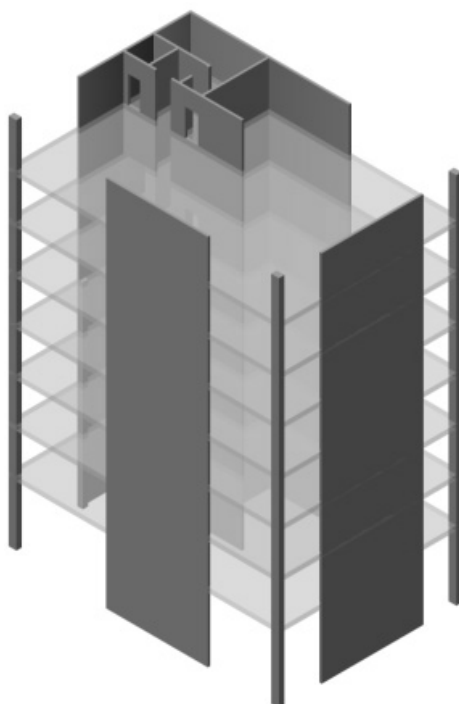
Afslutningsvis vurderes de tre forslag til opbygning af tårnet, hvorefter der udvælges en model, som bruges i den videre dimensionering.

8.5 Alternativer til stabiliteten af tårnet

Dette afsnit omhandler to alternative forslag til opbygningen af de bærende elementer i tårnet for at vurdere, om der kan laves en bedre konstruktionsmæssig løsning.

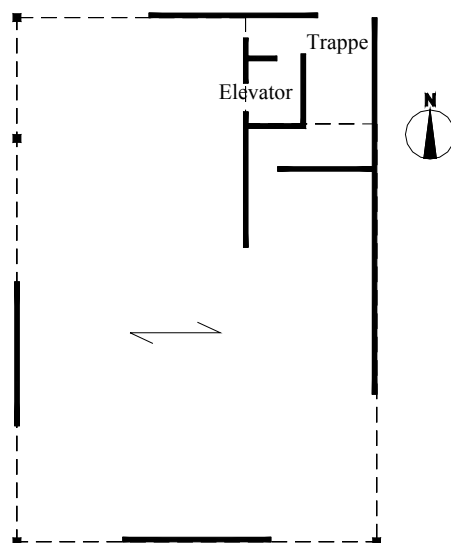
8.5.1 Beskrivelse af tårnalternativ I

Alternativet tager udgangspunkt i den oprindelige opbygning, hvor den stabiliserende kerne er bibeholdt. Ændringen består i placeringen af en væg frem for de to søjler i den sydlige del af tårnet. Endvidere er væggen i den vestlige facade flyttet ind mod midten af facaden, jf. figur 8-30. Opbygning vælges ens gennem alle etager. Dette forslag har mere væg mod i den sydlige ende samt den vestlige, hvilket vurderes at flytte forskydningscentret længere mod midten. Hvilket kan give en bedre spændingsfordeling end det tidligere forslag.



Figur 8-30: Rumlig skitse af alternativ I.

Spændretningen er illustreret på figur 8-31.



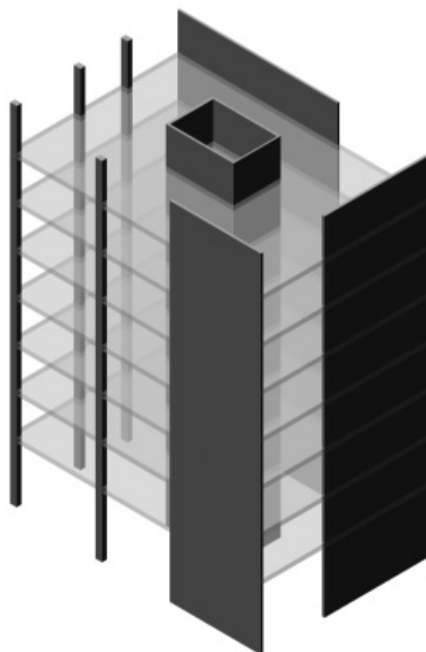
Figur 8-31: Etagedækkenes spændretning for alternativ I.

De lodrette laster består blandt andet af nyttelast, egenlast, snelast og vindlast. Disse videreføres ved pladevirkning i etagedækkene ud til de syd-nordgående vægge og herfra ned til fundamentet ved skivevirkning. Derved opstår der friktion mellem vægge parallelle med spændretning med vægge vinkelrette på spændretningen. Desuden føres de lodrette laster fra elevator og trapper så vidt muligt ud i de øst vestgående vægge.

De vandrette laster er blandt andet vindlast og vandret masselast. Vindlasten føres ved pladevirkning videre ind i konstruktionen. Herfra føres lasten videre til fundamentet ved skivevirkning. Vandret masselast føres ved skivevirkning i dækkene ud til væggene.

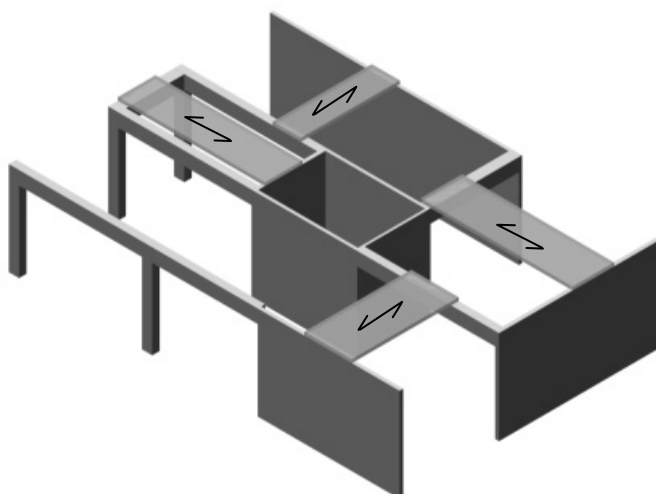
8.5.2 Beskrivelse af tårnalternativ II

Dette forslag tager udgangspunkt i en flytning af den stabiliserende kerne. I dette tilfælde vælges det at placere den midt i rummet, hvilket gøres for at se om denne relativt store forandring skaber stor forskel i spændingsfordelingen, der beregnes i kapitel 9. Den rummelige situation af alternativet er skitseret på figur 8-32.



Figur 8-32: Rumlig skitse af alternativ II.

Dækkene i dette forslag har forskellige spændretninger, jf. figur 8-33. Denne løsning er udførelsesmæssig svær at lave, men statisk er det en god løsning, da alle vægge får en lodret last.



Figur 8-33: Spændretning.

De lodrette og vandrette laster fordeles som de to foregående løsningsforslag.

8.6 Vurdering af analyse

Ud fra ovenstående analyse af Kennedy Arkaden er der fundet frem til, at den nuværende opbygning er en hensigtsmæssig løsning, hvor der med fordel er anvendt betonelementer.

Endvidere er der foretaget en afgrænsning af projektet, som fremover kun omhandler tårnet i den nordvestlige del af Kennedy Arkaden.

Tårnets opbygning er analyseret, hvor der specielt har været fokus på bærende elementer og deres betydning for tårnets stabilitet.

Der er endvidere i de to alternativer til tårnet flyttet på placeringen af bærende elementer i denne bygningsdel. Denne flytning er foretaget for at finde en hensigtsmæssig opbygning af tårnet og ikke mindst for at belyse betydningen af bærende elementers placering i forhold til konstruktionens forskydningscenter. For at kunne foretage denne vurdering på et sagligt grundlag må der nødvendigvis foreligge en skitseprojektering, hvor ovenstående problemstilling belyses.

9

SKITSEPROJEKTERING

I det følgende kapitel skitseprojekteres de tre forslag til udformningen af tårnet ud fra blandt andet spændinger i jordniveau, udførelse, robusthed og flugtveje. Målet er at analysere hvert forslag således, at der afslutningsvis kan foretages en kvalificeret vurdering af det bedst egnede forslag.

I det følgende kapitel er forudsætninger, der er generelle for de tre forslag, samlet.

9.1 Beregningsforudsætninger

Det samlede vægareal i de tre forslag er ens. Denne forudsætning er foretaget for at få et tilfredsstillende sammenligningsgrundlag for de tre modeller.

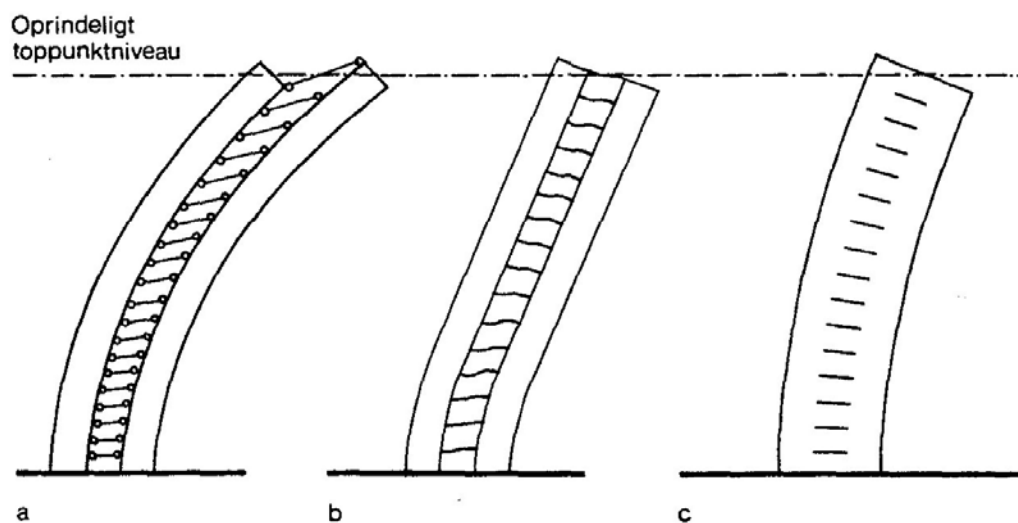
De tre forskellige opbygninger er alle statisk ubestemte skivekonstruktioner, hvorved det kan vælges at gennemføre beregningen med en nedreværdi- eller en øvreværdimetode. I det følgende vælges det at benytte en nedreværdiløsning, da dette er på den sikre side. Ved en nedreværdimetode kan kræfterne fordeles efter to metoder, hvor den første er ved en plastisk fordeling, mens den anden er en elastisk fordeling.

Ved en plastisk fordeling fordeles kræfterne ud på de ønskede vægge, hvorom det skal sikres, at den benyttede fordeling er i ligevægt. Såfremt ligevægten er opfyldt, er der tale om statisk tilladelig kraftfordeling, hvormed løsning er en nedreværdi.

Ved en elastisk fordeling er fordelingen af kræfter proportional med udbøjninger for de enkelte elementer, hvorved kræften fordeles efter stivheder. En fordeling efter stivhed sikrer, at ligevægten er opfyldt, hvorved det er en statisk tilladelig fordeling, der desuden er et kinematisk tilladeligt flytningsfelt. Dette er kun gældende indtil der opstår flydning, hvorved kræfterne omlejres.

I det følgende vælges det at benytte en elastisk fordeling, da det vurderes, at denne metode sikrer en fornuftig og realistisk fordeling af kræfter, hvorved der kan foretages en bedre vurdering af de forskellige alternative opbygninger.

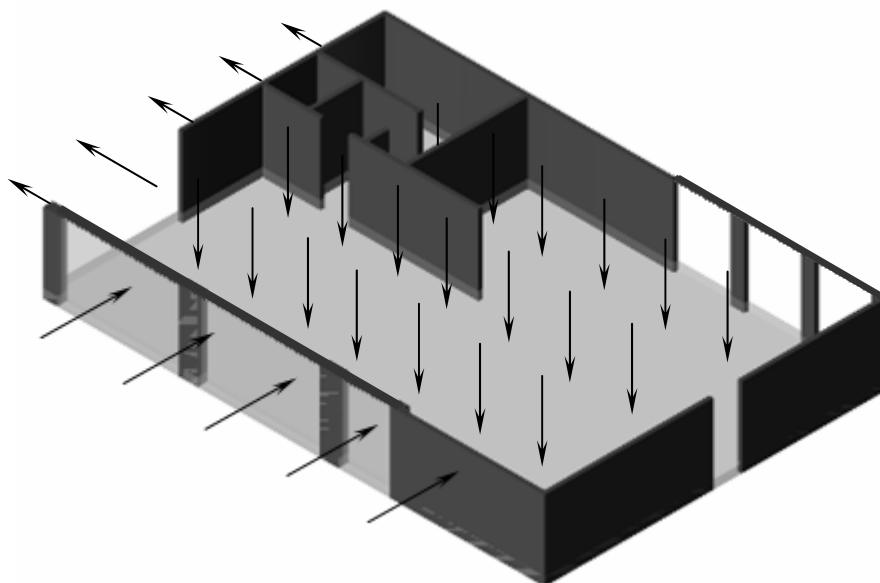
Alle dørbjælker antages at være helt slappe, hvilket er på den sikre side, idet normalspændingerne i jordniveau er større end for bygning med helt stive dørbjælker. Bygninger med helt stive dørbjælker har større stivhed end bygninger med helt slappe dørbjælker, jf. figur 9-1, hvor tilfælde a er helt slappe dørbjælker, tilfælde b er en mellemting, mens tilfælde c er helt stive dørbjælker. Det bemærkes, at dørbjælker udføres som stive, men virkeligheden er ofte et sted mellem helt slappe og helt stive, dette svarer til tilfælde b på figur 9-1.



Figur 9-1: Stivheden for en bygning med slappe dørbjælker og en bygning med stive dørbjælker.
[SBI anvisning 115, 1979]

Da de betragtede forslag alle har usymmetrisk placerede vægge, skal der tages hensyn til vridning ved at føre alle vandrette laster over i tårnets forskydningscentreret.

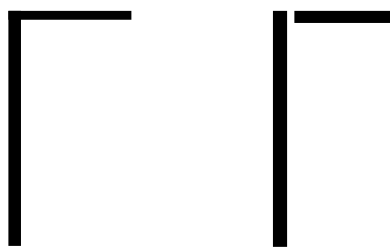
De vandrette laster fordeles efter stivhed, når konstruktionen regnes vridningspåvirket. Endvidere regnes der med fiktive lodrette og vandrette laster på henholdsvis 5 kN/m^2 pr. etage og 1 kN/m^2 på to på hinanden vinkelrette facader, jf. figur 9-2. Det bemærkes, at den vandrette last betragtes som et lasttilfælde, hvor tryk på den ene facade medfører sug på den anden, hvilket kan sammenlignes med vindlast.



Figur 9-2: Laster på en etage.

Dækkene antages at være helt stive med hensyn til vandrette deformationer, hvilket ofte antages ved bygninger højere end 4 etager [SBI anvisning 115, 1979]. Dette betyder, at der ikke kommer deformationer i dækkene på grund af vindpåvirkningen på bygningen. Denne antagelse bygger på Bernoullis sætning om at plane tværsnit forbliver plane på bjælkeaksen. Denne antagelse er god, når højde/bredde er større end 5, da tårnet betragtes som en udkraget bjælke.

Samlingen mellem vægge vinkelrette på hinanden kan betragtes som enten sammenhængende eller adskilte. Dette er illustreret på figur 9-3, hvor de to vægge til venstre hænger sammen, mens de to til højre er adskilte.

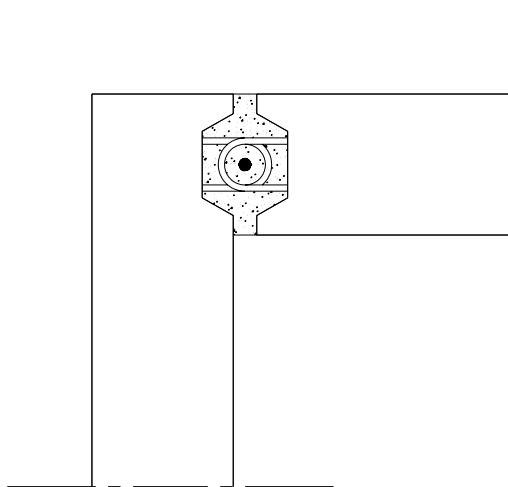


Figur 9-3: Planskitse af vægprofiler.

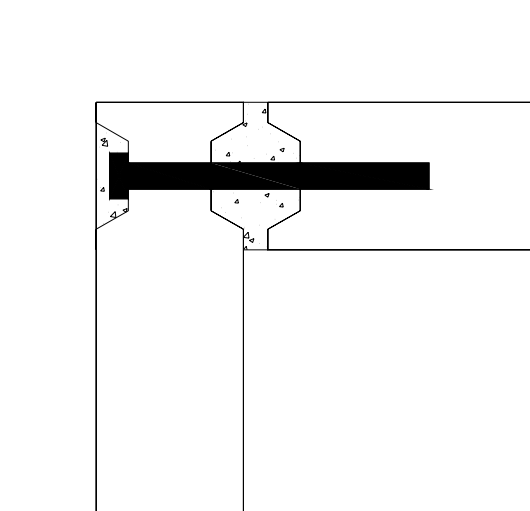
Den overordnede forskel på de to løsninger er udformningen af samlingen mellem væggene. Typen af samlingen bestemmes ud fra størrelsen af forskydningskraften, som samlingen skal overføre. Løsningen til venstre anvendes ved konstruktioner, hvor der er krav til, at samlingen skal overføre

forskydningskraft, imens løsningen til højre anvendes ved konstruktioner, der ikke skal overføre forskydning. Det skal dog bemærkes, at en glat fuge kan overføre lidt forskydning.

For at løsningen til venstre er mulig, skal samlingen kunne overføre forskydning mellem de to vægge. Afhængig af lasten kræver dette armering samt en fortandet fuge mellem de to vægge. En mulig udformning af denne samling er skitseret på figur 9-4, hvor der er anvendt u-bøjler i samlingen. En alternativ udformning er en boltesamling i stedet for u-bøjler, jf. figur 9-5.

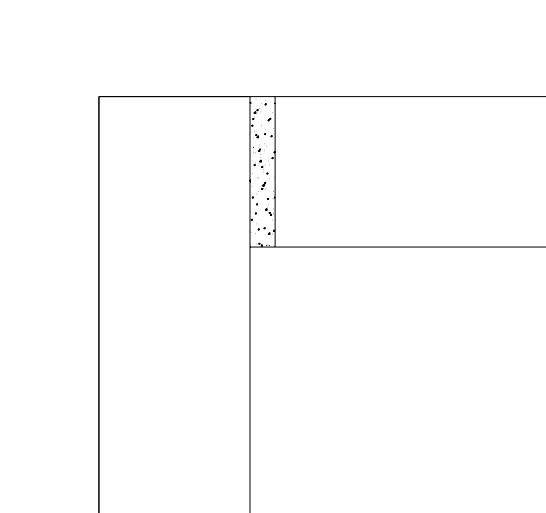


Figur 9-4: Plan snit i samling, der kan overføre forskydning.



Figur 9-5: Plan snit i samling, boltesamling.

Væggene til højre på figur 9-3 har ikke særlige krav til samlingen mellem de to vægge. Skal samlingen ikke kunne overføre forskydning, kan samlingen udformes som skitseret på figur 9-6, hvor der er en dilatationsfuge mellem elementerne.



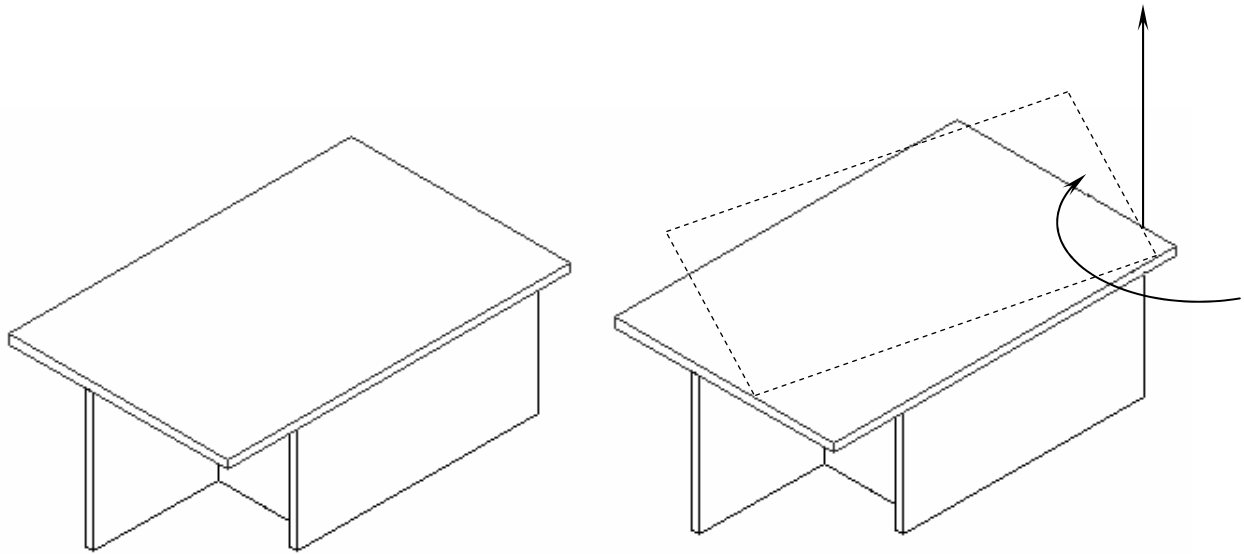
Figur 9-6: Plan snit i samling, der ikke kan overføre forskydning.

For at vise forskellen i stivhed mellem de to samlinger er inertimomentet beregnet for væg 2 på figur 9-15. Resultatet er vist i tabel 9-1 for x- og y-retningen.

Tabel 9-1: Inertimomenter for væg 2 på figur 9-15.

Samling:	$I_x \text{ [m}^4\text{]}$	$I_y \text{ [m}^4\text{]}$
Forskydningsoverførende	7,77	2,27
Ikke forskydningsoverførende	2,85	0,42
Forhold:	1: 2,7	1: 5,4

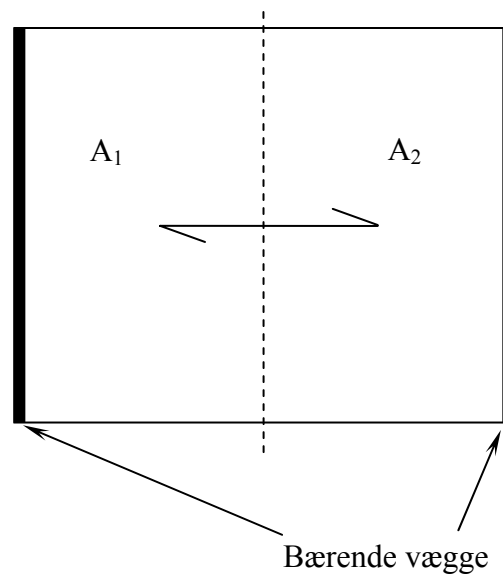
For at kunne regne de ikke forskydningsoverførende vægges inertimoment som et samlet bidrag stilles der krav til samlingen mellem vægge og dæk. Denne samling skal kunne overføre forskydningskræfter fra dæk til væg, som vist til venstre på figur 9-7. Tilfælde, hvor dækket ikke kan overføre forskydningskræfter, er skitseret til højre på figur 9-7, hvor det ses, at dækket glider henover væggene.



Figur 9-7: Til venstre er væg 2 på figur 9-15 vist med forskydningsoverførende samling mellem dæk og vægge og til højre er den samme væg vist, hvor den ikke er forskydningsoverførende.

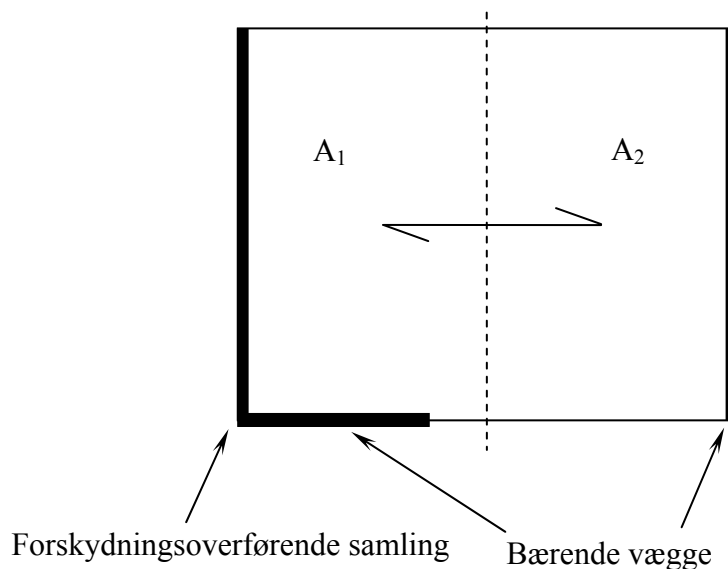
Ved at regne alle samlinger forskydningsoverførende vurderes det, at beregningerne giver det bedste overlag af virkelighedens spændingsfordeling.

Fordeling af den lodrette last sker ved at antage, at dækkene er simpelt understøttet af væggene. Etagedækkene, påvirket af den lodrette last, fordeler lasten ud til de bærende vægge/søjler, ved areal fordeling og spænderetning, jf. figur 9-8. Dette er en statisk tilladelig kraftfordeling, og det er derfor på den sikre side.



Figur 9-8: Lastfordeling ved arealprincippet.

Princippet, hvorpå den lodrette last fordeles ud til vægprofiler, er lidt mere kompliceret, idet der indgår nogle forskydningsoverførende samlinger, jf. figur 9-9.



Figur 9-9: Lastfordeling til vægge med forskydningsoverførende samlinger

Ved forskydningsoverførende samlinger kommer der en kraftfordeling i vægge parallelle med spændretning, hvilket er illustreret på figur 9-11.

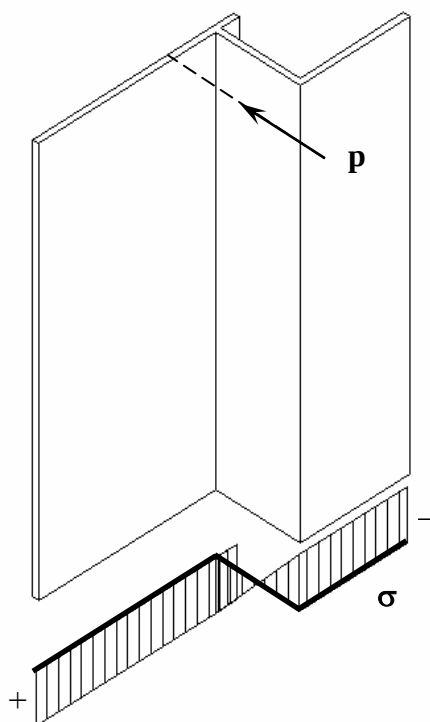
Der er ikke undersøgt, hvorledes lasten fra elevator og trapper føres ud i væggene, og derfor er der i dette afsnit ikke beregnet last fra disse.

9.2 Bestemmelse af spændinger

I dette afsnit bestemmes normalspændingsfordelingen fra de vandrette og de lodrette lastpåvirkninger for de tre opbygninger ved jordniveau. Først redegøres for fremgangsmåden anvendt til bestemmelse af normalspændingerne, hvorefter resultaterne vurderes.

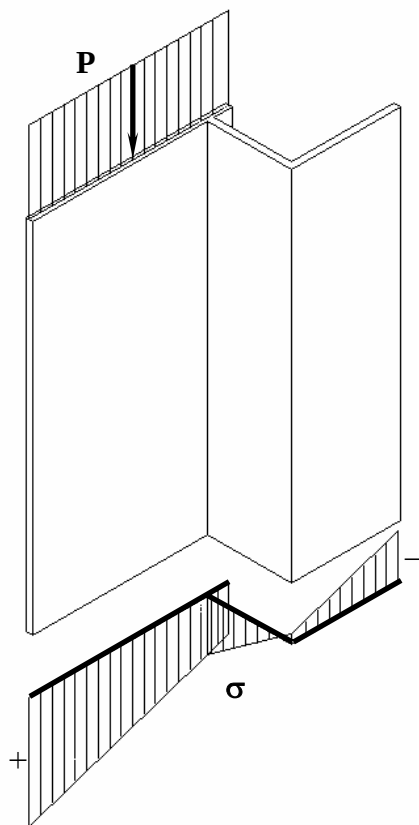
Der skal her gøres opmærksom på, at der kun er set på normalspændinger i skitseprojekteringen, da dette giver et godt vurderingsgrundlag.

De vandrette laster medfører et moment på de enkelt vægprofiler. Dette moment giver grund til normalspændinger i jordniveau, jf. figur 9-10.



Figur 9-10: Normalspændinger der skyldes den vandrette lastpåvirkning. Tryk er markeret som positiv (+).

Den lodrette last fra dækkene giver ligeledes grund til normalspændinger i jordniveau, jf. figur 9-11.



Figur 9-11: Normalspændinger i jordniveau der skyldes den lodrette lastpåvirkning. Tryk er markeret som positiv (+).

Da den lodrette last er excentrisk placeret medfører lasten en skæv spændingsfordeling i profilet. Vægprofilet betragtes her som høje og slanke, hvorved spændingerne i jordniveau kan regnes ved hjælp af Naviers formel. Årsagen til, at spændingerne fra den lodrette last skal fordeles ud over vægprofilets tværsnit og ikke kun den enkelte væg, er den tidligere antagelse om, at samlingerne kan overføre forskydningsspændinger.

9.2.1 Normalspændinger fra den vandrette last

Ved beregning af normalspændinger i jordniveau fra den vandrette last tages kun momentpåvirkningen i Naviers formel (9.1) i brug. Normalspændingerne ud af planet angives som z-retningen, jf. figur 9-12 og beregnes af:

$$\sigma_z = \frac{M_{ix}}{I_{ix}} \cdot y_i + \frac{M_{iy}}{I_{iy}} \cdot x_i \quad (9.1)$$

hvor

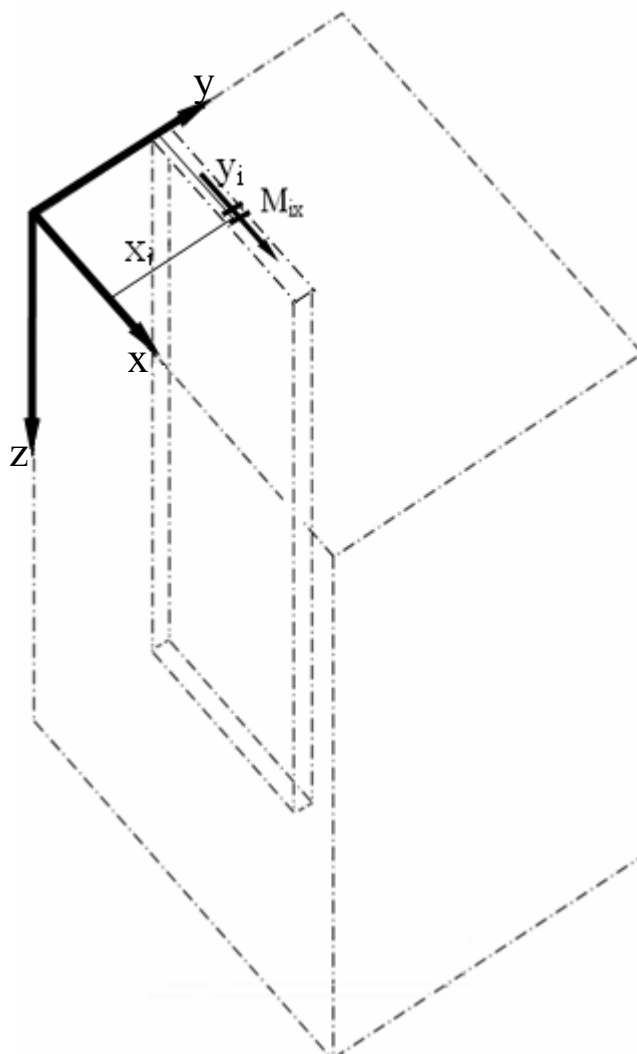
M_{ix} er momentet fra den vandrette last som medfører normalspændinger i de bærende vægge i x-retning [kNm].

I_{ix} er inertimomentet taget om tyngdepunktet af det betragtede vægssystem i x-retning [m^4].

I_{iy} er inertimomentet taget om tyngdepunktet af det betragtede vægssystem i y-retning [m^4].

y_i er de respektive afstande til tværsnittets tyngdepunkt i y-retning [m].

x_i er de respektive afstande til tværsnittets tyngdepunkt i x-retning [m].



Figur 9-12: Definitioner og fortegnssætning i formel (9.1).

Bestemmelse af momentet foregår ved at fordele den vandrette last ud på de vægprofiler, som bygningen består af, hvorefter momentet kan findes ved at multiplicere de bestemte laster med afstanden ned til fundamentet.

Metoden, hvormed den vandrette last fordeles ud på de enkelte vægprofiler, er ved at fordele af lasten ud på vægprofilerne efter deres respektive stivheder. For at bestemme de enkelte vægprofilers

stivheder skal koordinaterne til tyngdepunktet af hvert vægprofil bestemmes. Beliggenhed af tyngdepunktet for hvert enkelt vægprofil bestemmes med formel (9.2), og definitionen er vist på figur 9-13.

$$\eta_x = \frac{S_y}{A} \quad (9.2)$$

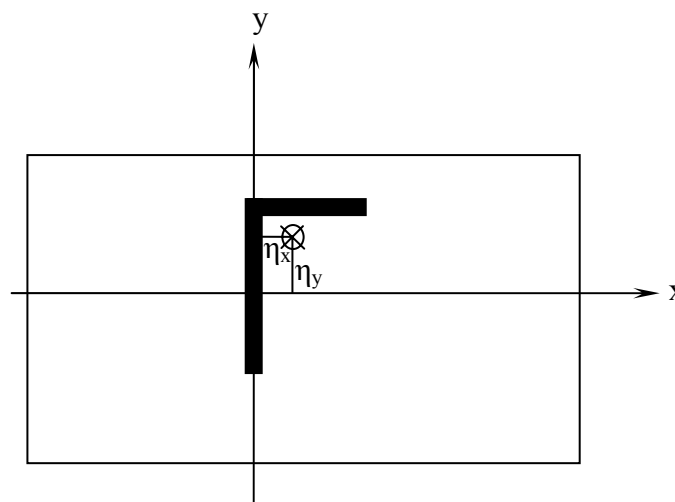
hvor

η_x er afstanden i x-retningen, som tyngdepunktet har til den akse, hvorom det statiskemoment er beregnet [m].

S_y er det statiskemoment om y-aksen [m^3].

A er vægprofilets areal [m^2].

På tilsvarende måde bestemmes tyngdepunktets placering i y-retningen.



Figur 9-13: Afstande til tyngdepunktet.

De respektive stivheder findes ved brug af Königs sætning i den simpleste form for rektangulære tværsnit, hvor stivhederne for de respektive vægprofiler bestemmes i x og y-retningen.

$$I_{ix} = \sum \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + A \cdot \eta_y^2 \right) \quad (9.3)$$

hvor

I_{ix} er inertiomentet for et vægprofil om x-aksen [m^4].

h er højden af tværsnittet [m].

η er afstanden fra de enkelte vægges tyngdepunkt til vægprofilets tyngdepunkt [m].

A er arealet af de enkelte vægges tværsnittet [m^2].

På tilsvarende måde bestemmes inertimomenterne i y-retningen.

Herefter kan den vandrette last på hvert vægprofil bestemmes ved komposanterne i x- og y- retningerne ved formel (9.4), jf. figur 9-14:

$$\begin{aligned} P_{ix} &= I_{iy} \left(\frac{P_x}{I_y} - \frac{M_v}{V} \cdot y_i \right) \\ P_{iy} &= I_{ix} \left(\frac{P_y}{I_x} + \frac{M_v}{V} \cdot x_i \right) \end{aligned} \quad (9.4)$$

hvor

P_{ix} er lasten, som vægprofilet i påvirkes med, når hele bygningen påvirkes af lasten P_x i x-retningen [kN].

P_{iy} er lasten, som vægprofilet i påvirkes med, når hele bygningen påvirkes af lasten P_y i y-retningen [kN].

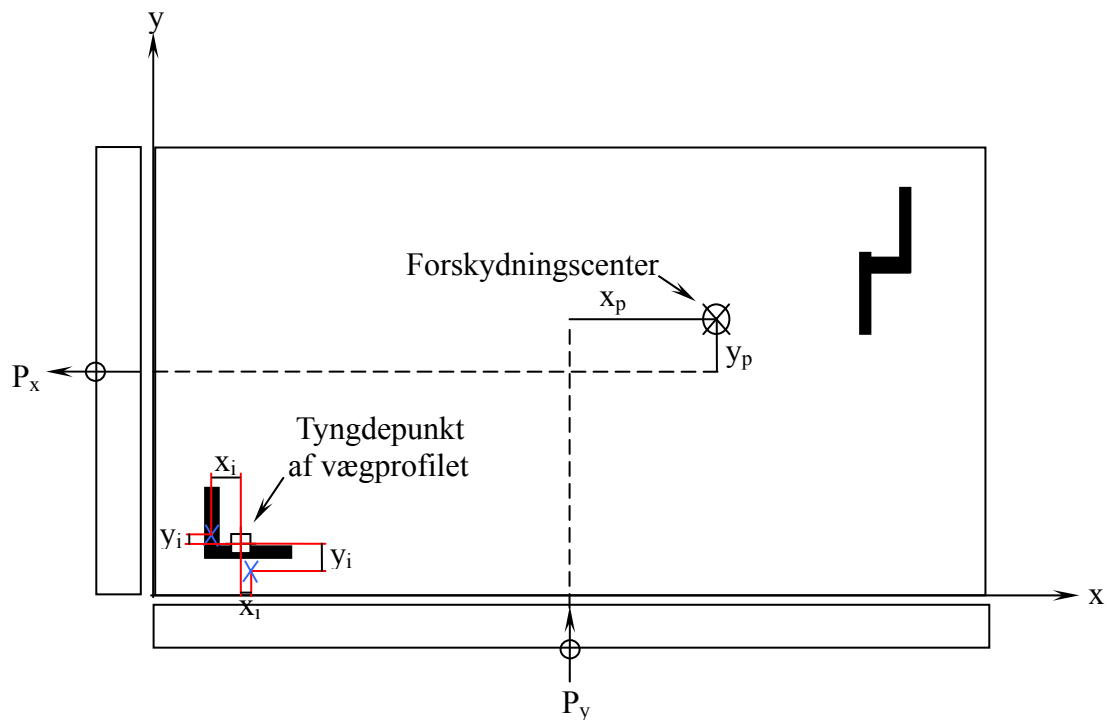
I_y er summen af alle stivhederne for de respektive vægprofiler i y-retningen beregnet med (9.3) [m^4].

I_x er summen af alle stivhederne for de respektive vægprofiler i x-retningen beregnet med (9.3) [m^4].

M_v er vridningsmomentet [kNm].

V er hvælvningsinertimomentet [m^6].

x_i og y_i er afstanden fra vægprofilets tyngdepunkt til forskydningscenteret [m].



Figur 9-14: Skitse med definitioner og forklaringer til formlerne (9.4), (9.5), (9.6), (9.7) og (9.8).

I formel (9.4) indgår vridningsmomentet, hvilket er givet ved:

$$M_v = P_y x_p - P_x y_p \quad (9.5)$$

hvor

P_y er den vandrette lasts komponent i y-retningen [kN].

P_x er den vandrette lasts komponent i x-retningen [kN].

x_p og y_p er henholdsvis armen for lasterne P_y og P_x til forskydningscenteret [m].

Hvælvingsinertimomentet bestemmes ved:

$$V = \sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{iy} \cdot y_i^2 \quad (9.6)$$

Koordinaterne til forskydningscenteret for hele konstruktionen bestemmes ved:

$$x_f = \frac{\sum I_{ix} \cdot x_i}{I_x} \quad (9.7)$$

$$y_f = \frac{\sum I_{iy} \cdot y_i}{I_y}$$

hvor

I_{ix} og I_{iy} er henholdsvis inertimoment for et enkelt vægprofil om x- og y-aksen [m^4].

x_i og y_i er koordinaterne i henholdsvis x- og y-retningen til vægprofilernes tyngdepunkt [m].

9.2.2 Normalspændinger fra den lodrette last

Ved beregning af normalspændingerne fra den lodrette last anvendes Naviers formel:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot x + \frac{M_x}{I_x} \cdot y \quad (9.8)$$

hvor

N er den samlede normalkræft overført til vægprofilet [kN].

A er tværsnitsarealet af vægprofilet [m^2].

M_y og M_x er henholdsvis momenterne om x- og y aksen med origo i tyngdepunktet af det betragtede vægprofil [kNm].

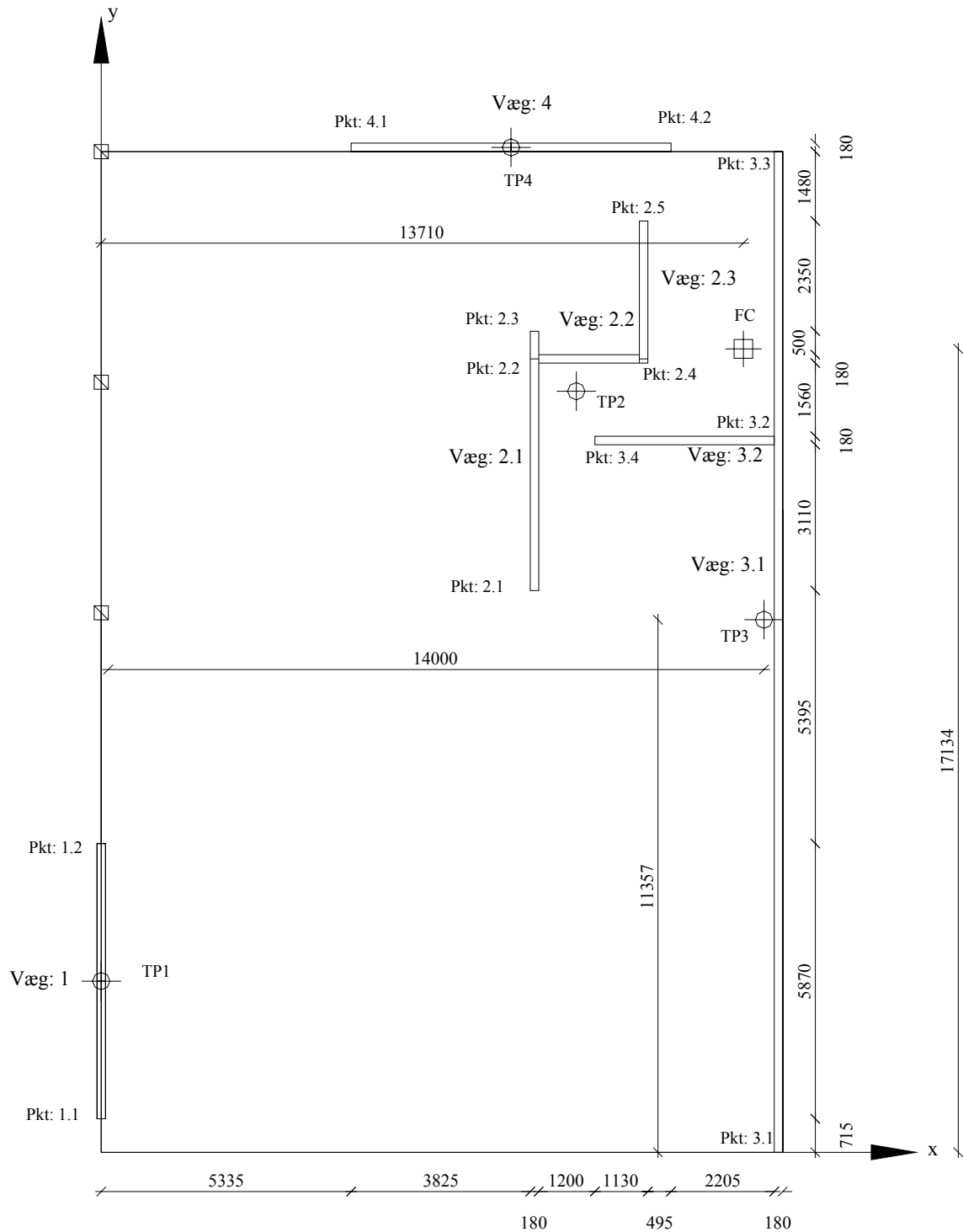
I_y og I_x er tværsnittets samlede inertimoment om tyngdepunktet [m^4].

Idet følgende opstilles resultaterne af de ovenfor beskrevne fremgangsmåder til beregning af normalspændinger fra den lodrette og vandrette last i matricer.

9.3 Tårnet

Beregningsresultater af spændinger er i dette afsnit vist for den oprindelige opbygning af tårnet, jf. figur 9-15. På figuren er der desuden vist, i hvilken punkter spændingerne er bestemt.

I det følgende afsnit er givet eksempler på beregningerne, og resten af resultaterne er angivet fra tabel 9-2.



Figur 9-15: Plan af tårnet med forskydningscenter (FC), tyngdepunkter (TP) for vægprofiler og dimensioner.

Der indlægges et referencekoordinatsystem som vist på figur 9-15. Ud fra dette referencekoordinatsystem beregnes statiske momenter for hvert vægprofil om begge akser. Tyngdepunkterne for hvert vægprofil bestemmes nu ved formel (9.2).

Disse beregninger er her opstillet for væg 3:

$$\eta_x = \frac{(14,46\text{m} \cdot 21,34\text{m} + 12,455\text{m} \cdot 3,83\text{m}) \cdot 0,18\text{m}}{(21,34\text{m} + 3,83\text{m}) \cdot 0,18\text{m}} = 14,15\text{m}$$

Alle afstande fra reference koordinatsystemet til tyngdepunkterne beregnes således og de er vist i tabel 9-2. Inertimomenterne for hvert vægprofil er beregnet ud fra formel (9.3) og her er et eksempel på inertimomentet opstillet for væg 3 om x i forhold til væg 3s tyngdepunkt:

$$I_{ix} = \left(\frac{1}{12} \cdot 0,18\text{m} \cdot (21,34\text{m})^3 + 21,34\text{m} \cdot 0,18\text{m} \cdot (0,687\text{m})^2 \right) + \left(\frac{1}{12} \cdot 3,83\text{m} \cdot (0,18\text{m})^3 + (3,83\text{m} \cdot 0,18\text{m}) \cdot (3,823\text{m})^2 \right) = 157,68\text{m}^4$$

De resterende inertimomenter er beregnet på samme vis og opstillet i tabel 9-2.

Tabel 9-2: Geometriske størrelser for den oprindelige opbygning.

	x [m]	y [m]	$I_x [\text{m}^4]$	$I_y [\text{m}^4]$
Væg 1	0	3,65	3,03	0
Væg 2	10,14	16,23	7,77	2,27
Væg 3	14,15	11,36	157,68	3,20
Væg 4	8,75	21,34	0	4,78
ΣI			168,49	10,25

Ud fra de geometriske størrelser beregnes forskydningscenteret ved hjælp af formel (9.7) i forhold til reference koordinatsystemet:

$$x_f = \frac{(0\text{m} \cdot 3,03\text{m}^4) + (10,14\text{m} \cdot 7,77\text{m}^4) + (14,15\text{m} \cdot 157,68\text{m}^4) + (8,75\text{m} \cdot 0\text{m}^4)}{168,49\text{m}^4} = 13,710\text{m}$$

$$y_f = \frac{(3,65\text{m} \cdot 0\text{m}^4) + (16,23\text{m} \cdot 2,27\text{m}^4) + (11,36\text{m} \cdot 3,1\text{m}^4) + (21,34\text{m} \cdot 4,78\text{m}^4)}{10,25\text{m}^4} = 17,132\text{m}$$

Hvælvningsinertimomentet for bygningen er beregnet med formel (9.6):

$$V = \left(3,03\text{m}^4 \cdot (0\text{m})^2\right) + \left(7,77\text{m}^4 \cdot (10,14\text{m})^2\right) + \left(157,68\text{m}^4 \cdot (14,15\text{m})^2\right) + \\ \left(0\text{m}^4 \cdot (8,75\text{m})^2\right) + \left(0\text{m}^4 \cdot (3,65\text{m})^2\right) + \left(2,27\text{m}^4 \cdot (16,23\text{m})^2\right) + \\ \left(3,2\text{m}^4 \cdot (11,36\text{m})^2\right) + \left(4,78\text{m}^4 \cdot (21,34\text{m})^2\right) = 900,25\text{m}^6$$

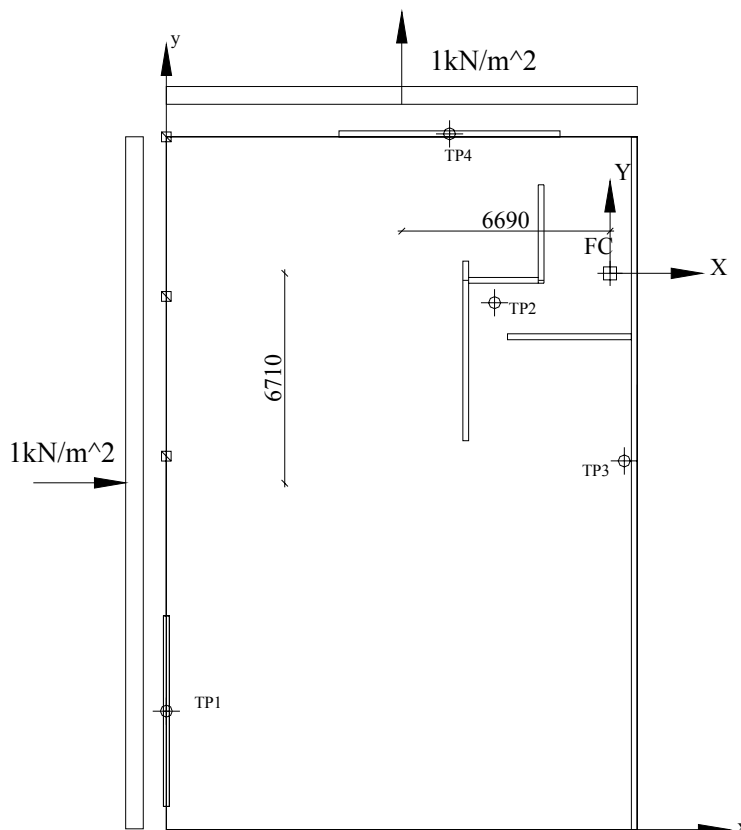
Tabel 9-3: Afstande fra forskydningscentret til væggenes tyngdepunkter med fortegn ud fra, at forskydningscentret er origo.

	X [m]	Y [m]
Væg 1	-13,71	-13,48
Væg 2	-3,57	-0,90
Væg 3	0,44	-5,78
Væg 4	-4,96	4,38

Da de vandrette kraftresultanter virker excentrisk i forhold til forskydningscenteret medfører dette, at der kommer vridning i tårnet.

Vridningsmomentet for hele konstruktionen kan beregnes med formel (9.5), hvor det betragtede lasttilfælde er vist på figur 9-16. Vridningsmomentet beregnes positiv mod urets retning og bliver med kendt forskydningscenter og vandret kraft:

$$M_v = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 21,83\text{m} \cdot 28,7\text{m} \cdot 6,71\text{m} - 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 15,05\text{m} \cdot 28,7\text{m} \cdot 6,69\text{m} = 1290,44\text{kNm}$$



Figur 9-16: Lasttilfælde, som vridningsmomentet beregnes ud fra.

Ved anvendelse af afstandene fra forskydningscentret til de enkelte vægges tyngdepunkter, jf. tabel 9-3 kan lastfordelingen beregnes med formel (9.4), hvor det følgende eksempel er for væg 3:

$$P_{3x} = 3,2\text{m}^4 \cdot \left(\frac{626,52\text{kN}}{10,25\text{m}^4} + \frac{1290,44\text{kNm}}{900,25\text{m}^6} \cdot (-5,78\text{m}) \right) = 222,26\text{kN}$$

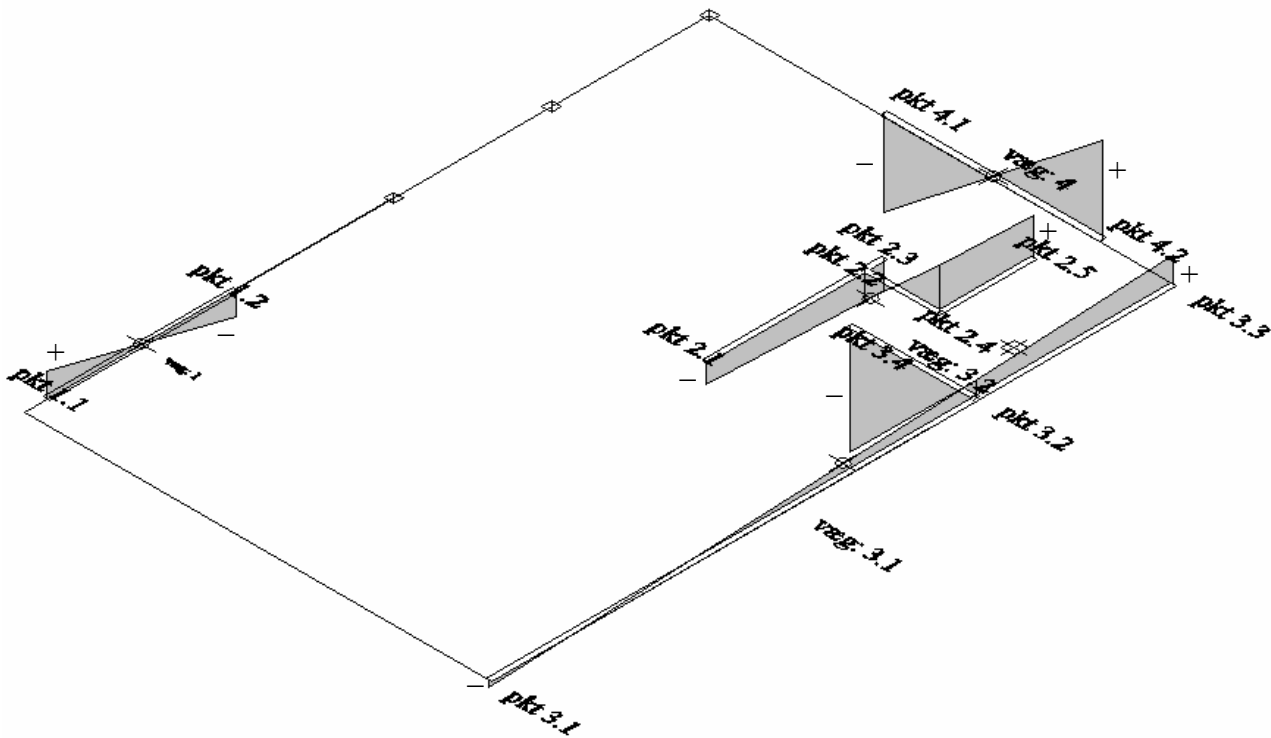
$$P_{3y} = 157,68\text{m}^4 \cdot \left(\frac{431,94\text{kN}}{168,49\text{m}^4} + \frac{1290,44\text{kNm}}{900,25\text{m}^6} \cdot (0,44\text{m}) \right) = 503,68\text{kN}$$

Bemærk, at afstanden mellem forskydningscentret og de enkelte vægprofiler regnes med fortegn. De resterende laster på de enkelte vægprofiler er vist i tabel 9-4.

Tabel 9-4: Fordeling af den vandrette last samt vridningsmomentet.

	P_{ix} [m]	P_{iy} [m]
Væg 1	0	-51,85
Væg 2	141,66	-19,82
Væg 3	222,26	503,68
Væg 4	262,04	0

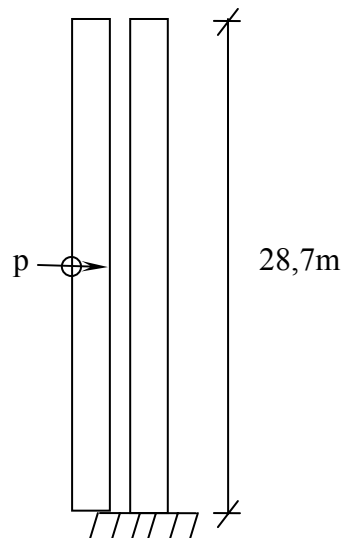
Normalspændinger fra den vandrette last er beregnet med formel (9.1) i de viste punkter på figur 9-15. Normalspændingsfordelingen for den oprindelige opbygning er vist i figur 9-17, imens resultaterne er vist i tabel 9-5.



Figur 9-17: Normalspændingsfordeling fra den vandrette last. Tryk er markeret som positiv (+).

Et eksempel på beregningerne af normalspændingerne i jordniveau, jf. figur 9-18 er her givet for punkt 3.1:

$$\sigma_z = \frac{503,68 \text{ kN} \cdot \frac{1}{2} \cdot 28,7 \text{ m}}{157,68 \text{ m}^4} \cdot (-11,4 \text{ m}) + \frac{222,26 \text{ kN} \cdot \frac{1}{2} \cdot 28,7 \text{ m}}{3,2 \text{ m}^4} \cdot (0,31 \text{ m}) = -0,21 \text{ MPa}$$

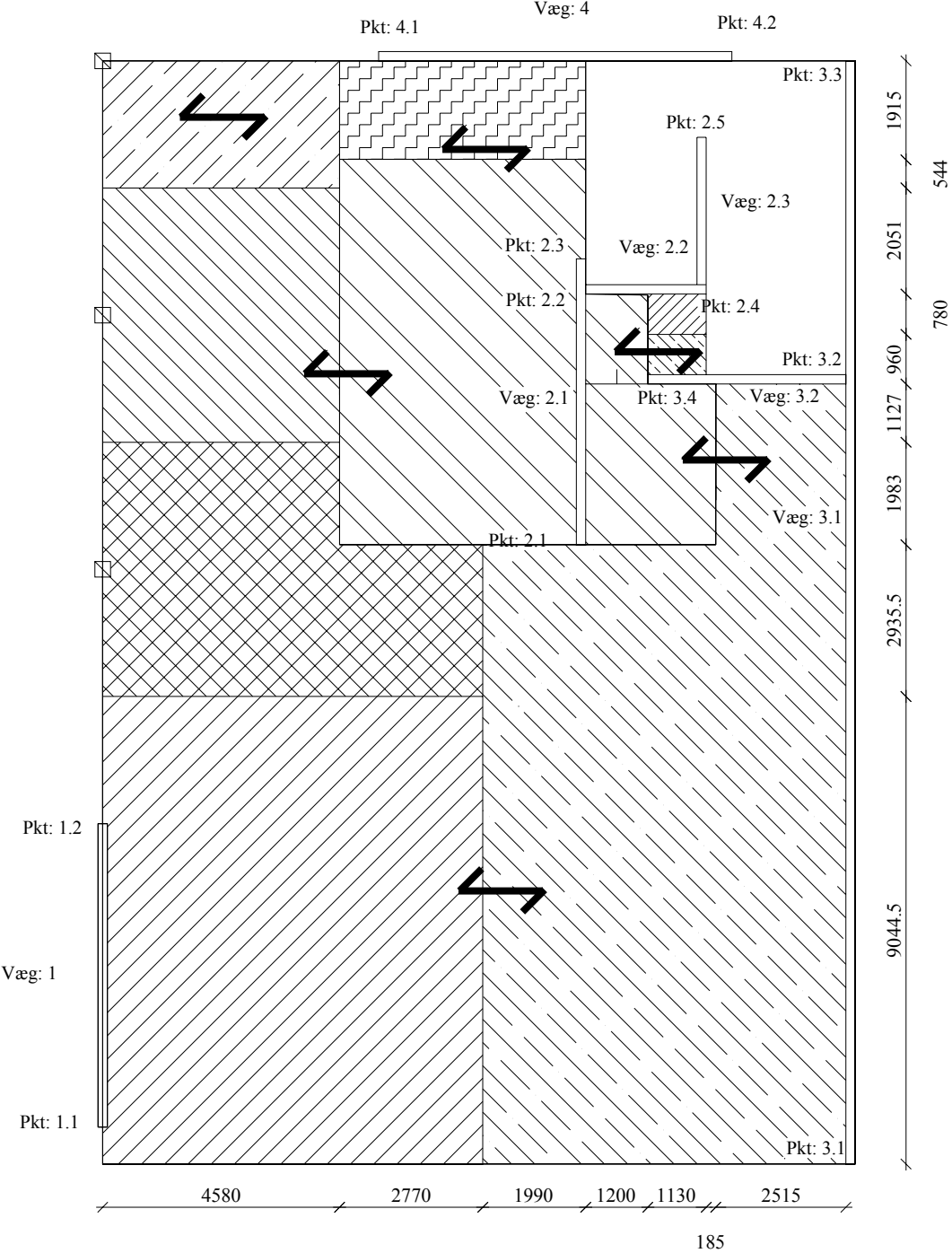


Figur 9-18: Momentberegning.

Tabel 9-5: Normalspændinger fra den vandrette last.

Punkter	x [m]	y [m]	σ_z [MPa]
1.1	0	-2,935	0,72
1.2	0	2,935	-0,72
2.1	-0,893	-4,25	-0,64
2.2	-0,893	0,69	-0,82
2.3	-0,893	1,28	-0,85
2.4	1,437	0,69	1,26
2.5	1,437	3,63	1,15
3.1	0,31	-11,357	-0,21
3.2	0,31	3,823	0,48
3.3	0,31	9,983	0,77
3.4	-3,61	3,823	-3,42
4.1	-3,415	0	-2,69
4.2	3,415	0	2,69

Normalspændingerne fra den lodrette last er beregnet ved arealfordelingen. Arealfordelingen på den enkelte væg samt lasten på de enkelte vægprofiler i jordniveau er opstillet i tabel 9-6 og skitseret på figur 9-19. Desuden viser tabellen væggenes egenlast, samt det areal lasten fordeles ud på.



Figur 9-19: Arealfordeling på de enkelte vægprofiler.

Tabel 9-6: Spændinger fra den lodrette last i vægge vinkelrette på spændretningen.

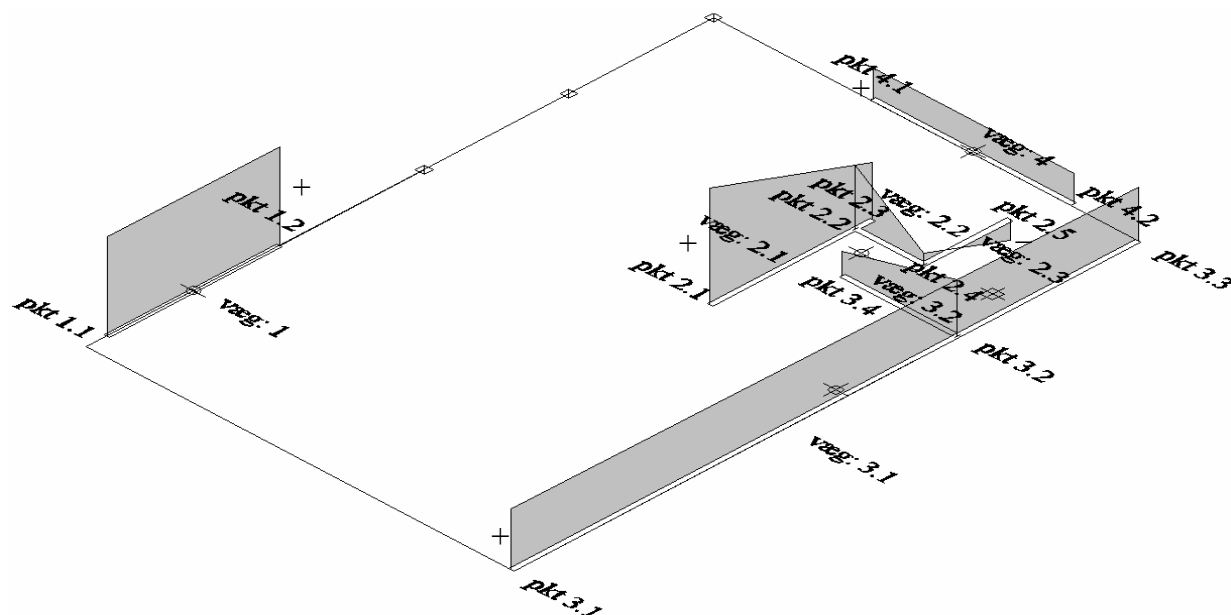
Væg	Areal [m ²]	Fladelast [kN/m ²]	fladelasten [kN]	Egenlast af vægge [kN]	Vægareal [m ²]	σ [MPa]
1	66,48 · 8etager	5	2659,20	727,8	1,06	3,21
2.1	45,4 · 8etager	5	1815,16	685,6	1,00	
2.2	0,87 · 8etager	5	34,73	288,9	0,42	1,65
2.3	0 · 8etager	5	0	353,4	0,51	
3.1	91,47 · 8etager	5	3658,88	1870,9	2,72	1,77
3.2	0,87 · 8etager	5	34,99	474,9	0,69	
4	9,07 · 8etager	5	362,80	846,8	1,23	0,98

I ovenstående tabel er kun bidraget til normalspændingen fra normalkraften beregnet. Bidraget til normalspændingerne fra momentet er opstillet i tabel 9-7.

Tabel 9-7: Normalspændinger momentet.

Punkter	x [m]	y [m]	σ_z [MPa]
1.1	0	-2,935	3,21
1.2	0	2,935	3,21
2.1	-0,893	-4,25	3,79
2.2	-0,893	0,69	2,05
2.3	-0,893	1,28	1,84
2.4	1,437	0,69	0,37
2.5	1,437	3,63	-0,67
3.1	0,31	-11,357	1,99
3.2	0,31	3,823	1,81
3.3	0,31	9,983	1,74
3.4	-3,61	3,823	0,77
4.1	-3,415	0	0,98
4.2	3,415	0	0,98

De samlede normalspændinger fra den lodrette last ses på figur 9-20, imens summen af alle normalspændinger fra både den vandrette og lodrette last er vist i tabel 9-8.

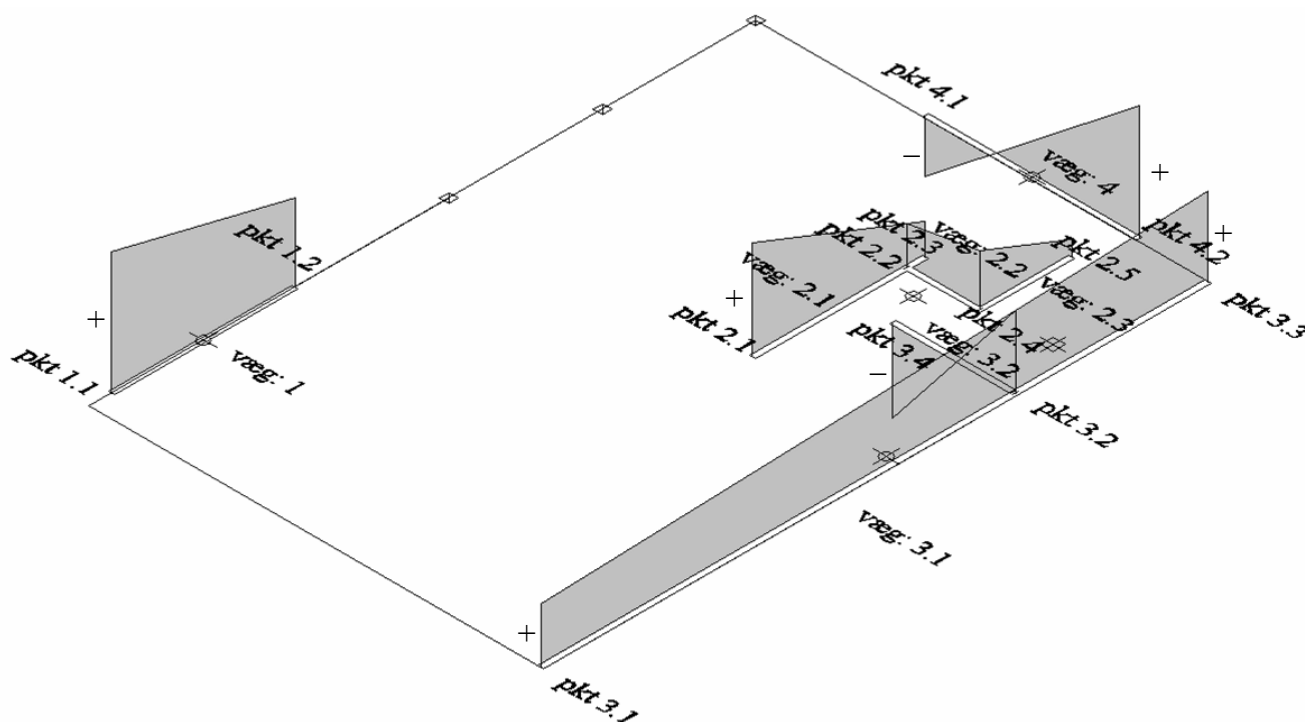


Figur 9-20: Normalspændinger fra den lodrette last. Tryk er markeret som positiv (+).

Tabel 9-8: Samlet normalspændinger for den oprindelige opbygning

Punkter	[kN/m ²]	σ_z [MPa]
1.1	3925,28	3,43
1.2	2485,82	2,59
2.1	3148,94	3,15
2.2	1223,94	1,22
2.3	994,03	0,99
2.4	1629,84	1,63
2.5	484,19	0,48
3.1	1777,06	1,78
3.2	2294,80	2,3
3.3	2504,90	2,5
3.4	-2649,04	-2,65
4.1	-1703,01	-1,7
4.2	3670,82	3,67

De samlede normalspændinger er vist på figur 9-21.



Figur 9-21: De samlede normalspændinger for den oprindelige opbygning. Tryk er markeret som positiv (+).

Udførelse

Dette løsningsforslag medfører, at alle dæk spænder i den samme retning. Dernæst har de fleste dæk den samme spændvidde, hvilket medfører, at de kan monteres hurtigere end mange forskellige dæk.

Brand

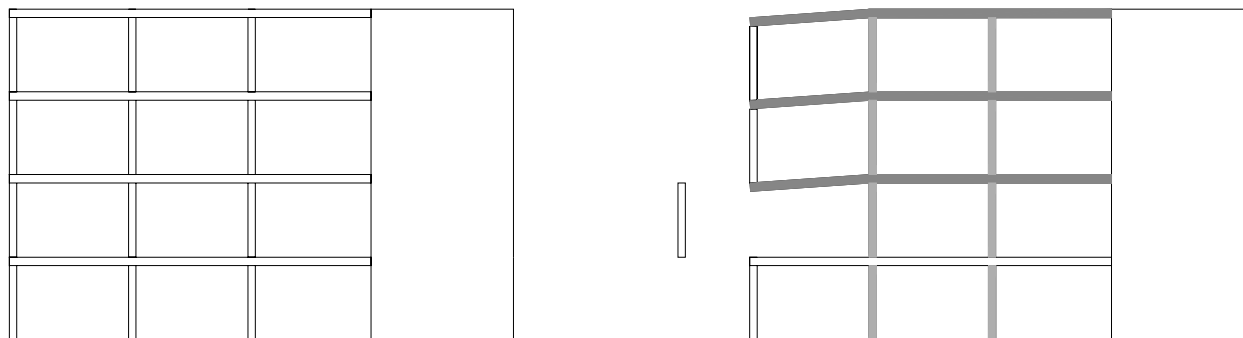
I tårnet er der flugtmulighed ned af trappen ved brand. Desuden er der en vindeltrappe i den sydlige ende af tårnet.

De bærende elementer er udført i beton, og det skal eftervises ved detailberegninger om bæreevnen samt deformationerne er i overensstemmelse med normerne. Disse beregninger foretages senere i kapitel 11 for udvalgte dele af konstruktionen, og derfor kommenteres det ikke i de to alternativer til udformningen.

Robusthed for tårn

I dette afsnit behandles kravet om robusthed kun som bortfald af en begrænset del af konstruktionen. Ved at betragte figur 9-22 vurderes det, at det svageste led er en søjle i tårnet. Yderligere vurderes det, at kravet om robusthed overholdes alene med randarmering ved bortfald af denne søjle eller et hvilket som helst andet udsnit af en bærende væg.

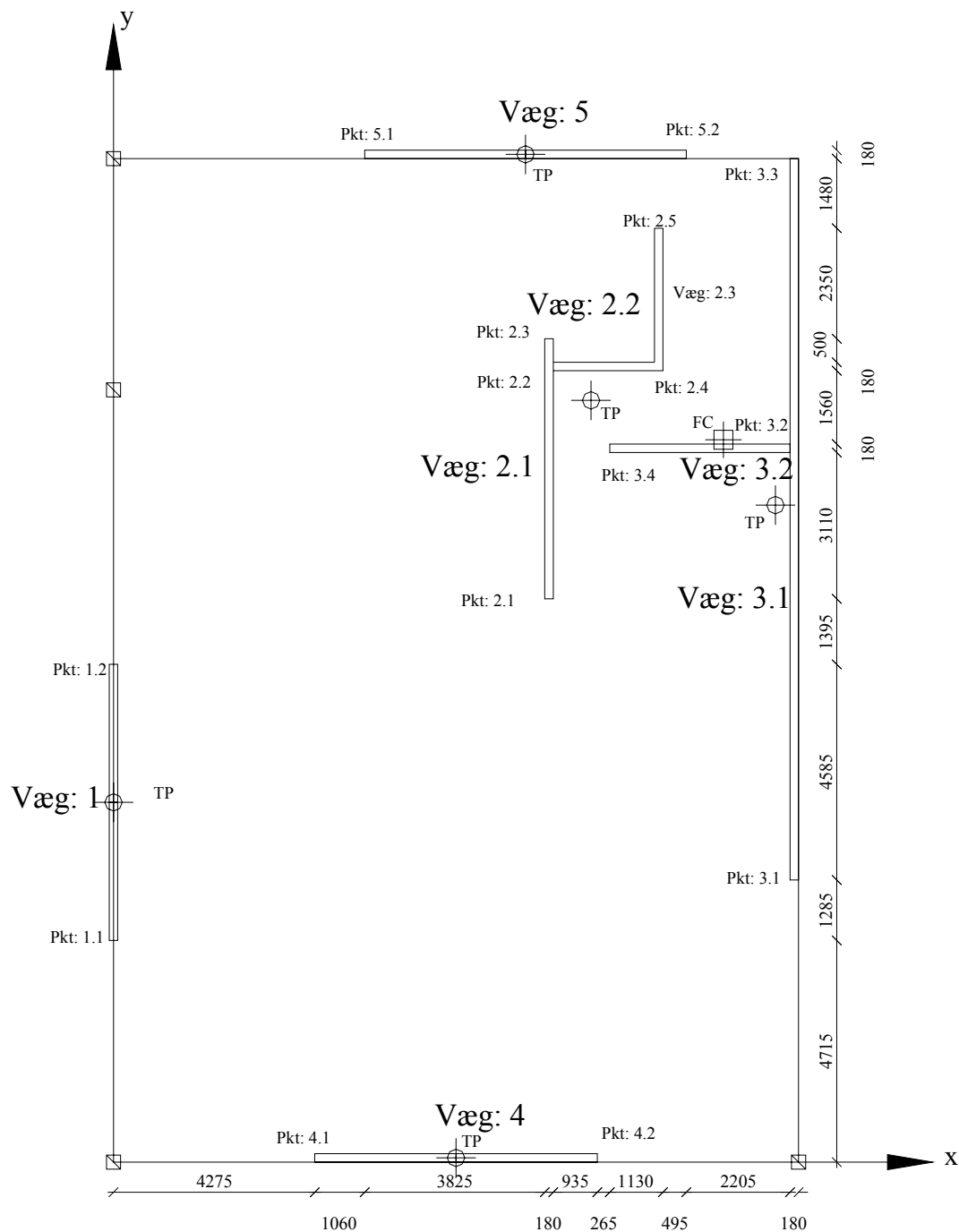
Ved svigt af søjlen skal lasten fra ovenstående etage føres over i randarmeringen og videre gennem de andre søjler, jf. figur 9-22, hvor venstredelen viser opstalten før svigt af søjle, mens højredelen skitserer situationen med omlejring af lasten ved svigt af søjle. Kravet om robusthed vurderes derfor at kunne opfyldes, såfremt de markerede søjler og randarmering dimensioneres til at kunne videreføre denne ekstra last.



Figur 9-22: Til venstre er et udsnit af tårnet vist. Til højre er det samme udsnit skitseret med søjlen fjernet og en dertilhørende udbøjning for konstruktionen.

9.4 Alternativ I

Beregningsresultater for beregning af spændinger er i dette afsnit vist for alternativ I, jf. figur 9-23. På figuren er der desuden vist, i hvilke punkter spændingerne er bestemt.



Figur 9-23: Plan af alternativ I med forskydningscenter (FC), tyngdepunkter (TP) for vægprofiler og dimensioner.

Forskellen mellem dette alternativ og det oprindelige forslag er, at væg 1 er rykket lidt mod nord. Desuden er der indsat en ekstra væg, væg 4. Ideen bag dette alternativ er at flytte forskydningscenteret ind mod midten af tårnet.

På tilsvarende vis som i det ovenstående er normalspændingerne her beregnet for den vandrette og den lodrette last. Resultaterne er idet følgende opstillet i tabeller og vist på figurer som i det foregående.

Tabel 9-9: Geometriske størrelser for den alternativ I.

Væg	x [m]	y [m]	$I_x [m^4]$	$I_y [m^4]$
Væg 1	0	7,65	3,03	0,00
Væg 2	10,14	16,23	7,77	2,27
Væg 3	14,06	13,97	55,41	3,07
Væg 4	0,09	7,275	0,00	3,24
Væg 5	8,75	21,34	0,00	4,78
$\sum I$			66,21	13,36

Tabel 9-10: Forskydningscenters placering i forhold til reference koordinatsystemet.

	$X_f [m]$	$Y_f [m]$
Forskydningscenter	12,955	15,268

Tabel 9-11: Afstande fra forskydningscentret til væggenes tyngdepunkter med fortegn ud fra, at forskydningscentret er origo, samt hvælvningsinertimoment.

	X [m]	Y [m]	V [m^6]
Væg 1	-12,955	-7,72	
Væg 2	2,82	0,86	
Væg 3	1,104	-1,40	1577,87
Væg 4	-5,68	-15,28	
Væg 5	-4,205	6,062	

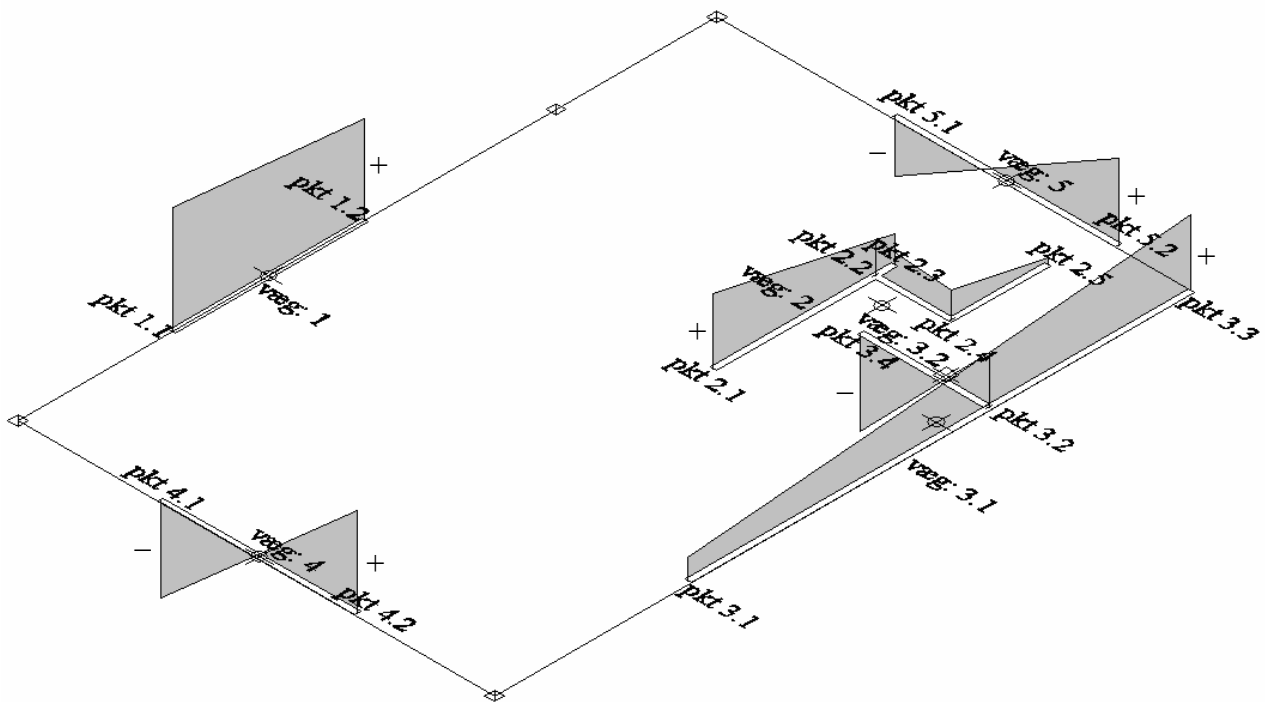
Tabel 9-12: Den vandrette lasts fordeling samt vridningsmomentet.

	$P_{ix} [kN]$	$P_{iy} [kN]$
Væg 1	0	-21,46
Væg 2	102,06	71,61
Væg 3	145,09	412,60
Væg 4	199,68	0
Væg 5	189,22	0

Tabel 9-13: Vridningsmomentet.

Mv [kNm]	1629,50
----------	---------

Normalspændingsfordelingen for den vandrette last bliver som vist på figur 9-24. Spændingen er endvidere regnet i de på figur 9-23 viste punkter. Resultatet deraf er vist i tabel 9-14.

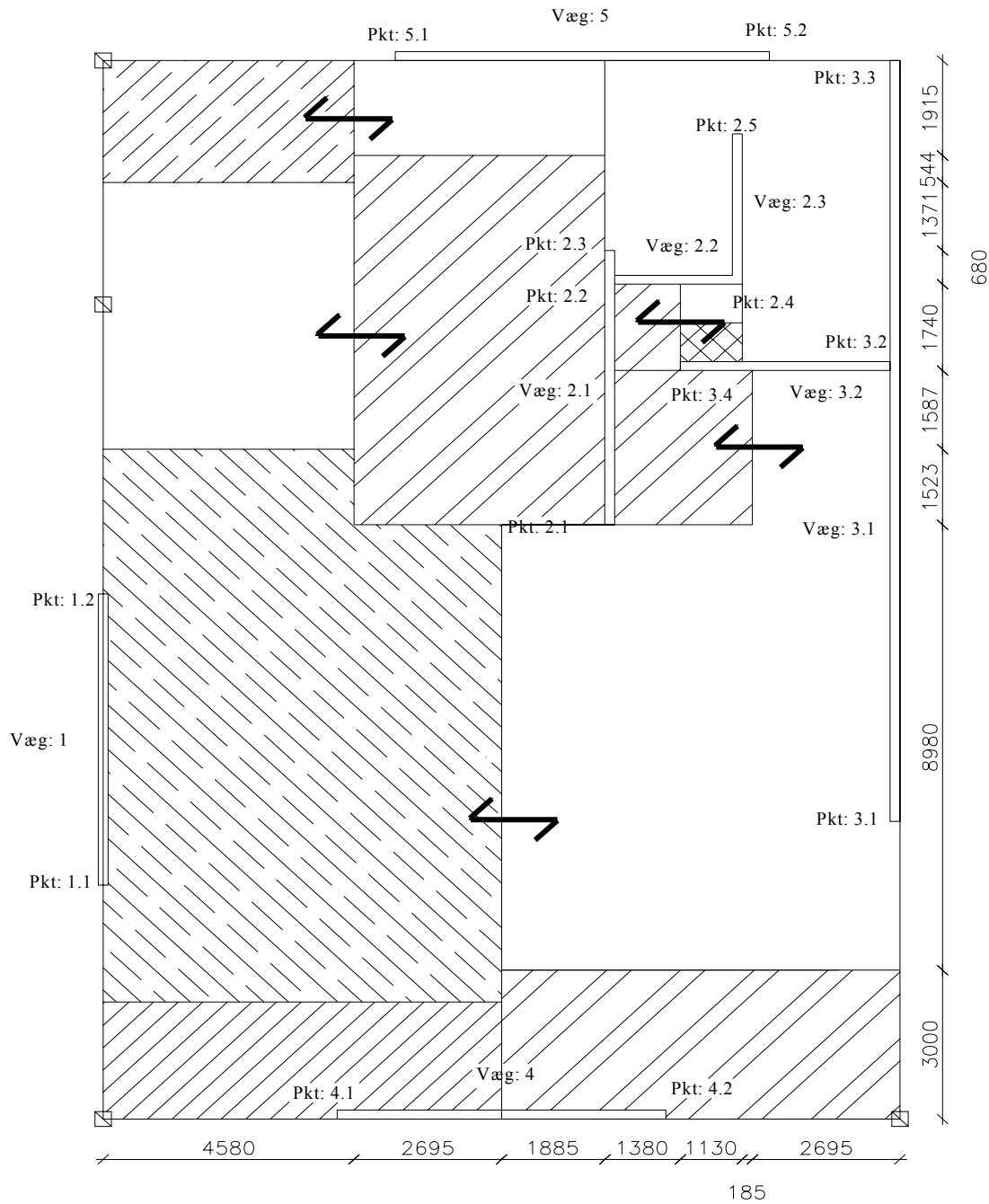


Figur 9-24: Normalspændingsfordeling fra den vandrette last. Tryk er markeret som positiv (+).

Tabel 9-14: Normalspændingsfordelingen fra den vandrette last.

Punkter	x [m]	y [m]	σ_z [MPa]
1.1	0	-2,935	0,3
1.2	0	2,935	-0,3
2.1	-0,893	-4,25	-1,14
2.2	-0,893	0,69	-0,48
2.3	-0,893	1,28	-0,41
2.4	1,437	0,69	1,02
2.5	1,437	3,63	1,41
3.1	0,401	-7,972	-0,58
3.2	0,401	1,208	0,4
3.3	0,401	7,368	1,06
3.4	-3,519	1,208	-2,26
4.1	-3	0	-2,65
4.2	3	0	2,65
5.1	-3,415	0	-1,94
5.2	3,415	0	1,94

Normalspændingerne fra den lodrette last er beregnet efter samme princip som i det ovenstående. Arealfordelingen på de enkelte vægge samt lasten på de enkelte vægge i jordniveau er opstillet i tabel 9-15 og vist på figur 9-25. Desuden viser tabellen væggenes egenlast, samt det areal lasten fordeles ud på.



Figur 9-25: Arealfordeling på de enkelte vægprofiler.

Tabel 9-15: Normalkræfter og normalspændinger fra den lodrette last.

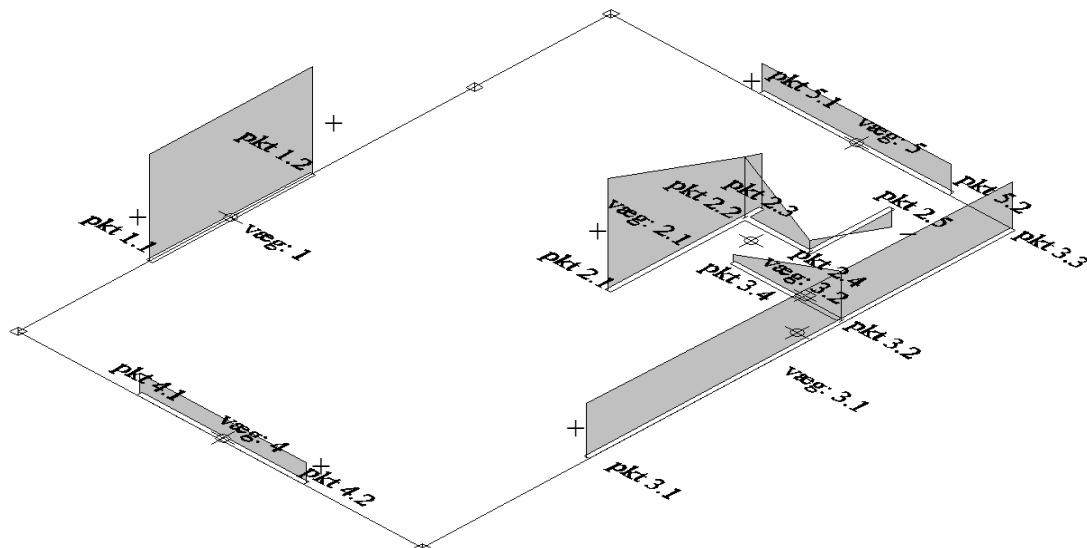
Væg	Areal [m ²]	Last [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Punktlast [kN]	Egenlast [kN]	Væggareal [m ²]	σ [MPa]
1	76,98·8	5	3079,2	1,0566	727,7	3,6
2.1	45,4·8	5	1815,1	0,9954	685,6	
2.2	0,87·8	5	34,8	0,387	266,5	1,65
2.3	0·8	5	0	0,5454	375,6	
3.1	72,62·8	5	2904,8	2,7612	1901,9	1,54
3.2	0,87·8	5	34,8	0,6894	474,8	
4	0·8	5	0	1,08	743,9	0,69
5	8,77·8	5	350,8	1,2294	846,8	0,97

Normalspændingerne fra den lodrette last i vægge parallelle med spændretningerne er vist i tabel 9-16.

Tabel 9-16: Normalspændinger fra den vandrette last.

Punkter	x [m]	y [m]	σ_z [MPa]
1.1	0	-2,935	3,6
1.2	0	2,935	3,6
2.1	-0,893	-4,25	3,77
2.2	-0,893	0,69	2,04
2.3	-0,893	1,28	1,84
2.4	1,437	0,69	0,39
2.5	1,437	3,63	-0,64
3.1	0,401	-7,972	1,81
3.2	0,401	1,208	1,67
3.3	0,401	7,368	1,57
3.4	-3,519	1,208	0,25
4.1	-3	0	0,69
4.2	3	0	0,69
5.1	-3,415	0	0,97
5.2	3,415	0	0,97

De samlede normalspændinger fra den lodrette last ses på figur 9-26, imens summen af alle normalspændinger fra både den vandrette og lodrette last er vist i tabel 9-17.

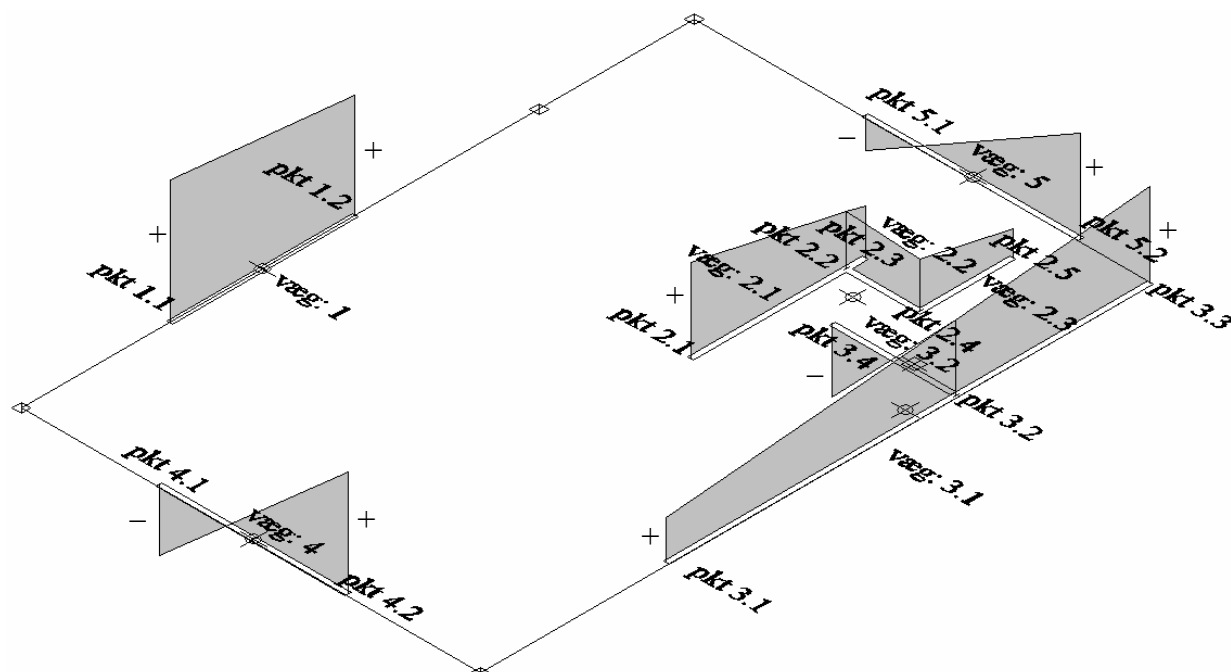


Figur 9-26: Normalspændinger fra den lodrette last. Tryk er markeret som positiv (+).

Tabel 9-17: Samlet normalspændinger for alternativ I.

Punkter	σ_z [MPa]
1.1	3,9
1.2	3,31
2.1	2,63
2.2	1,56
2.3	1,43
2.4	1,41
2.5	0,77
3.1	1,23
3.2	2,07
3.3	2,63
3.4	-2,01
4.1	-1,96
4.2	3,34
5.1	-0,97
5.2	2,91

De samlede normalspændinger er vist på figur 9-27.



Figur 9-27: De samlede normalspændinger for alternativ I. Tryk er markeret som positiv (+).

Udførelse af alternativ I

Udformningen af denne løsning medfører, at alle dæk spænder i den samme retning ligesom det ovennævnte forslag, samt at de fleste dæk har den samme spændvidde, hvilket medfører, at de kan monteres hurtigere end mange varierende dæk.

Brandsikring af alternativ I

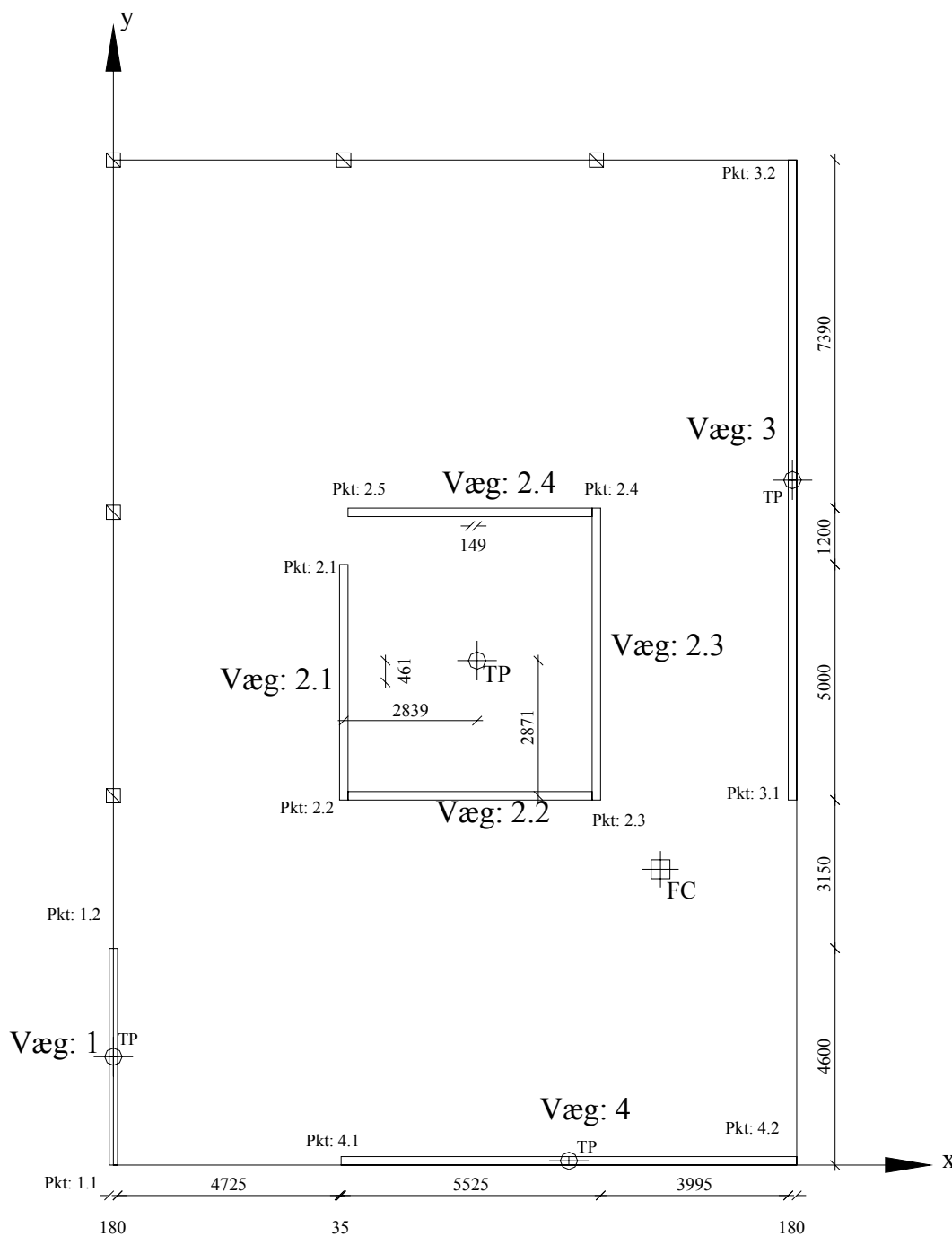
Som i ovenstående løsningsforslag er der kun flugtmulighed ned af trappen ved brand. Derfor placeres der en ekstra flugtvej i den sydlige ende, da trappen er i den nordlige ende.

Robusthed for alternativ I

Ved dette forslag vurderes det, at der er to svage led, hvor det ene er søjlen i det nordvestlige hjørne af tårnet, mens det andet er søjlen i det sydvestlige hjørne. Det vurderes, at randarmeringen er tilstrækkelig til at sikre robusthedskrav.

9.5 Alternativ II

Alternativ II er vist på figur 9-28. Det er desuden vist i hvilke punkter, spændingerne er bestemt.



Figur 9-28: Plan af alternativ II med forskydningscenter (FC), tyngdepunkter (TP) for vægprofiler og dimensioner.

Ideen bag dette alternativ er at flytte forskydningscentret ind til midten af bygningen, så vridningsmomentet kan undgås. Derfor er det ideen at lade den store kerne være i midten af bygningen.

På tilsvarende vis som i det foregående er normalspændingerne her beregnet for den vandrette og den lodrette last. Resultaterne er idet følgende opstillet i tabeller og vist på figurer.

Tabel 9-18: Geometriske størrelser for alternativ II.

	x [m]	y [m]	$I_x [m^4]$	$I_y [m^4]$
Væg 1	0	2,3	1,46	0
Væg 2	7,74	10,71	22,66	18,72
Væg 3	14,46	14,55	37,65	0
Væg 4	9,7	0	0	13,69
$\sum I$			61,77	32,41

Tabel 9-19: Forskydningscenter for alternativ II.

	$X_f [m]$	$Y_f [m]$
Forskydningscenter	11,65	6,19

Tabel 9-20: Afstande fra forskydningscentret til væggenes tyngdepunkter med fortegn ud fra, at forskydningscentret er origo, samt hvælvingsinertimoment.

Væg	X [m]	Y [m]	V [m^6]
Væg 1	-11,65	-3,98	
Væg 2	-3,91	4,43	
Væg 3	2,81	8,27	1722,35
Væg 4	-1,95	-6,19	

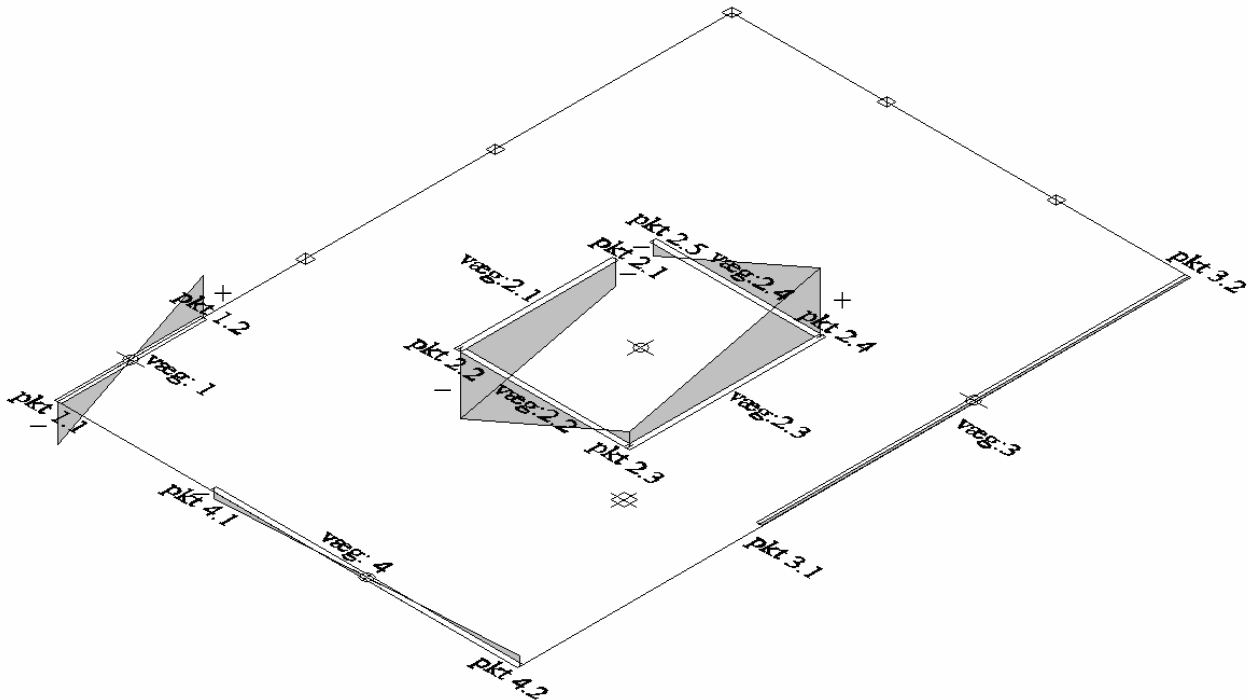
Tabel 9-21: Den vandrette lasts fordeling samt vridningsmomentet.

	$P_{ix} [kN]$	$P_{iy} [kN]$
Væg 1	0	52,14
Væg 2	566,47	376,67
Væg 3	0	2,45
Væg 4	55,69	0

Tabel 9-22: Vridningsmomentet.

$M_v [kNm]$	-4273,30
-------------	----------

Normalspændingsfordelingen fra den vandrette last bliver som vist på figur 9-29. Spændingen er endvidere regnet i de på figur 9-28 viste punkter. Resultatet deraf er vist i tabel 9-23

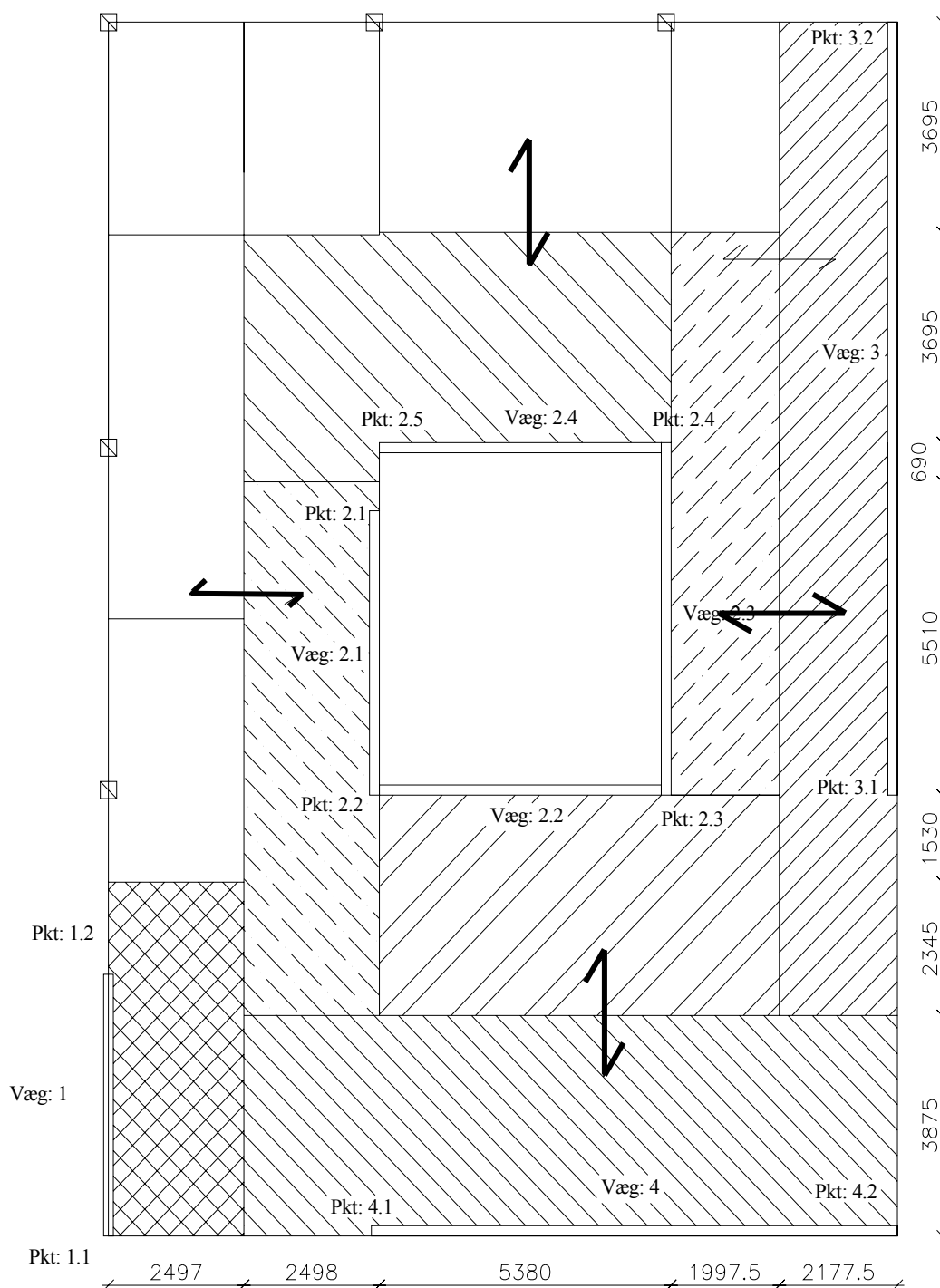


Figur 9-29: Normalspændingsfordeling fra den vandrette last. Tryk er markeret som positiv (+).

Tabel 9-23: Normalspændingsfordelingen fra den vandrette last.

Punkter	x [m]	y [m]	σ_z [MPa]
1.1	0	-2,3	-1,18
1.2	0	2,3	1,18
2.1	-2,839	2,039	-0,75
2.2	-2,839	-2,961	-1,94
2.3	2,541	-2,961	0,4
2.4	2,541	3,239	1,88
2.5	-2,749	3,149	-0,44
3.1	0	-6,795	-0,01
3.2	0	6,795	0,01
4.1	-4,85	0	-0,28
4.2	4,85	0	0,28

Normalspændingerne fra den lodrette last er beregnet efter samme princip som i de foregående afsnit. Arealfordelingen på den enkelte væg samt lasten på de enkelte væg i jordniveau er opstillet i tabel 9-24 samt vist på figur 9-30. Desuden viser tabellen væggenes egenlast, samt det areal lasten fordeles ud på.



Figur 9-30: Arealfordeling på de enkelte vægprofiler.

Tabel 9-24: Spændinger fra den lodrette last.

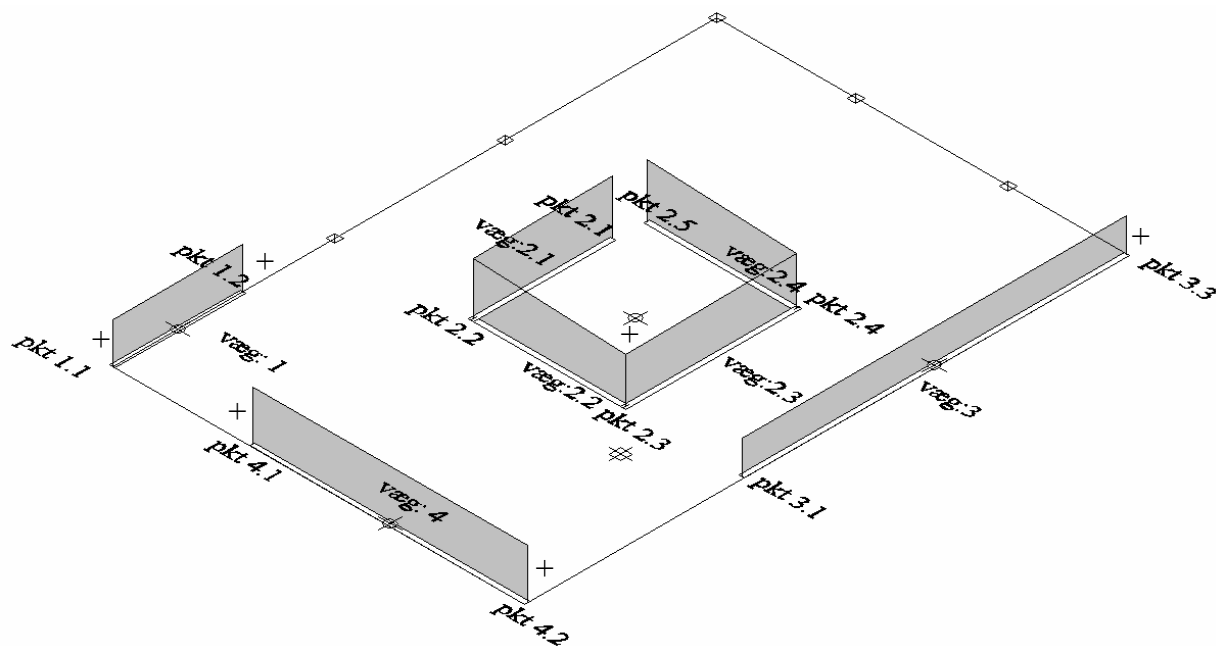
Væg	Areal [m^2]	Last [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Punktlast [kN]	Egenlast [kN]	Vælgareal [m^2]	σ [MPa]
1	15,53·8stk	5	621,38	570,3	0,83	1,44
2.1	34,39·8stk	5	1375,62	619,9	0,90	1,74
2.2	28,59·8stk	5	1143,51	644,7	0,94	
2.3	19,77·8stk	5	790,61	768,7	1,12	
2.4	19,88·8stk	5	795,16	644,7	0,936	1,17
3	29,59·8stk	5	1183,69	1684,9	2,45	
4	46,70·8stk	5	1868,14	1202,6	1,75	1,76

Normalspændingerne fra den lodrette last i vægge parallelle med spændretningerne er vist i tabel 9-25.

Tabel 9-25: Normalspændinger fra den lodrette last i vægge parallelle med spændretningen.

Punkter	x [m]	y [m]	σ_z MPa]
1.1	0	-2,3	1,44
1.2	0	2,3	1,44
2.1	-2,839	2,039	1,9
2.2	-2,839	-2,961	1,85
2.3	2,541	-2,961	1,59
2.4	2,541	3,239	1,66
2.5	-2,749	3,149	1,91
3.1	0	-6,795	1,17
3.2	0	6,795	1,17
4.1	-4,85	0	1,76
4.2	4,85	0	1,76

De samlede normalspændinger fra den lodrette last ses på figur 9-31, imens summen af alle normalspændinger fra både den vandrette og lodrette last er vist i tabel 9-26.

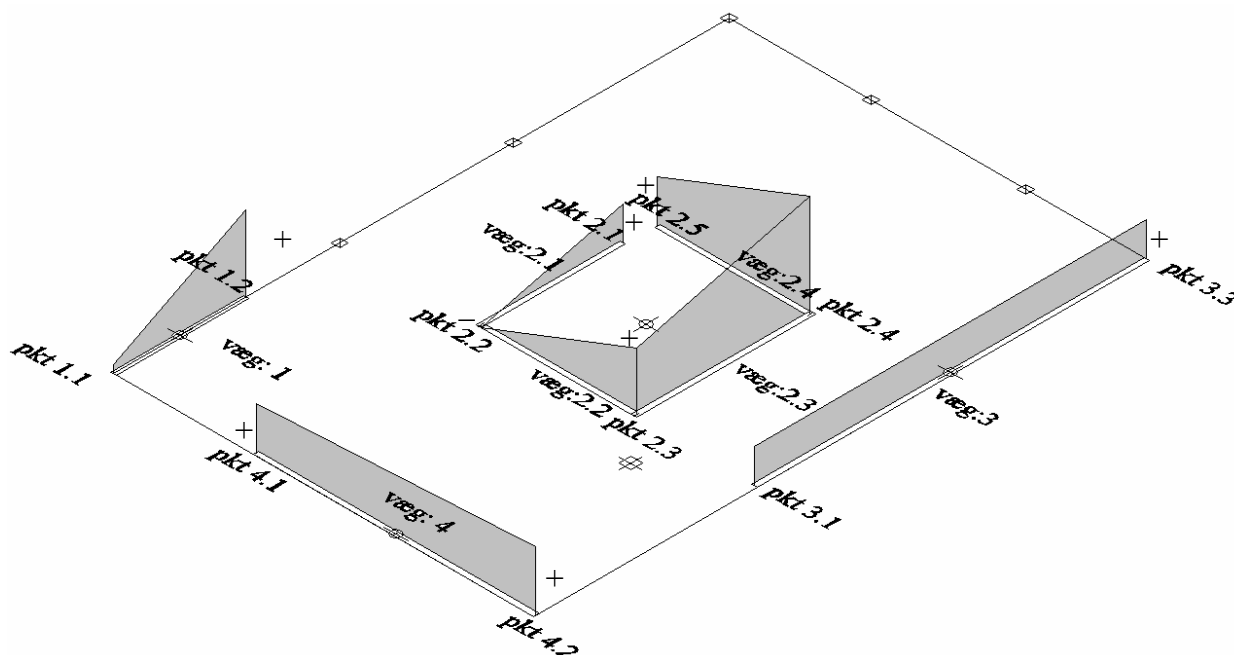


Figur 9-31: Normalspændinger fra den lodrette last.

Tabel 9-26: Samlede normalspændinger for alternativ II.

Punkter	σ_z [MPa]
1.1	0,260
1.2	2,618
2.1	1,156
2.2	-0,090
2.3	1,988
2.4	3,534
2.5	1,467
3.1	1,166
3.2	1,179
4.1	1,475
4.2	2,041

De samlede normalspændinger er vist på figur 9-32.



Figur 9-32: De samlede normalspændinger for alternativ II.

Udførelse af alternativ II

Da elementerne for dette løsningsforlag har mange forskellige spændretninger, og næsten hvert element forventes udformet forskelligt, vurderes det, at alternativ II er den mest komplekse af de tre løsninger. Desuden er elementerne kortere end for de to ovenstående forslag, hvilket betyder, at kranen må udføre flere operationer. Udførelsen af alternativ II må derfor forventes at tage længere tid end de to andre.

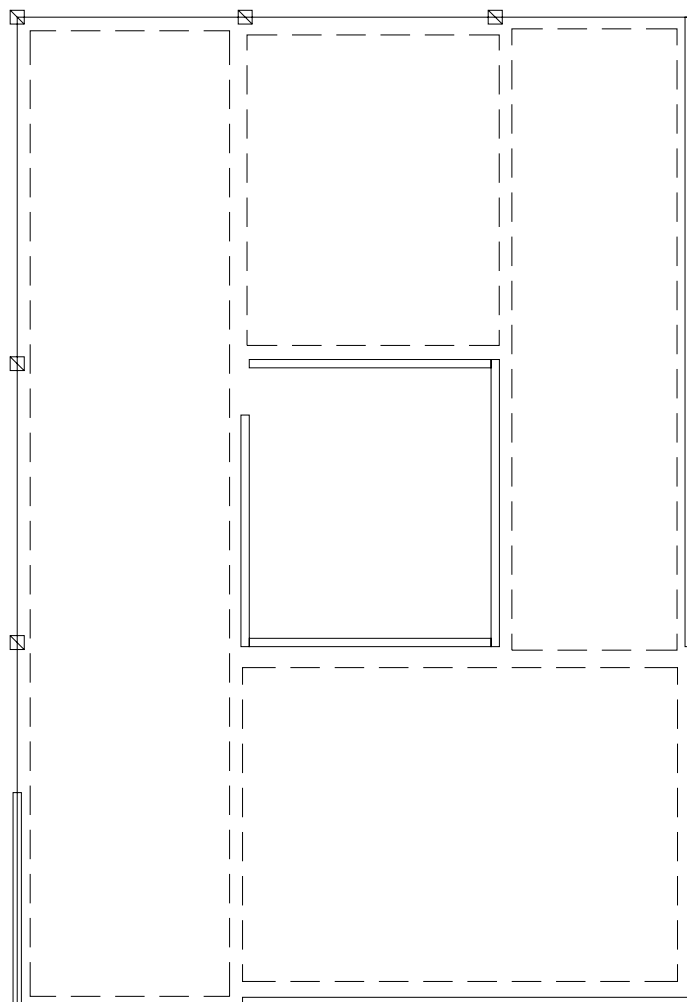
Brandsikring af alternativ II

I dette løsningsforslag er der flugtmulighed i tilfælde af brand ned af trappen i midten af bygningen. Som i de to ovenstående forslag placeres der endnu en flugtmulighed i den sydlige ende.

Robusthed for alternativ II

Alternativ II indeholder mange bjælker og søjler i forhold til de to andre forslag. Det vurderes, at dette forslag ligeledes kan laves robust ved anvendelse af randarmering, men kompleksiteten af dækkenes placering medfører, at udførelsen tager længere tid end de to ovenstående løsningsfor-

slag. Dernæst kommer mængden af armering, der vurderes at være størst ved dette alternativ, da der er mange flere rande i dette forslag. Et forslag til placering af randarmeringen er vist på figur 9-33, hvor randarmeringen er stiplede linier.



Figur 9-33: Randarmering vist med stiplede linier.

9.6 Vurdering af skitseforslag

I ovenstående afsnit er der regnet normalspændinger i jordniveau for de tre løsningsforslag til tårnet. Dernæst er de vurderet med hensyn til udførelse, brandsikkerhed samt robusthed. For at kunne træffe et kvalificeret valg af den endelige model er der opstillet en matrix med fordele og ulemper i tabel 9-27. I matricen er tårnet valgt som indeks 0, og de andre har fået + og – efter, hvordan de forholder sig til tårnet. Indekset for spændingerne er vurderet ud fra den største forekommende spænding ved hvert løsningsforslag.

Tabel 9-27: Fordele og ulemper for de tre skitseforslag.

	Tårnet	Alternativ I	Alternativ II
Spændinger, vandret last	0	+	++
Spændinger, lodret last	0	0	++
Totale spændinger	0	0	+
Udførelse	0	0	--
Brand	0	0	0
Robusthed	0	0	-

Tabel 9-27 viser, at alternativ II har den bedste spændingsfordeling, idet de maksimale spændinger der er mindre end de to andre forslag. Ulemperne ved alternativ II sammenlignet med de andre forslag er, at udførelsen er sværere end for de to andre forslag, idet dækkene her har forskellige spænderetninger. Desuden er robustheden for dette alternativ ikke særlig god.

Funktionskravene er ikke overholdt ved alternativ II, da inddelingen ikke er fleksibel. På denne baggrund er det klart, at det ikke er alternativ II, der skal vælges ud fra udførelses betragtninger alene. Ud fra matricen ses, at tårnet og alternativ I er ens for alle vurderingsparameter på nær for spændinger. Det skal bemærkes, at spændingerne kun kommer fra et fiktivt lasttilfælde, og det er derfor ikke udelukket, at det kunne være anderledes for andre lasttilfælde.

Ud fra ovenstående analyse vælges at anvende alternativ I til dimensionering. Mål og dimensioner for alternativ I er vist på tegning K1.

10

LASTER

I dette kapitel beregnes de laster, der virker på tårnet. Lasterne omfatter vindlast, snelast, nyttelast og egenlast. Kapitlet afsluttes med en opstilling af lastkombinationer, der vurderes farligst for konstruktionen. Dimensioner af konstruktionsdele er skønnet og målt ud fra detailtegninger af Kennedy Arkaden.

10.1 Egenlast

Egenlasten vurderes at bestå af følgende laster. Last fra etageadskillelser og tag, last fra bærende vægge, last fra teglfacader, vinduesfacader og last fra søjler og bjælker.

I det følgende opskrives de gældende materialeparametre samt egenlasten i tabel 10-1, tabel 10-2 og tabel 10-3.

Tabel 10-1: Lastparametre for teglfacader.

Teglfacade	Tykkelse[mm]	Specifik tyngde [kN/m ³]	Specifik tyngde [kN/m ²]	Kilde
Teglstensmur	108	-	1,9	[DS 410, 1998]
Isolering	135	1,0	0,14	[DS 410, 1998]
Betonelement	180	24	4,32	[DS 410, 1998]
Samlet			6,4	

Tabel 10-2: Lastparametre fra etageadskillelser.

Etageadskillelse	Tykkelse [mm]	Specifik tyngde [kN/m ³]	Specifik tyngde [kN/m ²]	Kilde
Huldæk	300	-	6,1	Jf. afsnit 11.1
Gulvbelægning (krydsfiner)	20	7	0,14	[DS 410, 1998]
Isolering + lægter	-	-	0,2	Skøn
Loft (gipsplader)	25	9	0,23	[DS 410, 1998]
Samlet			6,7	

Tabel 10-3: Lastparametre for tagkonstruktion.

Tagkonstruktion	Tykkelse [mm]	Specifik tyngde [kN/m ³]	Specifik tyngde [kN/m ²]	Kilde
Tagpap	-	-	0,05	[DS 410, 1998]
Isolering + lægter	200	2	0,4	Skøn
Tagdæk	300	-	6,1	Jf. afsnit 11.1
Krydsfiner	20	7	0,14	[DS 410, 1998]
Samlet			6,7	

Udover de i tabellerne angivne værdier forekommer også en last fra glasfacaderne, der sættes til $0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ og en last fra indvendige bærende vægge, der sættes til $4,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ [DS 410, 1998].

Hertil kommer en vandret masselast, der medregnes som 1,5% af den regningsmæssige værdi af den lodrette last [DS410, 1998].

10.2 Nyttelast

Nyttelasten i en konstruktion afhænger af lokalernes funktion. Det antages at hoveddelen af etagearealet i tårnet benyttes til kontor. Dog forventes stuen udnyttet til butiksarealer, hvilket får betydning under dimensionering af fundamenter.

Fra [DS410, 1998] findes følgende parametre, jf. tabel 10-4.

Tabel 10-4: Parametre for nyttelast.

Anvendelse	$q \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	$\psi (q)$	$Q \text{ [kN]}$	$\psi (Q)$
Kontor/ Let erhverv	3,0	0,5	2,0	0
Butikker og arkiver	3,0	1,0	3,0	0
Tagflader	0	0	1,5	0

10.3 Snelast

I det følgende beregnes den karakteristiske snelast på konstruktionens tag. Dette gøres i henhold til de forskrevne metoder i [DS410, 1998]. Da tagkonstruktionen på Kennedy Arkadens tårn er flad, benyttes formfaktoren $c_i = 1$. Som beliggenhedsfaktor og termisk faktor benyttes henholdsvis $C_e = 1$ og $C_t = 1$, der begge er på den sikre side. s_k beregnes ud fra en grundværdi af sneens terrænværdi, der er på den sikre side og sættes til $c_{\text{års}} = 1$ og en årstidsfaktor for sneens terrænværdi, der er $s_{K,0} = 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Herfra fås:

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

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

10.4 Vindlast

Som beskrevet i kapitel 8 er tårnet del af en større konstruktion. Det medfører, at tårnet påvirkes af vindlasten fra to retninger i de første seks etager, mens de to øverste etager er frie og optager vindlast fra alle retninger. Fra figur V 6.2b i [DS410, 1998] vurderes det, at der må regnes med kvasistatisk vindlast, når bygningen er 14,5m bred og 28,7m høj.

Vindlasten på konstruktionen beregnes ud fra [DS 410, 1998] for bygninger lavere end 200m. Bygningens reference højde sættes til 28,7m, som er konstruktionens højde over terræn. Bygningen er desuden en helårsbygning og antages at stå i et område karakteriseret ved terrænkategori III, svarende til forstads- eller industriområder.

Fra disse parametre findes det karakteristiske maksimale hastighedstryk ved aflæsning i tabel 6.1.2.1 i [DS410, 1998], til:

$$q_{\max} = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

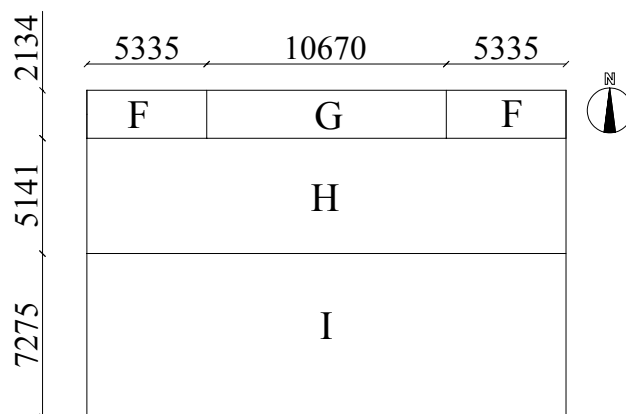
10.4.1 Vindlast på tag

Vindtrykket på taget beregnes efter de i [DS 410, 1998] forskrevne metoder. Formfaktorerne i tabel 10-5 er fundet for fladt tag.

Tabel 10-5: Formfaktorerne for vindlast på fladt tag. Negative værdier indikerer et sug på taget.

	F	G	H	I
Største	-1,8	-1,3	-0,7	-0,5
Mindste	0	0	0	0,2

Figur 10-1 viser fordelingen af de områder, hvor vindtrykket virker.



Figur 10-1: Eksempel på taginddeling med vind fra nord.

Arealet af de forskellige taginddelinger.

$$F = (2,134\text{m} \cdot 5,335\text{m}) \cdot 2 = 22,8\text{m}^2$$

$$G = (21,34\text{m} - 2 \cdot 5,335\text{m}) \cdot 2,134\text{m} = 22,8\text{m}^2$$

$$H = (7,275\text{m} - 2,134\text{m}) \cdot 21,34\text{m} = 109,7\text{m}^2$$

$$I = 21,34\text{m} \cdot 7,275\text{m} = 155,3\text{m}^2$$

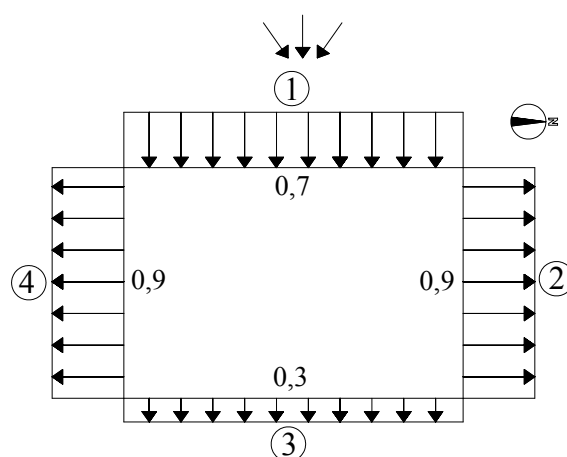
Det maksimale vindtryk $q_{\max}$ er $0,91 \text{ kN/m}^2$ og i tabel 10-6 ses trykket fordelt på taginddelingerne.

Tabel 10-6: Trykket på de forskellige taginddelinger

	$C_{p,10}$	$q_{\max} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	Tryk $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
$F_{\text{høj}}$	-1,8	0,91	-1,64
F_{lav}	0	0,91	0
$G_{\text{høj}}$	-1,3	0,91	1,2
G_{lav}	0	0,91	0
$H_{\text{høj}}$	-0,7	0,91	-0,64
H_{lav}	0	0,91	0
$I_{\text{høj}}$	-0,5	0,91	-0,46
I_{lav}	0,2	0,91	0,18

10.4.2 Vindlast på ydermuren for vind fra vest

I dette afsnit beregnes vindlasten, når vinden kommer fra vest. Figur 10-2 viser formfaktoren for de to øverste etager, der står frit. I tabel 10-7 ses vindtrykket efter medregning af formfaktorer.

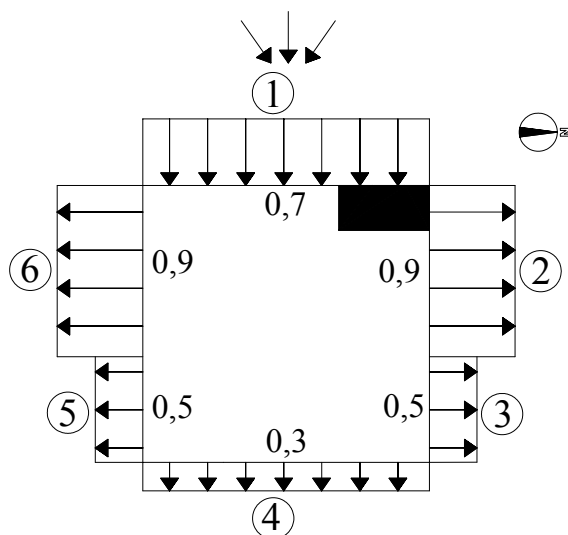


Figur 10-2: Formfaktoren for vinden kommende fra vest på de to øverste etager.

Tabel 10-7: Vindtrykket på de to øverste etager.

Side	$q_{\max} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	Formfaktor	Vindtryk $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
1	0,91	0,7	0,64
2	0,91	0,9	0,83
3	0,91	0,3	0,2
4	0,91	0,7	0,64

På figur 10-3 ses fordelingen af formfaktorerne for stuen til 6. etage. I tabel 10-8 ses vindtrykket efter medregning af formfaktorer.



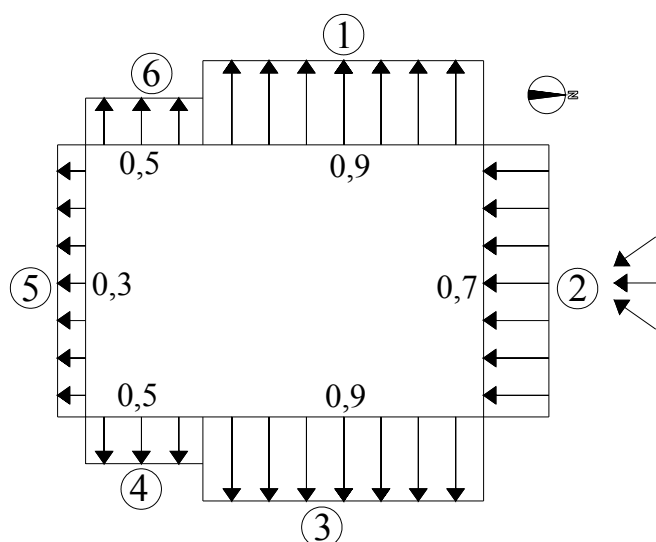
Figur 10-3: Formfaktoren for vinden kommende fra vest for stueetagen til 6. etage.
Den sorte firkant viser placeringen af tårnet.

Tabel 10-8: Vindtrykket på de første 6 etager.

Side	$q_{\max} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	Formfaktor	Vindtryk $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
1	0,91	0,7	0,64
2	0,91	0,9	0,83

10.4.3 Vindlast på ydermuren for vind fra nord

I dette kapitel beregnes vindlasten, når vinden kommer fra nord. På figur 10-4 ses formfaktoren for de to øverste to etager. I tabel 10-9 ses vindtrykket på de to øverste etager.

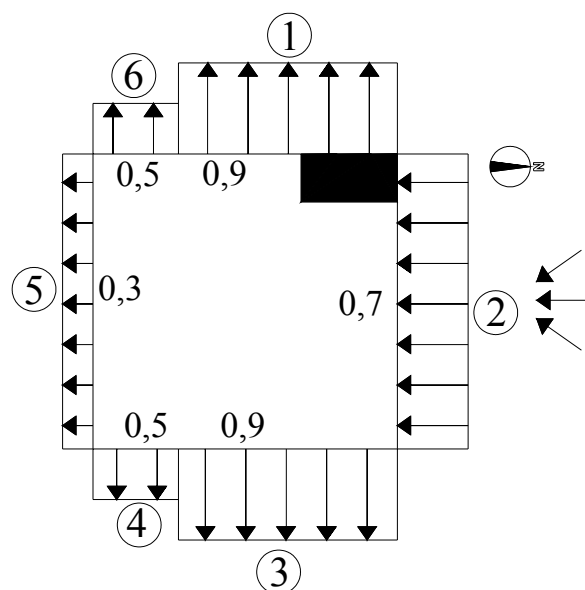


Figur 10-4: Formfaktorerne for vinden kommende fra nord på de to øverste etager.

Tabel 10-9: Vindtrykket på de to øverste etager.

Side	$q_{\max} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	Formfaktor	Vindtryk $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
1	0,91	0,9	0,83
2	0,91	0,7	0,64
3	0,91	0,9	0,83
4	0,91	0,5	0,46
5	0,91	0,3	0,27
6	0,91	0,5	0,46

For de seks nederste etager ses formfaktorerne for hele bygningen på figur 10-5. I tabel 10-10 ses vindtrykket på de seks nederste etager for tårnet.



Figur 10-5: Formfaktorerne for vinden kommende fra nord på de nederste seks etager.
Den sorte firkant viser placeringen af tårnet.

Tabel 10-10: Vindtrykket på de nederste seks etager.

Side	$q_{\max} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	Formfaktor	Vindtryk $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
1	0,91	0,9	0,83
2	0,91	0,7	0,64

Der ses bort fra indvendig vindlast, da det vurderes, at der ikke forekommer dominerende åbninger, hvormed der forstås åbninger, som er større end 1% af det samlede facadeareal.

10.5 Lastkombinationer

I dette afsnit fastsættes de dimensionsgivende lastkombinationer, der benyttes til detailprojekteringen, jf. tabel 10-11. Lastkombinationerne er afgrænset til at omhandle én i anvendelsesgrænsetilstanden, seks i brudgrænsetilstande og to ved ulykkeslast. De syv lastkombinationer i brudgrænsetilfældet er valgt af hensyn til at finde en lastkombination, der giver det største nedadrettede bidrag samt det mindste nedadrettede bidrag. Lastkombinationer med størst nedadrettet bidrag vil f.eks. være dimensionsgivende ved pæleværker mens situationer med mindst nedadrettet bidrag kan være farligt ved f.eks. samlinger.

Tabel 10-11: Dimensionsgivende lastkombinationer. Det bemærkes, at der med hensyn til nyttelasten kun benyttes partialkoefficient på en etage. [DS409, 1998]

Lastkombination	
LK1 – Anv.	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot N$
LK2 – Brudgr.	$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot N + 1,5 \cdot V + 0,5 \cdot S$
LK3 – Brudgr.	$1,0 \cdot G + 1,3 \cdot N + 0,5 \cdot V + 0,5 \cdot S$
LK4 – Brudgr.	$1,0 \cdot G + 1,3 \cdot N + 1,0 \cdot V_m + 0,5 \cdot S$
LK5 – Brudgr.	$(0,9 \cdot G + 0,25 \cdot 1 \cdot G) + 1,0 \cdot N + 0,5 \cdot V + 0,5 \cdot S$
LK6 – Brudgr.	$(0,9 \cdot G + 0,25 \cdot 1 \cdot G) + 1,0 \cdot N + 1,0 \cdot V_m + 0,5 \cdot S$
LK7 – Brudgr.	$0,8 \cdot G + 0,5 \cdot N + 1,5 \cdot V + 0,5 \cdot S$
LK8 – Ulykke (Bortfald)	$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot N$
LK9 – Ulykke (Brand)	$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot N + 0,5 \cdot V + 0,5 \cdot S$

I tabel 10-11 refererer G til konstruktionens egenvægt, N til konstruktionens nyttelast og V_m til vandret masselast. V og S refererer til naturlasten på konstruktionen.

I kapitel 11 detailprojekteres et huldæk, randarmering samt to samlinger ud fra de ovenfor bestemte laster.

11

DETAILPROJEKTERING

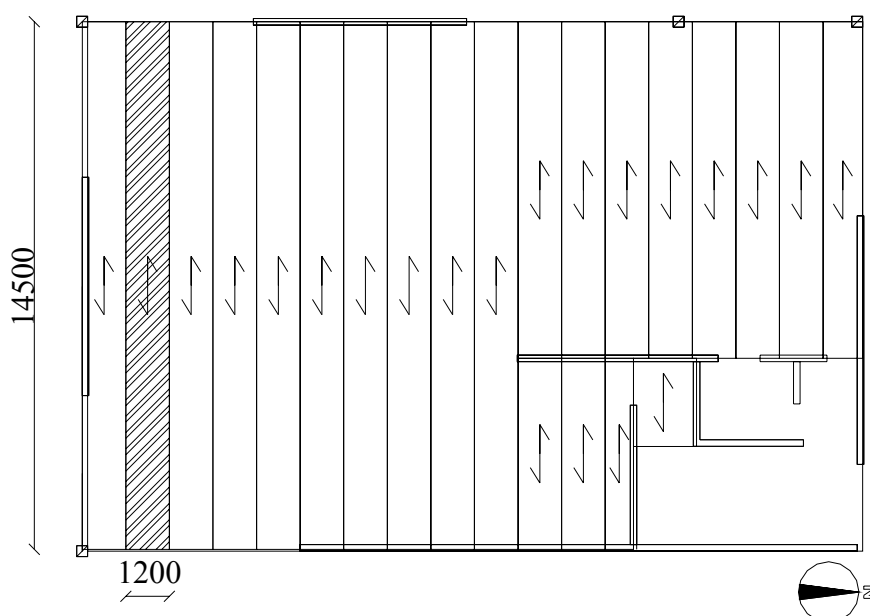
I det følgende detailprojekteres et huldæk i tårnet, hvorunder der tages hensyn til brand. Desuden dimensioneres randarmeringen, et etagekryds og en vægfuge.

11.1 Huldæk

I kapitel 9 er der valgt en opbygning af tårnet, som skal detaildedimensioneres. Indledningsvis dimensioneres et huldæk i den valgte opbygning af tårnet.

11.1.1 Beregningsforudsætninger

Det vælges i det følgende udelukkende at fokusere på et enkelt dæk med en spændvidde på 14,5m, det aktuelle dæk er markeret på figur 11-1.

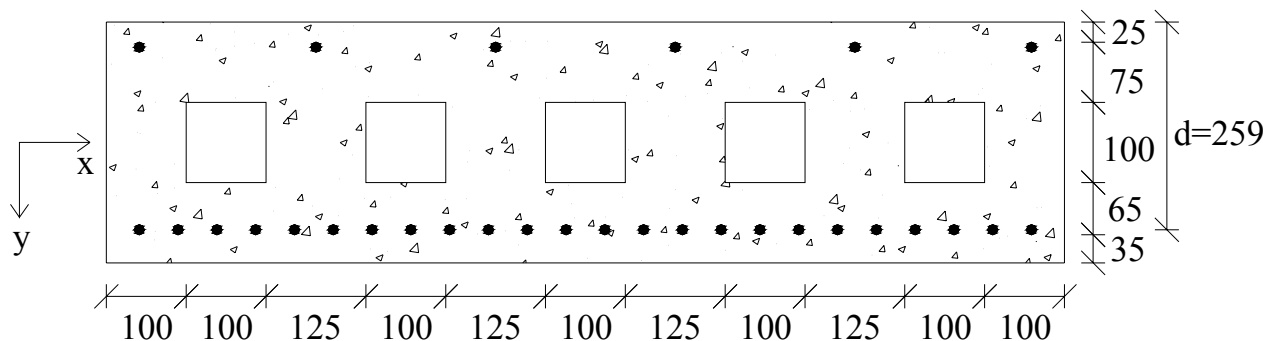


Figur 11-1: Udvalgt etagedæk med dimensioner.

Det valgte dæk ønskes på grund af den store spændvidde udført som et førspændt dæk, hvorved udbøjninger minimeres.

Tværsnitsgeometri

For at begrænse egenvægten udformes dækket som et huldæk, med de på figur 11-2 angivne tværsnitsmål.



Figur 11-2: Tværsnit af dæk med 24 liner i bunden og 6 liner i toppen.

I det følgende bestemmes geometriske størrelser for det benyttede tværsnit. Målene for tværsnittet er angivet i tabel 11-1. For at afstandskravene mellem armeringen er overholdt, skal tilslaget i betonen have den største stenstørrelse på 16mm.

Tabel 11-1: Mål for tværsnit.

Ydre mål	[m]	Hulmål [m]
Bredde	1,2	0,1
Længde	14,5	14,5
Højde	0,3	0,1

Inertimomentet for tværsnittet bestemmes som inertimomentet for et massivt rektangulært tværsnit, hvorfra inertimomentet fra de enkelte rektangulære huller fratrækkes. Inertimomentet er angivet i tabel 11-2.

Tabel 11-2: Inertimoment for tværsnit.

Inertimoment	[m ⁴]
Massivt tværsnit	$2,7 \cdot 10^{-3}$
Et hul	$4,17 \cdot 10^{-5}$
Huldæk	$2,66 \cdot 10^{-3}$

Modstandsmomentet W for tværsnittet bestemmes:

$$W = \frac{I}{y}$$

hvor

I er det samlede inertimoment.

y er afstanden fra tyngdepunktet af det rene betontværsnit til kanten af tværsnittet.

$$W = \frac{2,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}{0,15 \text{ m}} = 0,018 \text{ m}^3$$

Med fastlæggelse af modstandsmomentet kan kerneradius k bestemmes:

$$k = \frac{W}{A_{\text{beton}}}$$

$\Updownarrow$

$$k = \frac{0,018 \text{ m}^3}{0,31 \text{ m}^2} = 0,058 \text{ m}$$

Armeringens samlede excentricitet beregnes ud fra afstanden fra armeringslinernes tyngdepunkt og ind til tværsnittets centerlinie:

$$e_x = \frac{24 \cdot 109 \text{ mm} - 6 \cdot 119 \text{ mm}}{24 + 6} = 63 \text{ mm}$$

Ovenstående betyder, at trækresultanten fra armeringslinerne er 63 mm under tværsnittets centerlinie.

Tværsnittets ækvivalente radius, der anvendes til bestemmelse af svind- og krybetøjning, bestemmes ved:

$$r_{\text{æ}} = \frac{2 \cdot A_{\text{beton}}}{s}$$

hvor

s er den frie overflade

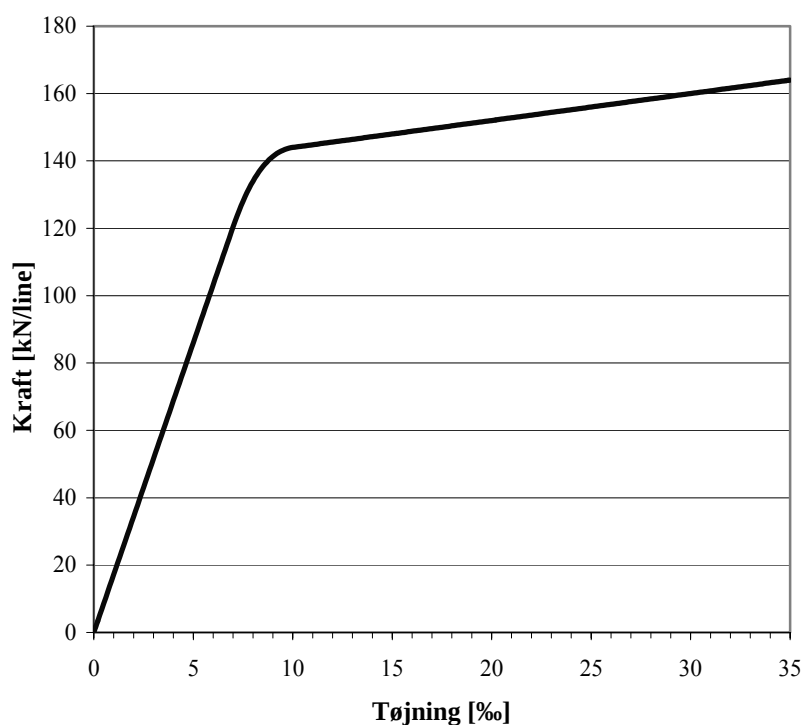
$$r_{\text{æ}} = \frac{2 \cdot 0,31 \text{ m}^2}{2 \cdot 1,2 \text{ m}} = 0,26 \text{ m}$$

Materialedata

Betonen, der benyttes til dækket, skal proportioneres med hurtighærdende cement med et cement-indhold C på $350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$. Endvidere forudsættes et v/c tal på 0,5. Hærdeprocessen kræves at forløbe således, at betonen efter 3 døgn har opnået en modenhed svarende til 10 døgn, mens der efter 14 døgn forventes en modenhed svarende til 20 døgn.

For betonen benyttes en rumvægt på $2350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$, mens trykstyrken af betonen f_{ck} forudsættes at være 40MPa. Betonens trækstyrke sættes til $f_{tk} = 0\text{MPa}$. Betonens begyndelseselasticitetsmodul er $E_{C0k} = 38 \cdot 10^3 \text{MPa}$ [DS 411, 1999].

Som armering benyttes der L12,5 liner med en brudstyrke f_{yk} på $164 \frac{\text{kN}}{\text{line}}$ og et elasticitetsmodul på $E_{sk} = 185\text{GPa}$. Arealet af en enkelt line er $A_s = 93\text{mm}^2$. Armeringens arbejdskurve er vist på figur 11-3.



Figur 11-3: Armeringens arbejdskurve.

Armeringens arbejdskurve er givet ved:

$$0 < \varepsilon < 7 : P = 17,205 \cdot \varepsilon$$

$$7 < \varepsilon < 10 : P = 0,2251 \cdot \varepsilon^3 - 9,237 \cdot \varepsilon^2 + 109,03 \cdot \varepsilon - 277,7$$

$$10 < \varepsilon < 35 : P = 136 + 0,8 \cdot \varepsilon$$

Dækket er i høj sikkerhedsklasse, hvorved partialkoefficienten for armeringen er $\gamma_s = 1,43$, mens der for beton benyttes $\gamma_c = 1,815$.

Klimaforudsætninger og belastningshistorie for dækket er angivet i tabel 11-3.

Tabel 11-3: Belastningshistorie og klimapåvirkning for dækket.

Døgn	Belastning	RF [%]
0	Liner opspændes, og dækket udstøbes	85
3	Forspænding og egenvægt påføres dækket	85
14	Dækket monteres, og den samlede last påføres	50

Laster

Dækket er belastet af egenvægt, nyttelast og vindlast på facaden. De karakteristiske laster er angivet tabel 11-4.

Tabel 11-4: Karakteristiske laster for dækket.

Karakteristisk last	kN/m^2
Egenvægt	6,1
Egenvægt (med gulv)	6,7
Nyttelast	3
Vindlast på facaden	0,91

I anvendelsesgrænsen benyttes LK1, jf. kapitel 10.5. I brudgrænsen er det vurderet, at LK5 er farligst, da denne kombination medfører det største moment i dækket.

Det forventes, at dækket optager vindlast svarende til et facadeareal på dækkets bredde multipliceret med etagehøjden, hvilket giver:

$$1,2\text{m} \cdot 3,4\text{m} = 4,1\text{m}^2$$

Vindlasten er endvidere afgrænset til at virke som tryk på bygningen med en formfaktor på 1, da der regnes på øverste etage.

Snitkræfter

Det er valgt at benytte dæk, som spænder i én retning, hvorved dækket kan regnes som en bjælke.

Det maksimale moment for de forskellige karakteristiske laster bestemmes dermed som:

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$$

Hvorved der ses bort fra punktlasten i nyttelasten.

Det maksimale moment multipliceres herefter med dækkets bredde. Som eksempel beregnes momentet fra egenvægten:

$$M_{g \max} = \frac{1}{8} \cdot 6,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (14,5\text{m})^2 \cdot 1,2\text{m} = 211\text{kNm}$$

Normalkraften fra vinden indgår i LK5, hvor lastkombinationsfaktoren for vind er $\psi = 0,5$. Normalkraften, som enten tryk eller træk, beregnes til:

$$N_{\text{vind}} = 4,1\text{m}^2 \cdot 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (0,7 + 0,3) \cdot 0,5 = 1,9\text{kN}$$

Normalkraften fra vindlasten er meget lille, og der ses derfor bort fra den i det efterfølgende.

De benyttede laster er angivet i tabel 11-5 for de valgte lastkombinationer.

Tabel 11-5: Regningsmæssige snitmomenter for betondækket.

Snitkræfter	Egenvægt, M_G [kNm]	Egenvægt+gulv, M_{GG} [kN]	Moment fra nyttelast, M_N [kNm]
LK1	192	211	95
LK5	221	243	95

11.1.2 Anvendelsesgrænsen

I anvendelsesgrænsen er kravet til opspændingskraften, at de resulterende spændinger i betonen ikke overstiger hverken træk- eller trykstyrken.

$$-\sigma_t \leq \sigma \leq \sigma_c$$

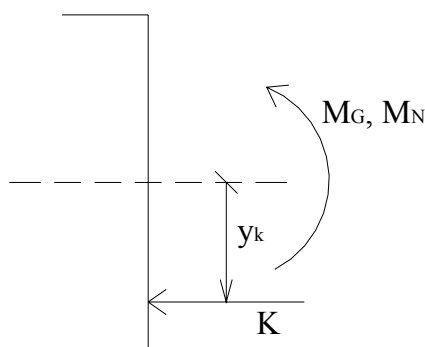
Der er specielt to tilfælde, som stiller krav til opspændingskraften.

Det første tilfælde er ved frigørelse af donkrafte, som fastholder opspændingen. Opspændingskraften skal herefter modvirkes af den friske beton i dækket, som på dette tidspunkt ikke har opnået fuld styrke. I ovennævnte situation belastes dækket kun af egenvægt.

Det andet tilfælde er ved den daglige brug af dækket, hvor dækket belastes af både egenvægt og nyttelast. I dette tilfælde har betonen opnået fyld styrke.

Der er ingen normkrav til de tilladelige spændinger i anvendelsesgrænsen, men erfaringsmæssigt sættes denne til 55% af den karakteristiske trykstyrke [Kloch, 2001]. I opspændingsfasen må trykspændingen i betonen ikke overstige 70% af trykstyrken på opspændingstidspunktet [DS 411, 1999]. Det vises i næste kapitel, at denne trykstyrke er 83% af den karakteristiske trykstyrke. Samlet giver det en trykstyrke på opspændingstidspunktet på 58% af den karakteristiske trykstyrke. På den sikre side regnes i begge situationer med 55%, idet der er usikkerhed tilknyttet den karakteristiske styrke efter tre døgn. Desuden ønskes der ingen trækspændinger, hvorfor denne sættes til 0.

Der anvendes fortegnsregningen på figur 11-4.



Figur 11-4: Fortegnsregning for snitkræfter.

Kravene til opspændingskraften er givet ved følgende udtryk, der gælder for tværsnit med træk i oversiden [Kloch, 2001]:

Krav til overside:

$$\frac{M_G + M_N - \sigma_c \cdot W}{y_k - k} \leq K \leq \frac{M_G + \sigma_t \cdot W}{y_k - k}$$

$$\Downarrow$$

$$\frac{211 \text{ kNm} + 95 \text{ kNm} - 0,55 \cdot 40 \text{ MPa} \cdot 0,018 \text{ m}^3}{0,075 \text{ m} - 0,058 \text{ m}} \leq K \leq \frac{211 \text{ kNm} + 0 \text{ MPa} \cdot 0,018 \text{ m}^3}{0,075 \text{ m} - 0,058 \text{ m}}$$

$$\Downarrow$$

$$-4709 \text{ kN} \leq K \leq 11850 \text{ kN}$$

Krav til underside:

$$\frac{M_G + M_N - \sigma_t \cdot W}{y_k + k} \leq K \leq \frac{M_G + \sigma_c \cdot W}{y_k + k}$$

$$\Downarrow$$

$$2315 \text{ kN} \leq K \leq 4549 \text{ kN}$$

Der vælges herefter en opspændingskraft på $K = 2400 \text{ kN}$, hvilket giver en opspændingskraft på 80 kN/line .

11.1.3 Effektiv opspændingskraft

I følgende kapitel behandles de betonteologiske fænomener svind og krybning, som medfører sammentrykning af dækket og dermed tøjningsændringer i armeringen. Når armeringslinerne kappes opstår der yderligere et tab i forspændingskraften på grund af momentantøjning. Tøjningen i armeringen ændres yderligere ved relaxation. Det er derfor vigtigt at fastlægge konsekvensen af de nævnte parametre, hvorved en effektiv opspændingskraft, som tager højde for tøjningsændringen, kan bestemmes.

Svind

Svind opstår som følge af udtørring i betonen og er derfor afhængig af det omgivende klima. Svin-
det beregnes ved:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_b \cdot k_b \cdot k_d \cdot k_t \quad [\text{Teknisk Ståbi, 2003}]$$

hvor

ε_b er basissvindet, der afhænger af betonens relative luftfugtighed.

k_b er en faktor, som afhænger af betonens sammensætning.

k_d er en faktor, som afhænger af konstruktionsdelens ækvivalente radius $r_{\text{æ}}$.

K_t er en faktor, som beskriver svindforløbet som funktion af tiden.

I det følgende vises udregningen for svindet i løbet af dækkets første 14 dage, hvor det er udsat for en luftfugtighed på 85%.

Faktoren k_d bestemmes:

$$k_d = \frac{0,25 \cdot (0,852 + r_{\text{æ}})}{0,0727 + r_{\text{æ}}} = \frac{0,25 \cdot (0,852 + 0,26)}{0,0727 + 0,26} = 0,71$$

Basissvindet bestemmes:

$$\varepsilon_b = \frac{0,089 \cdot (1 - RF)}{1,67 - RF} = \frac{0,089 \cdot (1 - 0,85)}{1,67 - 0,85} = 0,016\%$$

Faktoren k_b bestemmes:

$$k_b = 7 \cdot 10^{-3} \cdot C \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_c} + \frac{1}{3}\right) \cdot \frac{\gamma}{\gamma_c} = 7 \cdot 10^{-3} \cdot 350 \cdot \left(0,5 + \frac{1}{3}\right) \cdot 0,5 = 1,02$$

Til sidst beregnes k_t efter 14 døgn:

$$k_t = \frac{t_c^\alpha}{t_c^\alpha + t_0}$$

hvor

$$\beta = \frac{\ln(20 \cdot r_{\text{æ}})}{\ln(2)} = \frac{\ln(20 \cdot 0,26\text{m})}{\ln(2)} = 2,38$$

$$\alpha = 0,75 + 0,125 \cdot \beta = 0,75 + 0,125 \cdot 2,38 = 1,05$$

$$t_0 = 9 \cdot \left(\sqrt{10}\right)^{\alpha \cdot \beta} = 9 \cdot \left(\sqrt{10}\right)^{1,05 \cdot 2,38} = 158,4$$

$$k_t = \frac{14^{1,05}}{14^{1,05} + 158,4} = 0,09$$

Svindet efter 14 døgn beregnes hermed til:

$$\varepsilon_s = 0,16\text{‰} \cdot 1,02 \cdot 0,71 \cdot 0,09 = 0,01\text{‰}$$

Det samlede svind er beregnet efter 5 år ved samme metode som ovenstående. Det skal her bemærkes, at luftfugtigheden sættes til 50%, da den højere luftfugtighed de første 14 dage har en begrænset indflydelse på den gennemsnitlige luftfugtighed over de fem år. Resultatet er angivet i tabel 11-6.

Tabel 11-6: Resultat af svindberegning.

Svind	Svindtøjning [‰]
14 døgn, RF 85%	0,01
1825 døgn, RF 50%	0,26
Sum	0,27

Krybning

Krybning i betonen er afhængig af spændingsniveauet og modenheden for betonen. I det følgende beregnes krybningen fra tredje døgn til fjortende døgn, hvor dækket udelukkende belastes af egenvægten.

Krybetøjningen ε_c bestemmes ved:

$$\varepsilon_c = \frac{\psi \cdot n_0 \cdot \sigma_c}{E_{sk}} \quad [\text{Teknisk Ståbi, 2003}]$$

hvor

σ_c er spændingen i betonen på det aktuelle tidspunkt, hvor krybningen bestemmes.

E_{sk} er armeringens karakteristiske elasticitetsmodul.

n_0 er givet ved:

$$n_0 = 5,5 \cdot \left(1 + \frac{13}{\xi M_{20} \cdot f_{ck}} \right)$$

hvor

ξM_{20} er en reduktionsfaktor, der tager højde for betonens styrkeudvikling.

ψ er krybetallet givet ved:

$$\psi = k_a \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_t$$

hvor

$$k_a = \frac{0,085 \cdot (54 + \sqrt{M_{20}})}{1,75 + \sqrt{M_{20}}}$$

$$k_c = \frac{6,7 \cdot (1,15 - RF)}{2,03 - RF}$$

$$k_d = \frac{0,56 \cdot (0,211 - r_x)}{0,0727 - r_x}$$

I beregningen af krybetallet beregnes værdierne k_b og k_t på samme måde som i beregningen af svind, det skal dog bemærkes, at der i beregningen af k_t benyttes en eksponeringstid på 11 døgn, hvilket medfører, at $k_t = 0,07$.

De resterende faktorer beregnes til:

$$k_a = \frac{0,085 \cdot (54 + \sqrt{10})}{1,75 + \sqrt{10}} = 0,99$$

$$k_c = \frac{6,7 \cdot (1,15 - 85\%)}{2,03 - 85\%} = 1,7$$

$$k_d = \frac{0,56 \cdot (0,211 - 0,26)}{0,0727 - 0,26} = 0,79$$

Krybetallet beregnes til:

$$\psi = 0,99 \cdot 1,02 \cdot 1,7 \cdot 0,79 \cdot 0,07 = 0,1$$

Betonens relative styrkeudvikling efter 3 døgn svarer til en modenhed på $M_{20} = 10$, dermed bliver reduktionsfaktoren:

$$\xi M_{20} = \exp \left(- (0,7 + 1,5 \cdot \%) \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{M_{20}}} - \frac{1}{\sqrt{28}} \right) \right)$$

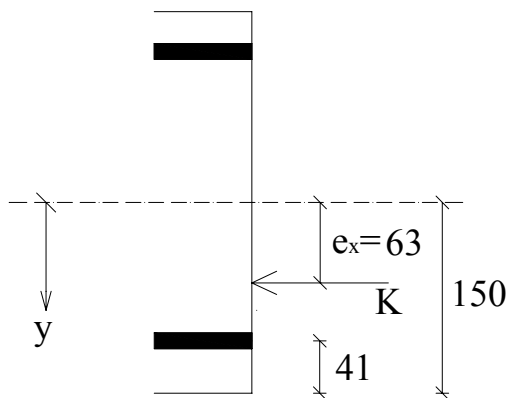
$$\Updownarrow$$

$$\xi M_{20} = \exp \left(- (0,7 + 1,5 \cdot 0,5) \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{10}} - \frac{1}{\sqrt{28}} \right) \right) = 0.83$$

Værdien n_0 , som reduceres med den relative styrkeudvikling:

$$n_0 = 5,5 \cdot \left(1 + \frac{13}{0,83 \cdot 40 \text{ MPa}} \right) = 7,65$$

Spændingen i dækkets midtersnit beregnes ud fra opspændingen og egenvægten. Spændingen fra opspændingen beregnes med Navier i niveauet for de 24 liner i undersiden. Fortegnsretningen kan ses på figur 11-5.



Figur 11-5: Fortegnsregning ved bestemmelse af spændinger.

Spændingen i betonen fra opspændingen beregnes til:

$$\sigma_f = \frac{K}{A_{\text{beton}}} \pm \frac{K \cdot e_x}{I} \cdot y$$

$$\Updownarrow$$

$$\sigma_f = \frac{2400 \text{ kN}}{0,3 \text{ m}^2} \cdot 10^{-3} - \frac{2400 \text{ kN} \cdot 0,063 \text{ m}}{2,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4} \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{0,3 \text{ m}}{2} - 0,041 \text{ m} \right) = 14 \text{ MPa (tryk)}$$

Spændingen fra egenvægten i armeringsniveau beregnes til:

$$\sigma_g = \frac{M_G}{I} \cdot y$$

⇕

$$\sigma_g = \frac{192 \text{ kNm}}{2,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4} \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{0,3 \text{ m}}{2} - 0,041 \text{ m} \right) = 7,9 \text{ MPa} \quad (\text{træk})$$

Spændingen fra armeringslinerne regnes konstant over dækkets længde, mens spændingen fra egenvægten varierer med momentkurven, hvorved det vurderes, at der kan regnes med en middelspænding på $\frac{2}{3}$ af den fundne maksimale værdi. Spændingen i betonen kan hermed beregnes til: [Kloch, 2001]

$$\sigma_c = \sigma_f + \frac{2}{3} \cdot \sigma_g = 14 \text{ MPa} - \frac{2}{3} \cdot 7,9 \text{ MPa} = 8,7 \text{ MPa} \quad (\text{tryk})$$

Krybetøjningen kan hermed beregnes i intervallet fra 3-14 døgn:

$$\varepsilon_c = \frac{0,1 \cdot 7,65 \cdot 8,7 \text{ MPa}}{185 \cdot 10^3 \text{ MPa}} = 0,035\%$$

Krybningen er på samme måde som ovenstående bestemt efter 5 år, hvor belastningen består af både egenvægt og nyttelast. Resultatet er angivet i tabel 11-7.

Tabel 11-7: Resultat af krybningsberegning.

Krybnings interval	Krybningstøjning [%]
3-14 døgn	0,035
14-1824 døgn	0,93
Samlet krybning	0,965

Momentantøjning

Når forspændingskraften påføres dækket, vil der opstå en momentantøjning i armeringen, som er givet ved:

$$\varepsilon_0 = \frac{n_0 \cdot \sigma_c}{E_{sk}}$$

hvor alle størrelser er bestemt i forrige kapitel.

Der forudsættes, at momentantøjningen er konstant, svarende til den værdi af tøjningen, der forekommer, når forspændingskraften påføres. Med værdierne fra forrige afsnit bliver momentantøjningen:

$$\varepsilon_0 = \frac{7,65 \cdot 8,7 \text{ MPa}}{185 \cdot 10^3 \text{ MPa}} = 0,36\text{‰}$$

Relaxation

Relaxation forekommer i armeringen under konstant tøjning og resulterer i et spændingstab. De valgte linier er i lav relaxationsklasse, hvilket medfører et relaxationstab på 1% efter 1000 timer, da der benyttes en opspænding på 60% af stålets trækbrudstyrke, [Kloch, 2001].

Spændingstabet efter 5 år på grund af relaxation beregnes med følgende formel:

$$\Delta\sigma_r(t) = \Delta\sigma_{r(1000)} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,2}$$

⇕ [Kloch, 2001]

$$\Delta\sigma_r(t) = 1\% \cdot \left(\frac{5 \cdot 365 \cdot 24}{1000}\right)^{0,2} = 2,13\%$$

Med fastlæggelse af svind, krybning og relaxation kan den effektive opspændingskraft bestemmes, hvorved det sikres, at opspændingen efter 5 år er 80 kN/line . Resultatet er angivet i tabel 11-8.

Tabel 11-8: Samlet tøjning i betonen efter 5 år.

Tøjning	Svind [‰]	Krybning [‰]	Momentantøjning [‰]	Samlet [‰]
5 år	0,27	0,96	0,36	1,59

Den fundne tøjning medfører et spændingstab i opspændingen:

$$\Delta K_{\text{line}} = E_{\text{sk}} \cdot \varepsilon \cdot A_{\text{line}} = 185 \cdot 10^3 \text{ MPa} \cdot 1,59\text{‰} \cdot 93 \text{ mm}^2 = 27,4 \text{ kN/line}$$

Den samlede opspænding reduceres yderligere med relaxationen, hvorved den effektive opspænding skal være:

$$K_{\text{eff}}_{\text{line}} = (K + \Delta K) \cdot \Delta\sigma_r = (80 \text{ kN/line} + 27,4 \text{ kN/line}) \cdot 1,02 = 109,6 \text{ kN/line}$$

Den effektive opspænding medfører, at den samlede opspændingskraft bestemmes til:

$$K = 30 \cdot 109,6 = 3224 \text{ kN}$$

Denne opspændingskraft er inden for det tidligere bestemte tilladelige interval for opspændingskraften, hvorved den accepteres.

Bestemmelse af nedbøjning

I anvendelsesgrænsen skal dækkets udbøjning kontrolleres. I forbindelse med udbøjning gøres der opmærksom på, at opspændingskraften virker til gunst for nedbøjningen. Nedbøjningen bestemmes derfor efter 3 dage, hvor opspændingskraften er maksimal samtidig med, at dækket kun belastes af egenvægten. Herefter bestemmes den efter 5 år, hvor opspændingskraften er reduceret til 80 kN/line samtidig med, at dækket påvirkes af egenvægt og nyttelast.

Nedbøjningen fra egenvægten G og nyttelasten N bestemmes som for en simpelt understøttet lineær elastisk bjælke med en jævnt fordelt last, [Teknisk Ståbi, 2003]:

$$u_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(G + N)L^4}{EI}$$

Opspændingskraften reducerer nedbøjningen og reduktionen bestemmes ved at påføre opspændingskraften K som et moment i hver bjælke ende. Reduktionen er givet ved, [Teknisk Ståbi, 2003]:

$$u_{\max} = -\frac{1}{8} \cdot \frac{e_x \cdot K \cdot L^2}{EI}$$

I forbindelse med bestemmelse af nedbøjningen i anvendelsesgrænsen benyttes transformeret tværsnit, hvor armeringen omregnes til et ækvivalent betontværsnit. Der regnes lineærelastisk og hele betontværsnittet regnes aktivt.

I det følgende bestemmes inertimomentet I_t for det transformerede tværsnit, hvor værdierne i tabel 11-9 benyttes som forholdet mellem armeringens og betonens elasticitetsmoduler efter henholdsvis 10 dage og 5 år.

Tabel 11-9: Forhold mellem armering og beton, [DS411, 1999].

α korttidspåvirkning	8
α langtidspåvirkning	25

I det følgende vises udregningen af I_t for korttidspåvirkning.

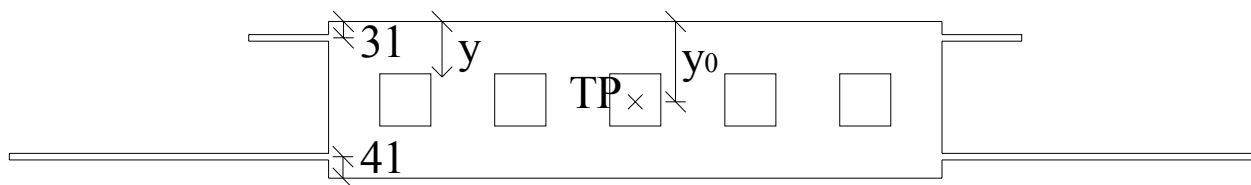
Det transformerede areal ved korttidspåvirkning bestemmes:

$$A_t = A_c + \alpha \cdot A_s$$

$\Downarrow$

$$A_t = 3,1 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 + 8 \cdot 30 \cdot 93 \text{ mm}^2 = 3,3 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunktsaksens beliggenhed for det transformerede areal bestemmes ved at tage statisk moment om oversiden af tværsnittet. Afstanden y_0 er afstanden fra oversiden af tværsnittet til tyngdepunktet af det transformerede areal, jf. figur 11-6:



Figur 11-6: Principskitse for udregning af statisk moment ved transformeret tværsnit.

$$S = \sum y \cdot dA = y_0 \cdot A_t$$

$\Downarrow$

$$3,1 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 \cdot 150 \text{ mm} + (8-1) \cdot 24 \cdot 93 \text{ mm}^2 \cdot (300 \text{ mm} - 41 \text{ mm}) + (8-1) \cdot 6 \cdot 93 \text{ mm}^2 \cdot 31 \text{ mm} = 3,3 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 \cdot y_0$$

$\Downarrow$

$$y_0 = 154 \text{ mm}$$

Inertimomentet bestemmes med Königs sætning i den simpleste form for rektangulære tværsnit:

$$\begin{aligned}
 I_{t,k} &= \frac{1}{12} \cdot 1,2\text{m} \cdot (0,3\text{m})^3 + (1,2\text{m} \cdot 0,3\text{m}) \cdot (0,154\text{m} - 0,15\text{m})^2 - \\
 &\quad 5 \left(\frac{1}{12} \cdot 0,1\text{m} \cdot (0,1\text{m})^3 + (0,1\text{m} \cdot 0,1\text{m}) \cdot (0,154\text{m} - 0,15\text{m})^2 \right) + \\
 &\quad (8-1) \cdot (6 \cdot 93 \cdot 10^{-6} \text{m}^2) \cdot (0,154\text{m} - 0,031\text{m})^2 + \\
 &\quad (8-1) \cdot (24 \cdot 93 \cdot 10^{-6} \text{m}^2) \cdot (0,3\text{m} - 0,154\text{m} - 0,041\text{m})^2 \\
 &\Downarrow \\
 I_{t,k} &= 2,9 \cdot 10^{-3} \text{m}^4
 \end{aligned}$$

Udbøjningen bestemmes herved ved korttidspåvirkningen, hvor der kun regnes med egenvægten. Som elasticitetsmodul benyttes der 70% af begyndelseselasticitetsmodulen, [DS411, 1999]:

$$\begin{aligned}
 u_{\max} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{G \cdot b \cdot L^4}{0,7 \cdot E_{c0k} \cdot I_{t,k}} - \frac{1}{8} \cdot \frac{e_x \cdot K \cdot L^2}{0,7 \cdot E_{c0k} \cdot I_{t,k}} \\
 &\Downarrow \\
 u_{\max} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{6,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,2\text{m} \cdot (14,5\text{m})^4}{0,7 \cdot 38 \cdot 10^3 \text{MPa} \cdot 2,9 \cdot 10^{-3} \text{m}^4} - \frac{1}{8} \cdot \frac{0,06\text{m} \cdot 3224\text{kN} \cdot (14,5\text{m})^2}{0,7 \cdot 38 \cdot 10^3 \text{MPa} \cdot 2,9 \cdot 10^{-3} \text{m}^4} \\
 &\Downarrow \\
 u_{\max} &= -15\text{mm}
 \end{aligned}$$

Denne fundne udbøjning er en initial opbøjning af dækket.

I forbindelse med fastlæggelse af udbøjning af dækket efter 5 år er værdierne i tabel 11-10 anvendt.

Tabel 11-10: Benyttede værdier til beregning af nedbøjning efter 5 år.

Benyttede parametre	
Opspændingskraft	$K = 2400\text{kN}$
Inertimoment	$I_{t,L} = 3,43 \cdot 10^{-3} \text{m}^4$
Elasticitetsmodul	$E_{\text{eff}} = 0,7 \cdot \frac{E_{0,k}}{1 + \psi}$
Forhold	$\alpha = 25$

Nedbøjningen efter 5 år beregnes efter samme princip som for korttidstilstanden. Nedbøjningen er beregnet til:

$$u_{\max} = 153 \text{ mm}$$

Den fundne nedbøjning vurderes til at være for stor og dækket udføres derfor med en pilhøjde.

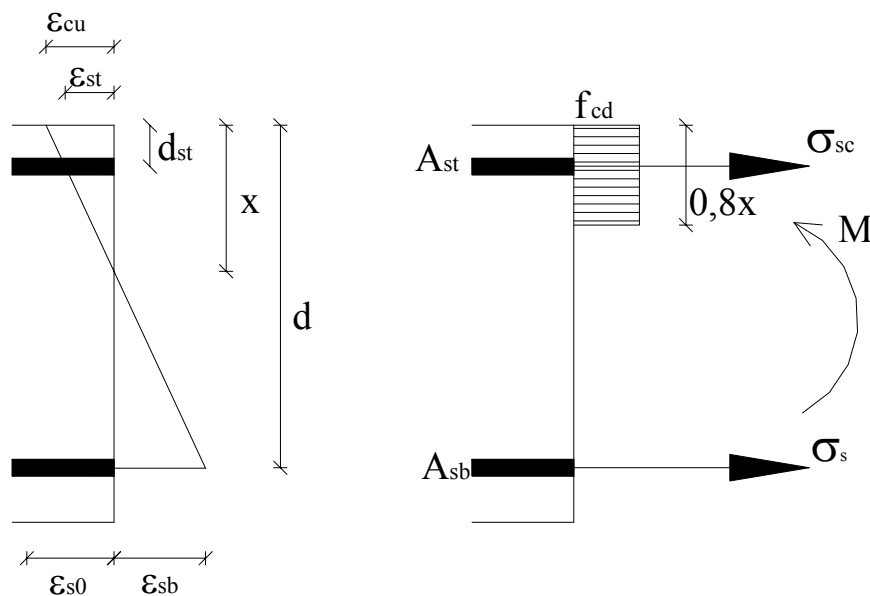
Med en pilhøjde på 100mm vil opbøjningen efter 14 dage være reduceret til 68mm og efter 5 år vil nedbøjningen være 65mm.

11.1.4 Brudgrænse

I brudgrænsen beregnes dækkets brudmoment, som skal være større end det maksimale moment fra LK5, som er dimensionsgivende med et moment på $M_{\max} = 338 \text{ kNm}$. I forbindelse med brudberegningen regnes der med en opspændingskraft på 80 kN/line , hvilket er opspændingskraften efter 5 år, hvor der er taget højde for svind, krybning og relaxation.

Beregning af brudmoment

I brudberegningen benyttes de på figur 11-7 angivne betegnelser.



Figur 11-7: Tværsnit set fra siden.

Indledningsvis beregnes tøjningen ε_{s0} i armeringslinerne, som bestemmes ud fra armeringens arbejdskurve, jf. figur 11-3.

Med den valgte opspændingskraft på 80 kN/line aflæses ε_{s0} til at være mindre end 7‰, jf. figur 11-3.

Den aktuelle værdi af ε_{s0} er dermed givet ved følgende udtryk:

$$\begin{aligned} K &= 17,205 \cdot \varepsilon_{s0} \\ \Updownarrow \\ 80 \text{ kN/line} &= 17,205 \cdot \varepsilon_{s0} \\ \Updownarrow \\ \varepsilon_{s0} &= 4,65\text{‰} \end{aligned}$$

I brudøjeblikket skal der endvidere tages højde for en tillægstøjning $\Delta\varepsilon_{s,b}$ i de nederste armeringslinier, jf. figur 11-7. Denne tøjning bestemmes ud fra et gæt på trykzonehøjden x . I det følgende gættes der på $x = 121 \text{ mm}$, hvorved $\Delta\varepsilon_{s,b}$ beregnes:

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{s,b} &= \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x} \\ \Updownarrow \\ \Delta\varepsilon_{s,b} &= 3,5\text{‰} \cdot \frac{259 \text{ mm} - 121 \text{ mm}}{121 \text{ mm}} = 4\text{‰} \end{aligned}$$

Trykarmeringens tillægstøjning beregnes på tilsvarende måde til, hvor det bemærkes, at den samlede tøjning bliver mindre, da tværsnittet trykkes sammen foroven.

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{s,t} &= -\varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_{st}}{x} \\ \Updownarrow \\ \Delta\varepsilon_{s,t} &= -3,5\text{‰} \cdot \frac{121 \text{ mm} - 31 \text{ mm}}{121 \text{ mm}} = -2,6\text{‰} \end{aligned}$$

Ud fra den samlede tøjning beregnes kraften i armeringslinierne i brudøjeblikket:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s,b} &= \varepsilon_{s0} + \Delta\varepsilon_{s,b} = 4,65\text{‰} + 4\text{‰} = 8,65\text{‰} \\ \text{og} \\ \varepsilon_{s,t} &= \varepsilon_{s0} + \Delta\varepsilon_{s,t} = 4,65\text{‰} - 2,6\text{‰} = 2,05\text{‰} \end{aligned}$$

Da $7\% < \varepsilon_{s,b} < 10\%$ kan den aktuelle opspændingskraft i brudøjeblikket bestemmes i de nederste liner med følgende formel:

$$\kappa_{\text{line}} = 0,2551 \cdot \varepsilon_{s,b}^3 - 9,237 \cdot \varepsilon_{s,b}^2 + 109,03 \cdot \varepsilon_{s,b} - 277,7$$

⇕

$$\kappa_{\text{line}} = 0,2551 \cdot (8,65\%)^3 - 9,237 \cdot (8,65\%)^2 + 109,03 \cdot 8,65\% - 277,7 = 139,4 \text{ kN/line}$$

Den samlede trækresultant i den nederste armering beregnes:

$$F_{sb} = 24 \cdot 139,4 \text{ kN/line} = 3345 \text{ kN}$$

På tilsvarende vis bestemmes opspændingskraften i de øverste liner i brudøjeblikket:

$$\kappa_{\text{line}} = 17,205 \cdot \varepsilon_{s,t}$$

⇕

$$\kappa_{\text{line}} = 17,205 \cdot 2,05\% = 35,4 \text{ kN/line}$$

Den samlede trækresultant i den øverste armering beregnes:

$$F_{st} = 6 \cdot 35,4 \text{ kN/line} = 212 \text{ kN}$$

Med kendte værdier for opspændingskræfterne i brudøjeblikket bestemmes betontrykket F_c , som er jævnt fordelt over 80% af trykzonen. Da denne brøkdel af trykzonen er mindre end 100mm, foretages der ikke fradrag fra hullerne i dækket.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{ck} = 0,8 \cdot 121 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm} \cdot 40 \text{ MPa} = 4934 \text{ kN}$$

Den gættede værdi for trykzonehøjden kontrolleres med vandret ækvivalens.

I forbindelse med opstilling af ækvivalens gøres resultanten for beton og armering regningsmæssig. Som partialkoefficient for F_{st} benyttes en partialkoefficient på 1, da denne kraft virker til ugunst for brudmomentet.

$$\sum_{\text{ydre}} F = \sum_{\text{indre}} F$$

$$\Downarrow$$

$$0 = \frac{F_{sb}}{\gamma_s} + \frac{F_{st}}{1} - \frac{F_c}{\gamma_c}$$

$$\Updownarrow$$

$$0 = \frac{3345\text{kN}}{1,43} + \frac{212\text{kN}}{1} - \frac{4635\text{kN}}{1,815}$$

$$\Updownarrow$$

$$0 \approx 1,9\text{kN} \rightarrow \text{OK}$$

Den gættede værdi for trykzonehøjde vurderes hermed korrekt, hvorved dækkets brudmoment kan beregnes ved at tage moment om trækresultanten i bunden af tværsnittet:

$$M_u = F_c \cdot (d - 0,4 \cdot x) - F_{st} \cdot (h - 0,031\text{m} - 0,041\text{m})$$

$$\Updownarrow$$

$$M_u = 4635\text{kN} \cdot (0,259\text{m} - 0,4 \cdot 0,121\text{m}) - 212\text{kN} \cdot (0,3 - 0,031\text{m} - 0,041\text{m})$$

$$\Updownarrow$$

$$M_u = 489\text{kNm}$$

Det valgte dæk overholder dermed brudgrænsen da:

$$M_u \geq M_{\max}$$

$$\Downarrow$$

$$489\text{kNm} \geq 338\text{kNm}$$

11.1.5 Forskydningsbæreevne

Der ønskes ikke forskydningsarmering i dækket, hvorved det skal kontrolleres, om betonen har tilstrækkelige forskydningsbæreevne. Et armeret tværsnit skal opfylde følgende betingelse for, at der ikke behøves forskydningsarmering: [DS 411, 1999]

$$\tau_{sd} \leq \begin{cases} \beta \cdot \tau_{0d} \\ 1/2 \cdot v \cdot f_{cd} \end{cases}$$

hvor

τ_{sd} er forskydningspåvirkningen givet ved:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b \cdot z}$$

hvor

V_{sd} er den regningsmæssige forskydningskraft i et snit.

b og z er henholdsvis den effektive bredde af tværsnittet og den indre momentarm.

β er en faktor, som på den sikre side sættes til 1.

τ_{0d} er givet ved:

$$\tau_{0d} = 0,25 \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_L) \cdot f_{ctd} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}$$

hvor

k er givet ved: $k = 1,6 - h$

ρ_L er givet ved: $\rho_L = \frac{A_{\text{liner}}}{b \cdot h}$

σ_{cp} er givet ved: $\sigma_{cp} = \frac{K}{A_{\text{beton}}}$

v er for den valgte beton opgivet til $1/2$.

I det følgende kontrolleres behovet for forskydningsarmering efter ovenstående beregningsgang, hvor τ_{sd} bestemmes ud fra LK5:

$$\tau_{sd} = \frac{(1,15 \cdot 6,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \cdot 1,2\text{m} \cdot 14,5\text{m} \cdot 0,5}{(1,2\text{m} - 5 \cdot 0,1\text{m}) \cdot (0,259\text{m} - 0,4 \cdot 0,121\text{m})} = 0,63\text{MPa}$$

τ_{0d} beregnes, idet betonens trækstyrke er 0.

$$\tau_{0d} = 0,15 \cdot \frac{30 \cdot 80 \text{ kN/line}}{3,1 \cdot 10^5 \text{ mm}^2}$$

$\Updownarrow$

$$\tau_{0d} = 1,16 \text{ MPa}$$

Bæreevnekriteriet opstilles:

$$0,63 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 1 \cdot 1,16 \text{ MPa} \\ \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 22 \text{ MPa} \end{cases}$$

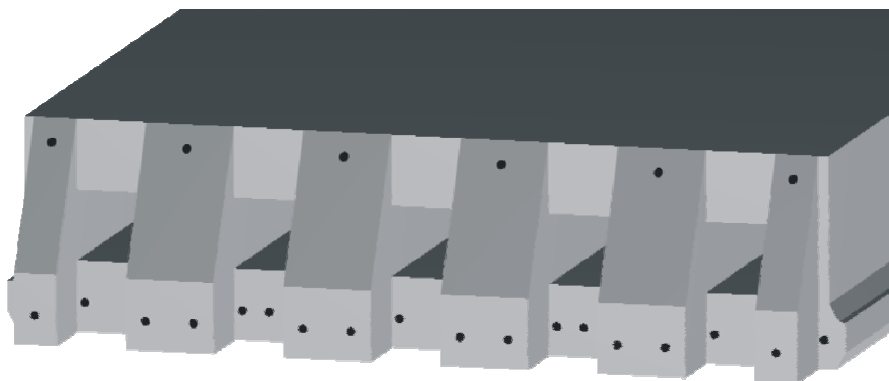
$\Updownarrow$

$$0,63 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 1,16 \text{ MPa} \\ 5,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

Det er hermed eftervist, at der ikke behøves forskydningsarmering i tværsnittet.

11.1.6 Undersøgelse af bæreknafter

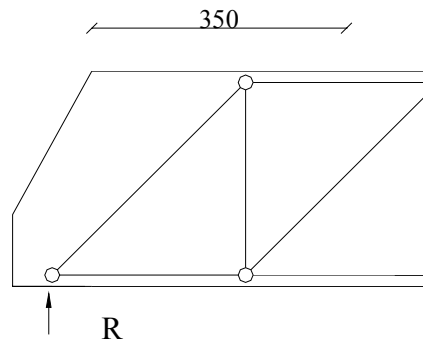
Da det betragtede dæk ikke er et standard element, skal dækkets knaster dimensioneres. Knasterne er illustreret på figur 11-8.



Figur 11-8: Illustration af knaster.

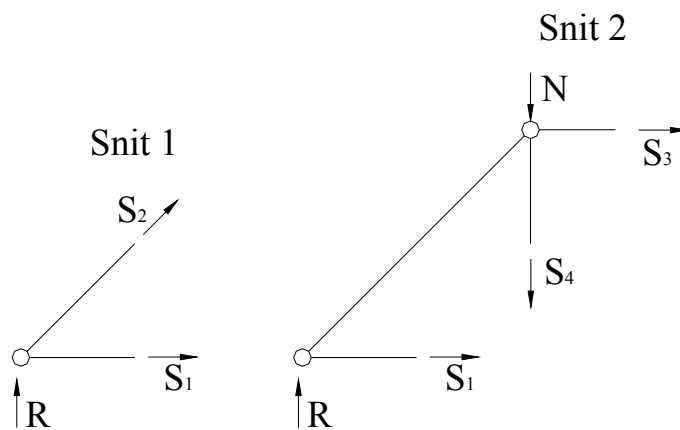
Kraftfordelingen i knasterne betragtes ud fra gitteranalogi, jf. figur 11-9, hvor der kun tillades træk og tryk i stængerne. Stængerne i gitteret er en fiktivstørrelse og benævnes lameller. Der tillades træklameller i beton, hvis trækket ikke overstiger trækbæreevnen for den valgte beton. Overskrides

denne, skal træklamellen udføres i stål, i form af forskydningsarmering i de lodrette lameller og træk armering i de vandrette lameller.



Figur 11-9: Gitteranalogi for bjælken.

Ved at påføre gitteret de ydre laster bestemmes kræfterne i lameller i betontværsnittet ved Rittersnit, jf. figur 11-10, hvor R er reaktionen, mens N er en ækvivalent last.



Figur 11-10: Rittersnit gennem tværsnit. R og N er ydrelaster.

Reaktionen R bestemmes:

$$R = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L$$

⇓

$$R = \frac{1}{2} \cdot (1,15 \cdot 6,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \cdot 1,2\text{m} \cdot 14,5\text{m} = 93\text{kN}$$

Den ydrelast N virker over 0,35m og beregnes til:

$$N = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L$$

⇓

$$N = \frac{1}{2} \cdot (1,15 \cdot 6,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \cdot 1,2\text{m} \cdot 0,35\text{m} = 2,25\text{kN}$$

Ved vertikal ligevægt bestemmes S_2 i snit 1:

$$\sum F = 0 = R + S_2 \cdot \cos(45)$$

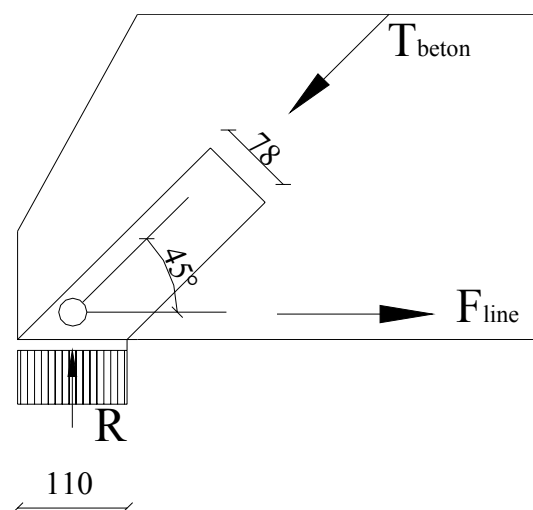
$\Downarrow$

$$S_2 = -133\text{kN}$$

S_4 bestemmes på tilsvarende vis til 91kN.

Ovenstående medfører, at bæreknafterne skal dimensioneres for en tryk- og en trækkræft.

Betontrykket er skitseret på figur 11-11. Det er antaget, at trykket fra betonen fordeles ned til knasterne i en vinkel på 45° .



Figur 11-11: Illustration af kræfter i betonen.

Ud fra figur 11-11 vurderes det, at betontrykket er en lamel, hvor den ene effektive sidebredde er 78mm.

I det følgende bestemmes den nødvendige sidste effektive trykzonelængde, hvorved det sikres, at der ikke forekommer trykbrud i betonen. Denne ubekendte afstand er knasternes nødvendige længde, og den bestemmes ud fra bæreknafternes tilladelige betontrykstyrke:

$$\frac{40\text{MPa}}{2,75} > \frac{133\text{kN}}{78\text{mm} \cdot l_{\text{eff}}}$$

$\Downarrow$

$$l_{\text{eff}} > 117\text{mm}$$

Den fundne nødvendige længde er overholdt, da knasternes samlede effektive længde er 0,62m, jf. tegning K2.

Med hensyn til træklamellen S₄ bestemmes den nødvendige bredde af lamellen, når den effektive længde er 0,7m:

$$\frac{2\text{MPa}}{2,75} > \frac{91\text{kN}}{700\text{mm} \cdot b_{\text{eff}}}$$
$$\Downarrow$$
$$b_{\text{eff}} > 179\text{mm}$$

Dette vurderes til en tilladelig effektiv bredde, da der er 300mm mellem hver lodrette træklamel, og der er kun behov for 179mm.

For at eftervise om ovenstående teori kan anvendes til beregning af bæreevnen for samlingen, bør samlingens bæreevne eftervises ved FEM beregninger.

11.1.7 Vurdering af huldæk

Det valgte huldæk har med den valgte forspændningskraft tilstrækkelig bæreevne til de aktuelle belastninger i Kennedy Arkaden. Endvidere er nedbøjningen for dækket acceptabel, hvorved de angivne dimensioner anvendes til opførelse af etageadskillelserne. Der gøres opmærksom på, at belastningen under transport og montage ikke er kontrolleret. Detailtegning af huldækket er vist på tegning K2.

I det følgende kontrolleres dækkets brandbæreevne.

11.2 Huldækkets bæreevne under brand

I dette afsnit undersøges, hvorvidt det førspændte huldæk har tilstrækkelig bæreevne under brand.

11.2.1 Forudsætninger

Huldækket benyttes som en bærende konstruktionsdel, og det vurderes derfor at skulle kunne modstå en 60 minutters standardbrand. Derfor undersøges huldækket i det følgende for en 60 minutters standardbrand i henhold til [DS 411, 1999]. Det forudsættes endvidere, at huldækket kun udsættes for en ensidet påvirkning fra neden.

Hvor andet ikke er anført, benyttes samme materialeparametre og dimensioner for beton og armering som i afsnit 11.1.1.

I brandsituationen benyttes LK9 med de karakteristiske laster fra afsnit 11.1.1. Dette giver et snitmoment på:

$$M_s = 258 \text{ kNm}$$

11.2.2 Brandpåvirkning

I det følgende bestemmes temperaturforløbet i huldækket ud fra formel (11.1) [DS 411, 1999] idet det antages at hullerne i dækket ikke har indflydelse på temperaturfordelingen. Problematikken vedrørende huldæk er yderligere beskrevet i næste afsnit.

$$\theta(x, t) = 312 \cdot \log(8t + 1) \cdot e^{-1,9k(t) \cdot x} \cdot \sin\left(\frac{1}{2}\pi - k(t) \cdot x\right) \quad (11.1)$$

hvor

$$k(t) = \sqrt{\frac{\pi \cdot \rho \cdot c_p}{750 \cdot \lambda \cdot t}} \quad (11.2)$$

θ er temperaturen i $^{\circ}\text{C}$.

x er afstanden fra overfladen i m.

t er tiden i minutter.

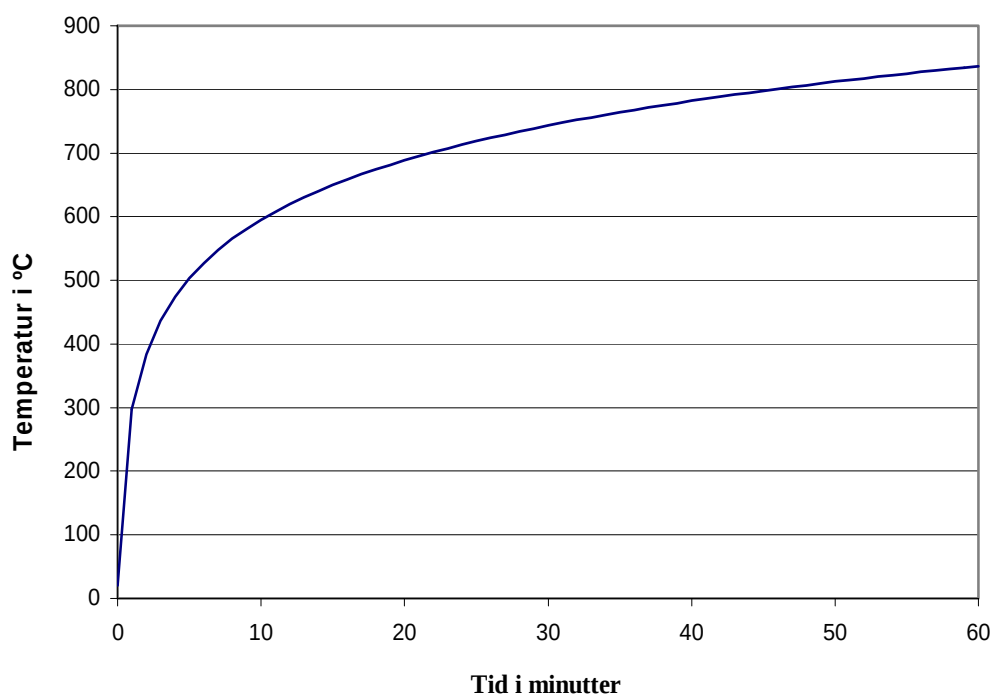
λ er varmeledningsevnen i $\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$.

ρ er densiteten i kg/m^3 .

c_p er den specifikke varmekapacitet i $\text{J}/\text{kg}^{\circ}\text{C}$.

Varmeledningsevnen λ for dækket sættes i henhold til [DS 411, 1999] til $0,75 \frac{\text{W}}{\text{m}^\circ\text{C}}$ svarende til en middeltemperatur på 500°C . Ligeledes sættes c_p lig $1000 \frac{\text{J}}{\text{kg}^\circ\text{C}}$.

Temperaturforløbet ved undersiden af huldækket findes ved at sætte afstanden x lig med nul i formel (11.1), resultatet af denne beregning er vist på figur 11-12.

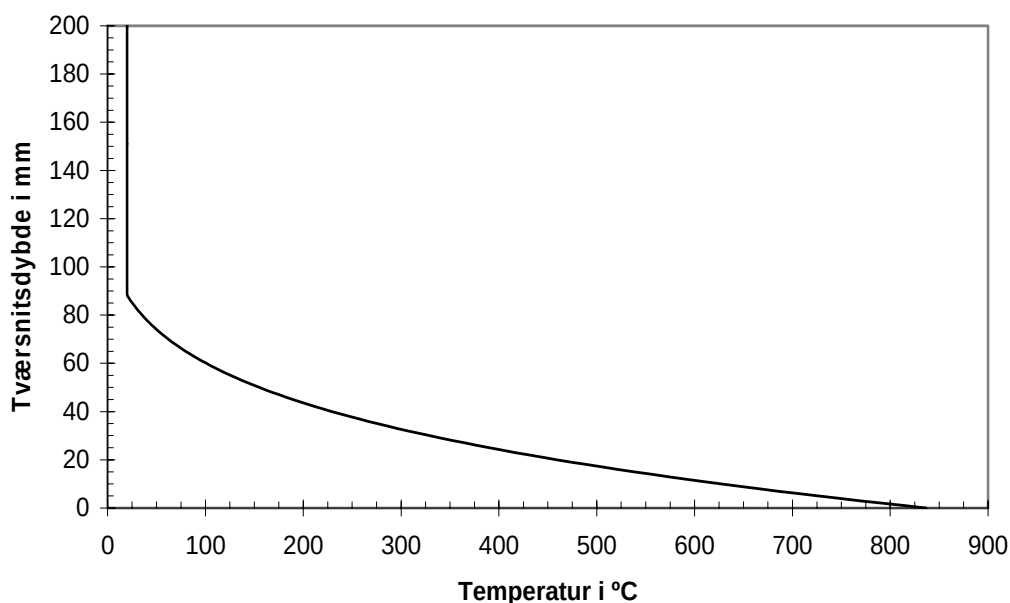


Figur 11-12: Temperaturforløb på undersiden af dækket for en standardbrand i henhold til [DS 411, 1999].

Efter 60 minutters brand ønskes temperaturforløbet i huldækket bestemt. Ved indsættelse i formel (11.2) bestemmes $k(60)$ til:

$$k(60) = \sqrt{\frac{\pi \cdot 2350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1000 \frac{\text{J}}{\text{kg}^\circ\text{C}}}{750 \cdot 0,75 \frac{\text{W}}{\text{m}^\circ\text{C}} \cdot 60 \text{ min}}} = 14,6 \text{ m}^{-1}$$

Denne værdi benyttes i formel (11.1), hvorved der kan optegnes en temperaturkurve for tværsnittet, jf. figur 11-13.



Figur 11-13: Temperaturfordeling over huldækkets tværsnit.

Det fremgår af figur 11-13, at der er en meget høj temperatur i den yderste del af tværsnittet, og at temperaturstigningen aftager ind til ca. 90mm, hvor der stadig er stuetemperatur. Temperaturstigningen vil medføre en reduktion i betonens og armeringens styrkeegenskaber.

Problematik omkring huldæks brandbæreevne

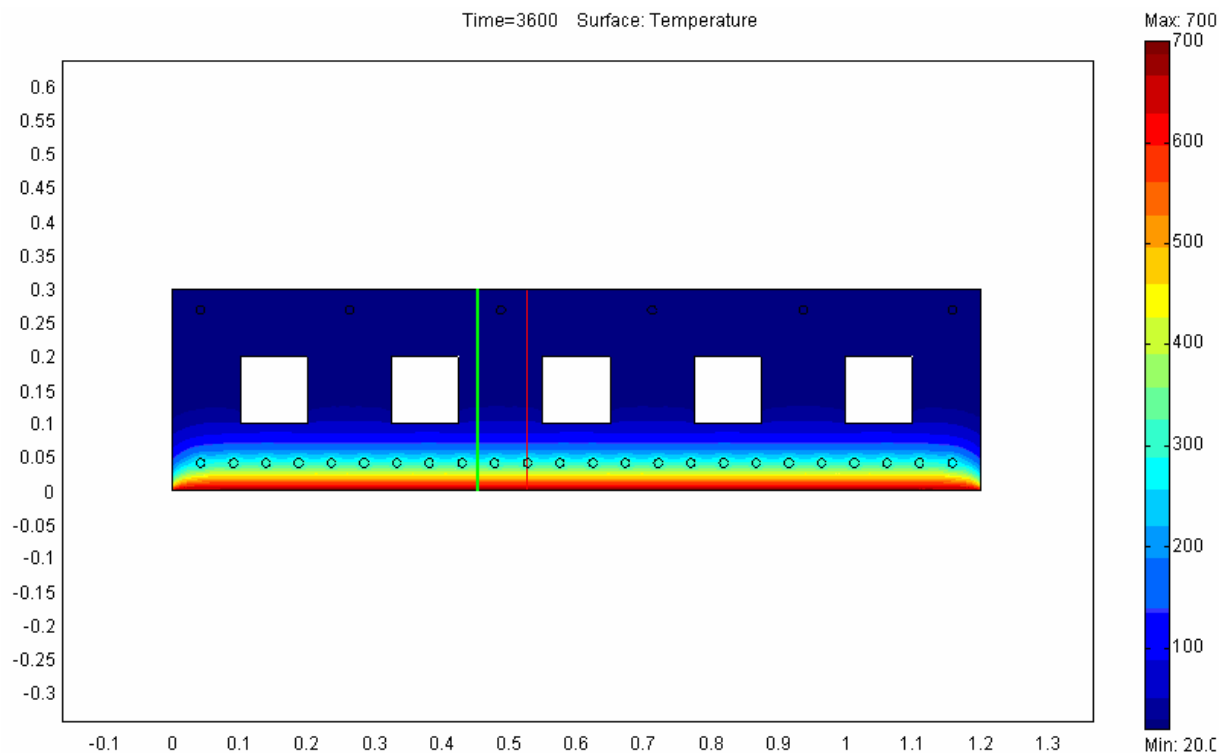
Der har igennem den seneste tid (primært 2005) været debat i dagspressen omkring huldæks bæreevne under brand. Det er ikke dokumenteret fra producenternes side, at huldækkene har tilstrækkelig bæreevne, hvilket tyder på, at de almindelige beregningsmetoder ikke er gældende. I det følgende vises resultater fra en numerisk beregning af huldækket ved hjælp af Laplaces ligning. Der er gjort følgende forudsætninger:

Alle rande har et varmeovergangstal på $25 \frac{\text{W}}{\text{m}^2\text{°C}}$.

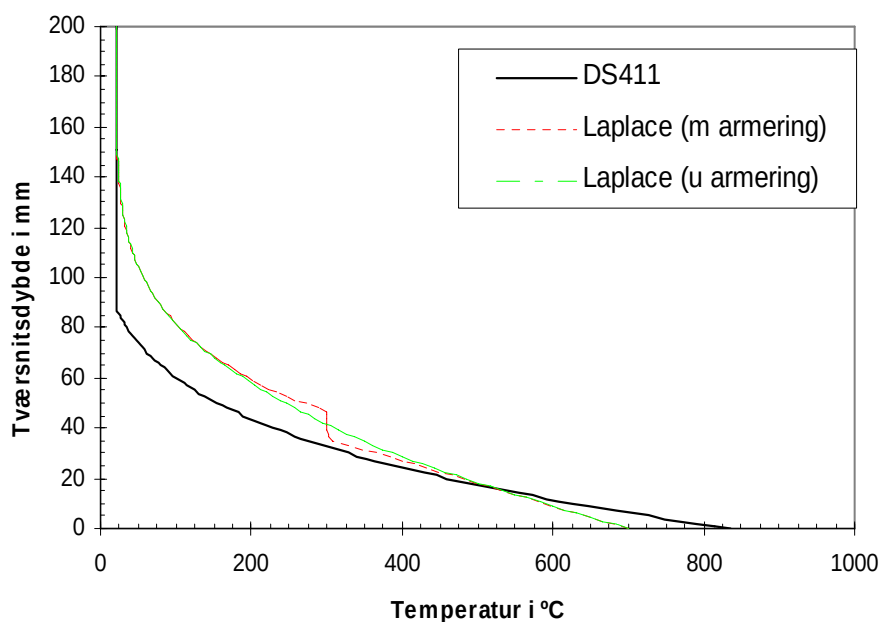
Temperaturen på den nedre rand er 700°C , der er en gennemsnitsværdi, jf. figur 11-12.

Øvrige temperaturer er 20°C .

Herved bliver temperaturen i dækket efter 60 minutter som vist på figur 11-14, den lodrette røde linie markerer snittet vist på figur 11-15.



Figur 11-14: Temperaturen gennem huldækket efter 60 minutters brand.



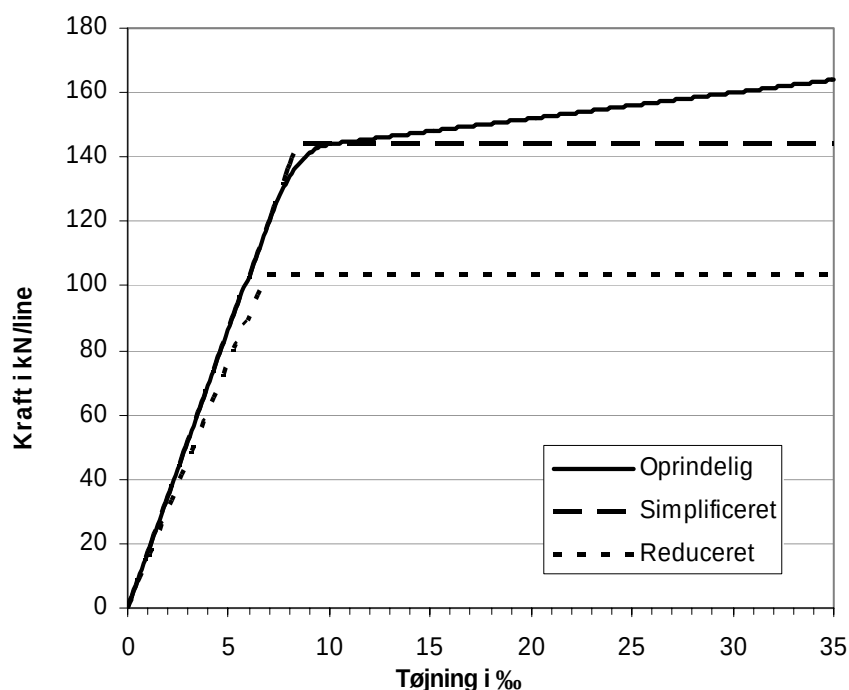
Figur 11-15: Temperaturforløb gennem huldækket efter 60 minutter. Den grønne linie markerer det grønne snit på figur 11-14, mens den røde linie markerer det røde snit på figur 11-14.

Det ses af figur 11-15, at antagelsen om samme temperatur i armeringen er god, og at det ikke umiddelbart kan forklares, hvilken indflydelse hullerne har på temperaturforløbet. Det ses endvidere, at ståltemperaturen er 300°C, hvilket ikke er så langt fra den beregnede temperatur med metoden fra [DS 411, 1999]. Denne temperaturforskel har stort set ingen indflydelse på brudmomentet.

Armeringens arbejdskurve

I efterfølgende bæreevneeftervisning forudsættes betontrækstyrken lig 0, og det antages, at temperaturstigningen ikke når ind i trykzonen, hvorfor det er irrelevant at finde den reducerede betontrykstyrke. Desuden beregnes bæreevnen ud fra temperaturerne fundet med Laplaces ligning.

For at kunne beregne armeringen simplificeres arbejdskurven, idet denne ikke kan sammenlignes direkte med den karakteristiske arbejdskurve i [DS 411, 1999]. Den simplificerede arbejdskurve er vist på figur 11-16.



Figur 11-16: Oprindelig, simplificeret og reduceret arbejdskurve for armeringsstålet.

Armeringens flydestyrke og elasticitetsmodul reduceres, idet temperaturen 35mm fra overfladen efter 60 minutters brandforløb er 300°C, det antages, at al undersidearmering har denne temperatur grundet stålets store varmeledningsevne. Følgende reduktionsfaktorer er fundet for $\theta = 300^\circ$ [DS 411, 1999]:

$$\xi_{s,2.0} = 0,72 \text{ angiver reduktionen af flydestyrken.}$$

$$E_{s,275}/E_{sk} = 0,88 \text{ angiver reduktionen af elasticitetsmodulen.}$$

Dette giver den reducerede arbejdskurve på figur 11-16.

11.2.3 Bæreevneeftersvisning

Den øgede temperatur i undersidearmeringen medfører grundet den reducerede arbejdskurve en lavere opspændingskraft, som bestemmes i en iterativ proces ud fra trykzonehøjden og tøjningen i armeringen. Brudberegningen følger samme fremgangsmåde som i afsnit 11.1.4 med parametrene i tabel 11-11.

Tabel 11-11: Parametre til brudberegning.

x	93,6mm
ϵ_s	10,8‰
ϵ_{st}	2,3‰
K_b/line	103,7 kN/line
F_{sb}	2488kN
K_t/line	39,9 kN/line
F_{st}	239kN
F_c	3594kN

Den vandrette ækvivalens giver:

$$\begin{aligned}
 \sum_{\text{ydre}} F &= \sum_{\text{indre}} F \\
 \Downarrow \\
 0 &= \frac{F_c}{\gamma_c} - \frac{F_{sb}}{\gamma_s} - \frac{F_{st}}{1} \\
 \Updownarrow \\
 0 &= \frac{3594\text{kN}}{1,815} - \frac{2488\text{kN}}{1,43} - \frac{239\text{kN}}{1} \\
 \Updownarrow \\
 0 &\approx 0,9\text{kN} \rightarrow \text{ok}
 \end{aligned}$$

Brudmomentet i brandsituationen beregnes:

$$\begin{aligned}
 M_u &= F_c \cdot (d - 0,4 \cdot x) - F_{st} \cdot (h - 0,031\text{m} - 0,041\text{m}) \\
 \Updownarrow \\
 M_u &= 3594\text{kN} \cdot (0,259\text{m} - 0,4 \cdot 0,0936\text{m}) - 239\text{kN} \cdot (0,3 - 0,031\text{m} - 0,041\text{m}) \\
 \Updownarrow \\
 M_u &= 383\text{kNm}
 \end{aligned}$$

Det valgte dæk overholder dermed et 60 minutters brandforløb, der er numerisk beregnet med Laplaces ligning, idet brudmomentet er større end snitmomentet:

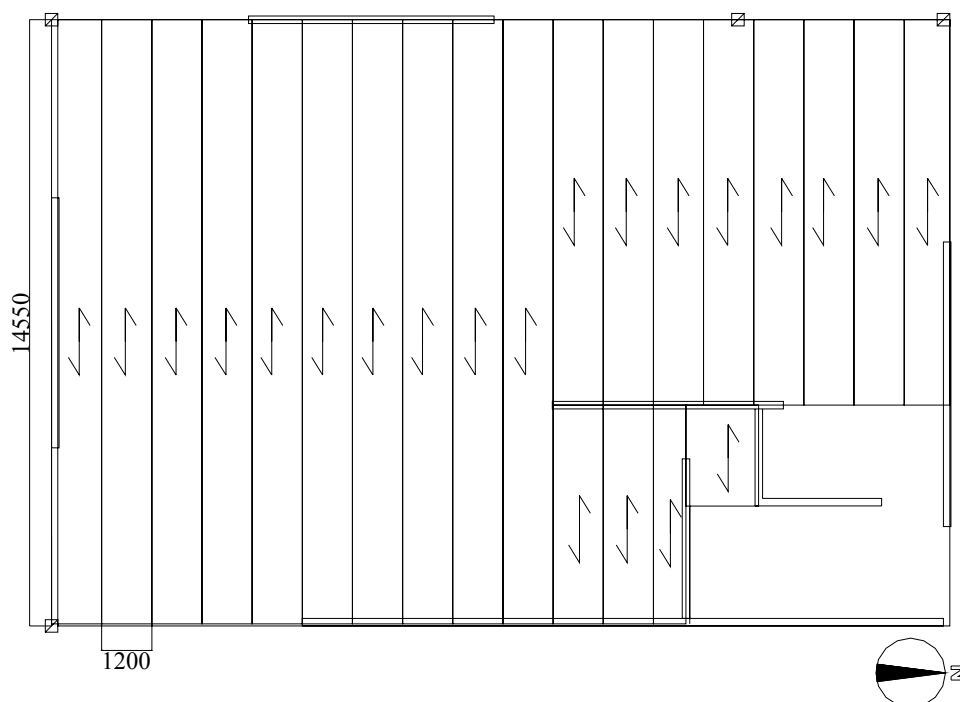
$$M_u \geq M_s$$

$$383\text{kNm} \geq 258\text{kNm}$$

Selv om ovenstående indikerer, at brandbæreevnen er overholdt, foreslås en brandprøvning af dækket, da det ikke vides, hvilken indflydelse hullerne har på brandbæreevnen.

11.3 Randarmering

I det følgende dimensioneres den nødvendige randarmering i dækskiverne i tårnet, som skal sikre tårnets robusthed. Der tages udgangspunkt i etageadskillelsen mellem 6.- og 7. etage i tårnet, jf. figur 11-17. Etageadskillelsen spænder fra ydervæg til ydervæg.



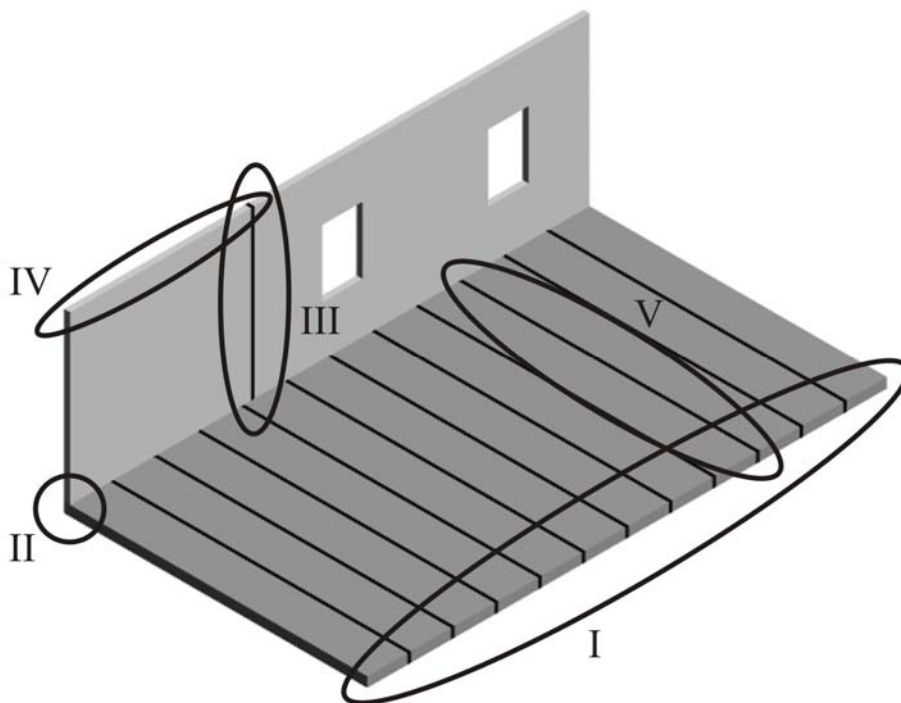
Figur 11-17: Spændretning for etageadskillelse mellem 5.- og 6. etage.

Eftervisning af dækelementernes bæreevne for vandrette skivekræfter adskilles normalt fra dimensionering af dækelementer for lodret last. Her skal dækskivernes fugearmering fastlægges ved dimensionering mod vindlast, nyttelast, samt ulykkelasten i lastkombinationerne 3.1 og 3.2 [DS409, 1998].

11.3.1 Beregningsforudsætninger

Konstruktioner skal dimensioneres og udformes således, at svigt af en begrænset del af konstruktionen ikke fører til svigt af hverken konstruktionen som helhed eller af betydende større dele af konstruktionen [DS 409, 1998].

For husbygningkonstruktioner kan lastkombinationerne 3.1 og 3.2 anses for opfyldt, såfremt det eftervises, at sammenhæng bevares, selv om en eller flere konstruktionsdele er bortfaldet. Dette eftervises i det følgende efter [DS 411/Ret. 1, 2002], hvor eftervisningen tager udgangspunkt i de elementer, der er vist på figur 11-18, hvor de markerede områder undersøges:



Figur 11-18: Fuger og punkter der undersøges.

- I. Etageadskillelser skal være armerede svarende til en karakteristisk last på 30 kN/m i hver retning.
- II. Langs omkredsen af hver etageadskillelse skal der anordnes en randarmering som er i stand til at optage en karakteristisk last på minimum 80 kN. Randarmeringen skal være forankret til etageadskillelsen, således at forskydende kræfter kan overføres.
- III. I vægge, der indgår i det konstruktive system, skal der etableres gennemgående lodrette trækforbindelser, som er i stand til at optage en karakteristisk last på 30 kN/m .

IV. I top og bund af vægge, der indgår i det konstruktive system, skal der etableres horisontale trækforbindelser anordnet på en sådan måde, at hver enkelt væg kan fungere som en bjælke, der er udkræget over et tænkt lokalbrud i den underliggende etage. Trækforbindelserne skal kunne optage en karakteristisk last på 150 kN og tillades udført som armering i etagekrydsene.

[DS 411/Ret. 1, 2002]

Ved samling V på figur 11-18 undersøges den største forskydningskraft, der opstår mellem dækkene, og herudfra dimensioneres længde- og bøjlearmering i fugen mellem dækkene. Ved denne dimensionering af armeringen antages det, at armeringen skal kunne optage kræfter, svarende til den største forskydningskraft, der opstår under vindpåvirkningen. Det bemærkes, at bøjlearmeringen i fugerne kun skal forankres mellem dækkene i hver ende af de enkelte dæk, da der regnes med at hovedarmering i dækkene sikrer den nødvendige tværforbindelse.

Der anvendes normal kontrolklasse og høj sikkerhedsklasse i alle beregninger. For ribbestål B550 bestemmes den regningsmæssige flydespænding til:

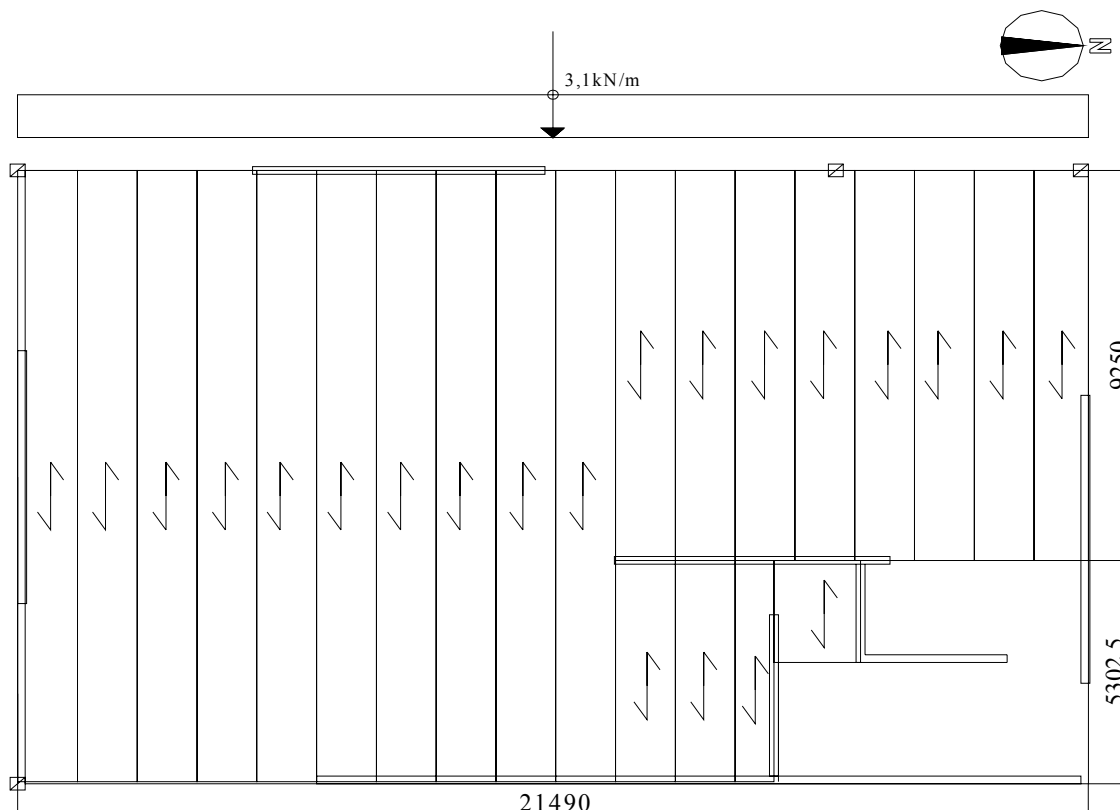
$$f_{yd} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,43} = 384,6 \text{ MPa}$$

Det skal bemærkes, at $\gamma_m = 1$ benyttes ved undersøgelse af ulykkelast, jf. punkt 4, [DS 409, 1998].

Placering, dæklag og indbyrdes afstande mellem armeringsjern foretages alle ud fra kravene i [DS411, 1999]. Detailtegninger ses på tegning K3 i tegningsmappen.

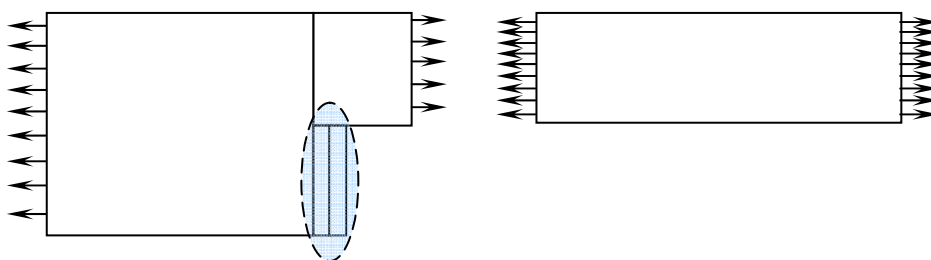
11.3.2 Fremgangsmåde for beregning

I det følgende betragtes vind påvirkningen på tårnet, jf. figur 11-19. På figuren ses en dækskive med jævnt fordelt vindlast. Dækskiven forudsættes simpelt understøttet ved de to facader.



Figur 11-19: Dækskive med jævnt fordelt last.

I det følgende er der foretaget en simplificering i beregningen, hvor hele dækket betragtes som en bjælke, og der ses bort fra elevatorskakten og trappeopgangen. Ved denne simplificering, jf. figur 11-20, ses der bort fra, hvordan kraften forløber i det markerede område på figur 11-20.



Figur 11-20: Problematikken som undgås ved simplificeringen.

I det markerede område på figur 11-20 vil der opstå forskydning mellem dækkene, hvilken der ses bort fra ved simplificeringen vist til højre. Ved simplificeringen af problematikken regnes der på den sikre side, idet brudmomentet for dækket vist til højre på figur 11-20 er mindre end for dækket vist til venstre.

Randstringerne (Punkt I)

Det antages, at dækkene vist på figur 11-19 spænder fra facade til facade, hvorved det største moment i midten af dækskiven, grundet vindlasten, bliver:

$$M = \frac{V \cdot l^2}{8}$$

hvor

V er vindlasten.

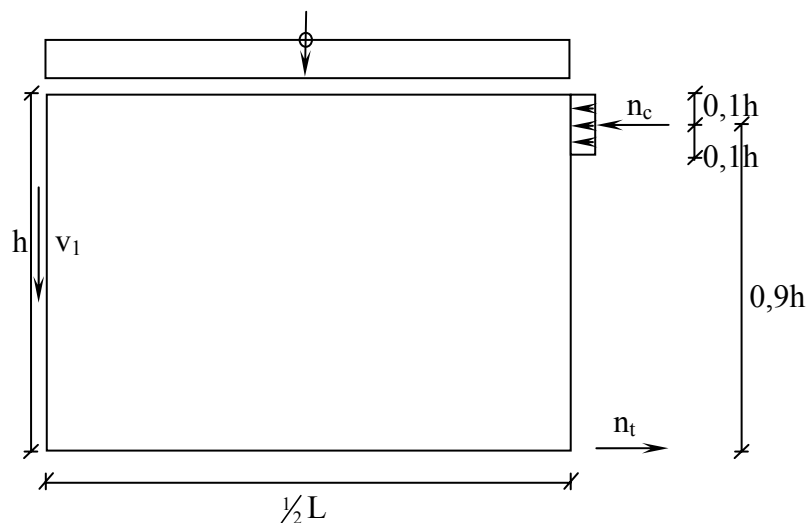
l er længden, hvorpå lasten virker.

Den største trækraft, som randstringerne skal dimensioneres for, bestemmes med følgende formel:

$$n_t = n_c = \frac{V \cdot l^2}{8 \cdot h_{\text{int}}} \quad [\text{Betonportal, 2005}] \quad (11.3)$$

hvor

$h_{\text{int}} = 0,9h$ er den indre momentarm, jf. figur 11-21.



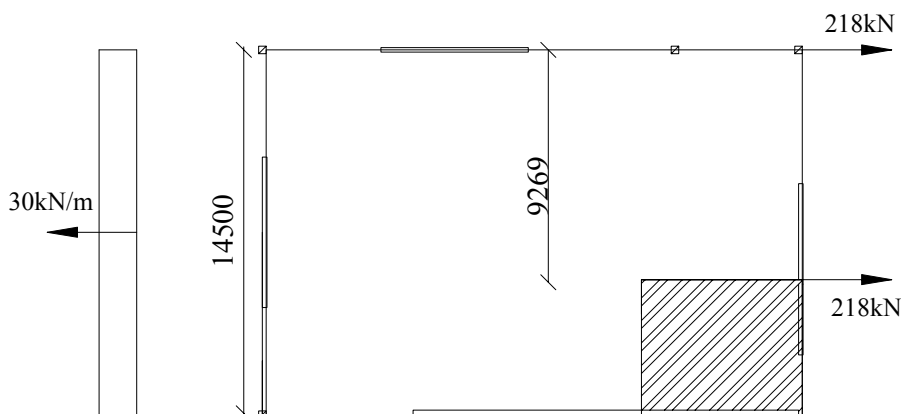
Figur 11-21: Snitkræfter i dækskive.

Ved beregning af den nødvendig armeringsmængde sammenlignes vindlasten med kravet om, at randstringerne skal kunne optage $30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, jf. punkt. I. Den største kraft af disse to vælges, hvorefter armeringsbehovet bestemmes.

Da linielasten fra vindlasten er på $3,1 \text{ kN/m}$, jf. figur 11-19, bliver den største trækraft i armeringen beregnet med formel (11.3):

$$n_t = \frac{3,1 \text{ kN/m} \cdot (21,49\text{m})^2}{8 \cdot 0,9 \cdot 14,55\text{m}} = 23,57\text{kN}$$

Kravet på 30 kN/m medfører en trækraft på 218kN i randstringerne, jf. figur 11-22.



Figur 11-22: Fordeling af kræfter ved simplificeret model, hvor der ses bort fra problematikken i det skraverede område.

Den nødvendige armeringsmængde bestemmes ud fra den største trækraft. Dermed bliver den nødvendige armeringsmængde:

$$A_s = \frac{n_t}{f_{yd}} = \frac{218\text{kN}}{384,6\text{MPa}} = 567\text{mm}^2$$

Der anvendes 2 stk. Ø20 med et samlet tværsnitsareal på 628mm^2 . Disse indlægges langs elementernes rand. Stødlængden mellem u-bøjlerne og længdearmeringen i dækskiverne skal have tilstrækkelig længde til at kunne overføre lasten. Den nødvendige stødlængde findes ved hjælp af [Teknisk Ståbi, 2003]. Forholdet mellem trækforankringslængden og armeringsdiameteren, l/ϕ , findes som funktion af betonens trykstyrke. I dette tilfælde bestemmes forankringslængden for trykstyrker på 30MPa og for armeringsstål af typen B550. For ribbestål anvendes en forankringsfaktor på 0,8, svarende til ny tentor [Teksisk Ståbi, 2002], og forholdet l/ϕ findes til 38. Med en diameter på 20mm findes den nødvendige stødlængde:

$$l/\phi = 38 \Leftrightarrow L = 38 \cdot 20\text{mm} = 760\text{mm}$$

Stødlængden for randarmeringen er dermed bestemt til 0,760m.

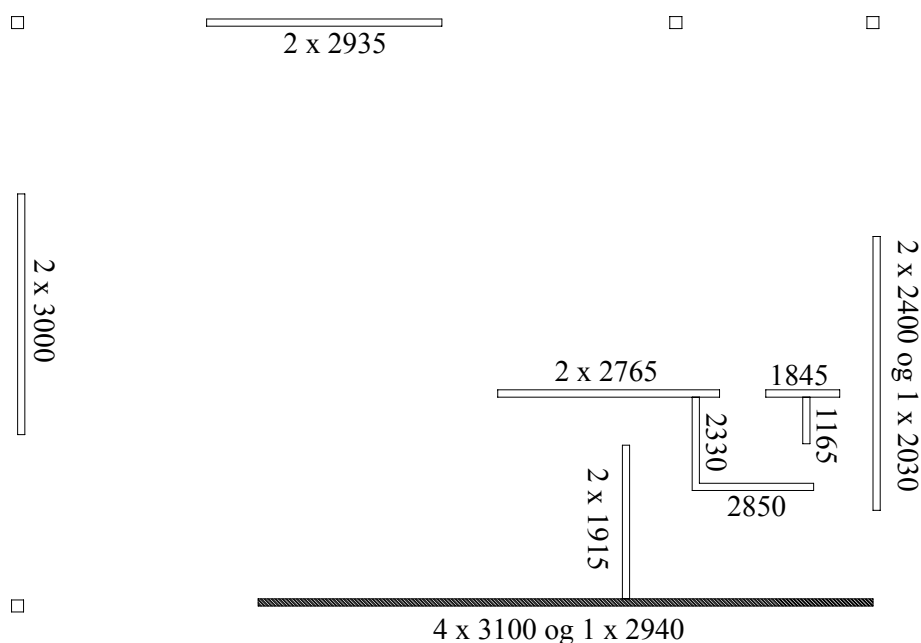
Vinkelbøjler (Punkt II)

I punkt II skal randarmeringen rundt om etageadskillelser kunne optage en karakteristisk last på minimum 80kN. Da undersøgelsen af punkt I viste, at det var nødvendigt med 2 stk. Ø20 armeringsjern med en samlet bæreevne på 241kN, er kravet på 80kN også overholdt. Armeringsjernene skal ilægges hele vejen rundt om hver etageadskillelse.

Fugearmering (Punkt III)

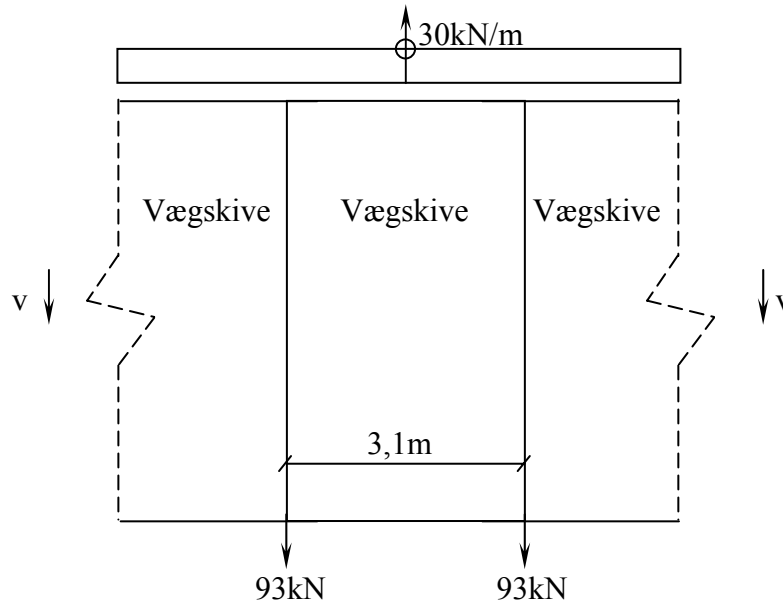
Punkt III skal dimensioneres ud fra kravet opstillet i beregningsforudsætningerne. Dette krav sikrer, at de etablerede gennemgående lodrette trækforbindelser, i form af armeringen i fugerne mellem væggene, kan optage en karakteristisk last på $30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

Vægelementerne har en længde svarende til de viste på figur 11-23. De betragtede vægelementer er markeret med grå.



Figur 11-23: Antal vægelementer og deres længder.

De betragtede vægelementer har en maksimal længde på 3,1m, hvilket svarer til en enkeltkraft i hver fuge på 93kN, jf. figur 11-24.



Figur 11-24: Ligevægtssystem for vægskiver.

Armeringsbehovet bestemmes som under punkt I:

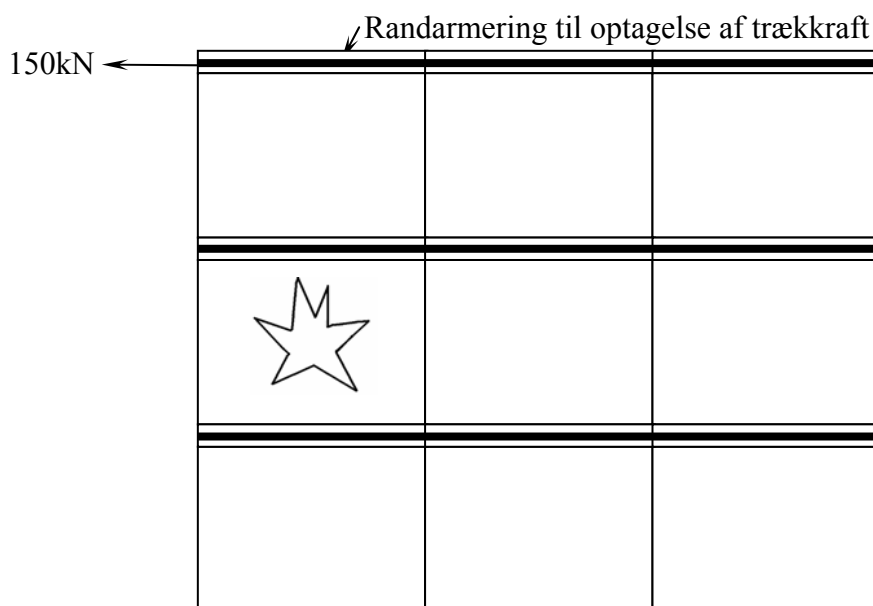
$$A_s = \frac{n_t}{f_{yd}} = \frac{93000\text{N}}{384,6\text{MPa}} = 241,8\text{mm}^2$$

Der anvendes 2stk. Ø14 med et samlet areal på $307,9\text{mm}^2$. Dermed bliver stødlængden:

$$L/\varnothing = 38 \Leftrightarrow L = 38 \cdot 14\text{mm} = 532\text{mm}$$

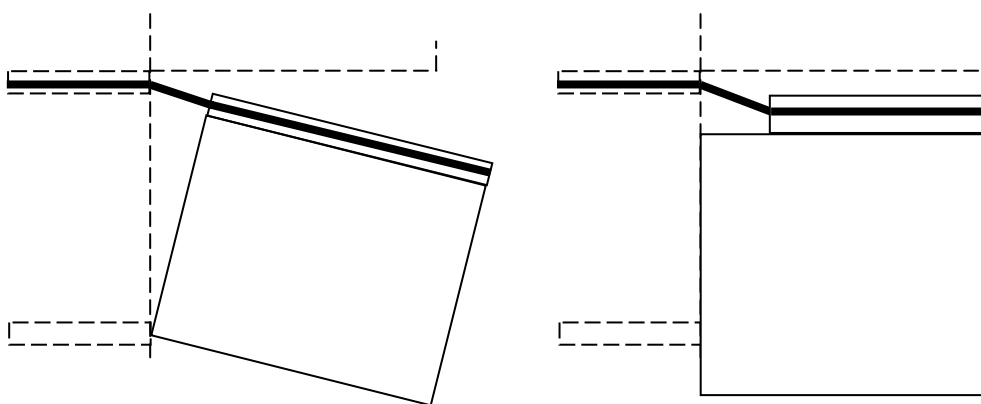
Randarmering (Punkt IV)

Ved dimensionering af randarmering i punkt IV sikres bygningens robusthed. Situationen er skitse- rest på figur 11-25, hvor der er lokalbrud i underliggende etage. Det antages, at den underliggende vægskive fjernes, eventuelt ved en eksplosion. Robustheden af bygningen skal stadig opretholdes, hvilket den anses værende, hvis vægskiven over det tænkte brud kan optage en karakteristisk træk- kraft på 150 kN. I denne betragtning antages vægskiven over bruddet at virke som en udkraget bjælke.



Figur 11-25: Undersøgelse af bygnings robusthed ved eksplosion.

Armeringen i vægskiven over bruddet skal dimensioneres således, at den har tilstrækkeligt bæreevne til at holde vægskiven ved translationsbrud eller rotationsbrud, jf. figur 11-26.



Figur 11-26: Brudformer i vægskiven over bruddet. Til venstre er der vist et rotationsbrud, imens brudformen til højre viser et translationsbrud.

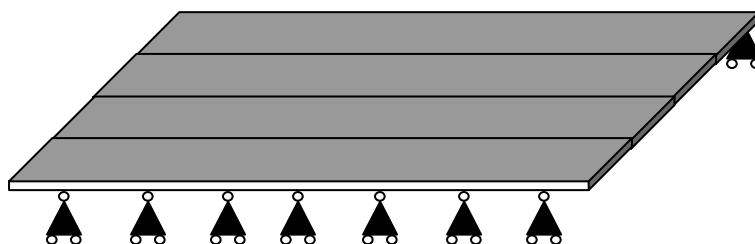
Armeringsbehovet beregnes til:

$$A_s = \frac{n_t}{f_{yd}} = \frac{150000\text{N}}{550\text{MPa}} = 272\text{mm}^2$$

Der anvendes 2stk. Ø14 armeringsstænger med et armeringsareal på 307,9mm².

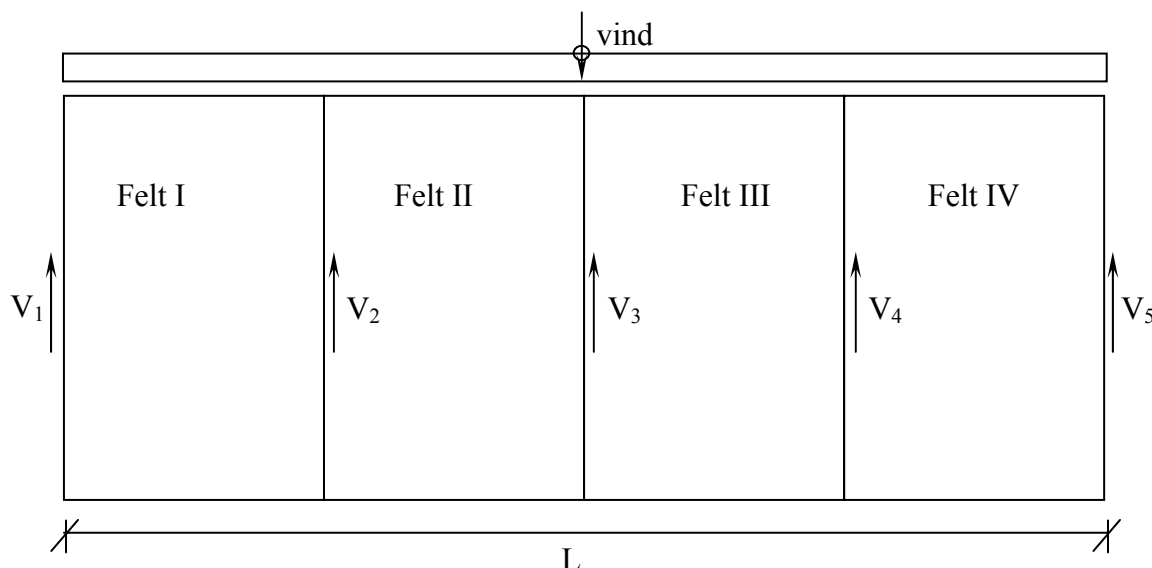
Fugearmering (Punkt V)

Ved undersøgelse af forskydning i en dækskive, deles dækskiven op i et antal felter, jf. figur 11-27.



Figur 11-27: Dækskiven delt op i et antal felter.

Forskydningen mellem de enkelte dæk bestemmes ud fra vindlasten, jf. figur 11-19. Forskydningskraften i fugerne mellem de enkelte dæk varierer over hele dækskiven, jf. figur 11-28.



Figur 11-28: Forskydningskraft (v) mellem dækkene samt vindlasten.

I figur 11-28 betegner V forskydningskraften mellem de enkelte skiver. Forskydningsarmeringen dimensioneres ud fra den største forskydningskraft, hvilken ifølge bjælketeorien er i enden af bjælken. Forskydningskraften bestemmes ved betragtning af figur 11-28 til:

$$V_1 = V_5 = \frac{V_{\text{vind}} \cdot l}{2} \quad (11.4)$$

Forskydningsarmeringen, der udgøres af fugearmeringen mellem dækelementer, dimensioneres efter diagonaltrykmethode, idet der anvendes $\cot\theta = 1$ [DS 411, 1999].

Den største trækraft, som forskydningsarmeringen skal overføre mellem dækkene, beregnes med følgende formel:

$$n_t^1 = \frac{V_l}{h_{\text{int}} \cdot \cot \theta} \quad (11.5)$$

Fugearmeringsarealet pr. dækfuge beregnes med følgende formel:

$$A_s^1 = \frac{V \cdot l \cdot b}{2 \cdot h_{\text{int}} \cdot f_{yd}} \quad (11.6)$$

hvor

b er bredden af et dækelement.

Den største forskydningskraft i fugerne mellem dækkene beregnes med formel (11.4):

$$V_l = \frac{3,1 \text{ kN/m} \cdot 21,49 \text{ m}}{2} = 33,31 \text{ kN}$$

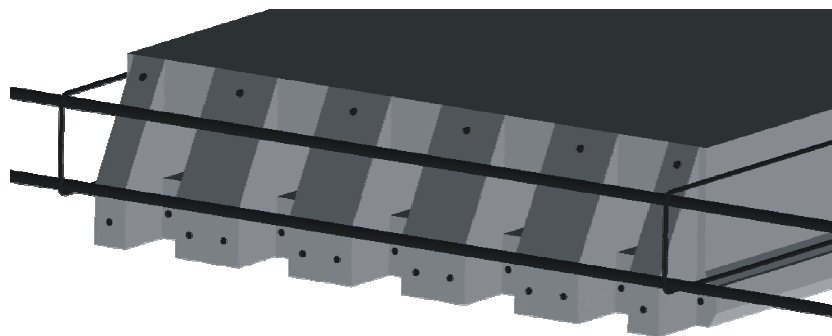
Den største trækraft i fugearmeringen bliver ved brug af formel (11.5):

$$n_t^1 = \frac{33,31 \text{ kN}}{0,9 \cdot 14,55 \text{ m} \cdot 1} = 2,54 \text{ kN/m}$$

Dermed bliver det nødvendige armeringsareal beregnet med formel (11.6):

$$A_s^1 = \frac{2,54 \text{ kN/m} \cdot 1,2 \text{ m}}{384,6 \text{ MPa}} = 8 \text{ mm}^2$$

Der anvendes u-bøjler Ø8 med et armeringsareal på 100 mm^2 , jf. figur 11-29.



Figur 11-29: Randarmering og forskydningsarmering mellem dæk.

Det skal her bemærkes, at der anvendes u-bøjler til at overføre trækkræften til dækelementerne. Bøjlearmeringen anvendes selvom behovet er beskedent. Der anvendes ikke forskydningsarmering mellem dækkene, da det vurderes, at trækkræften overføres til dækkets hovedarmering.

Opsummering

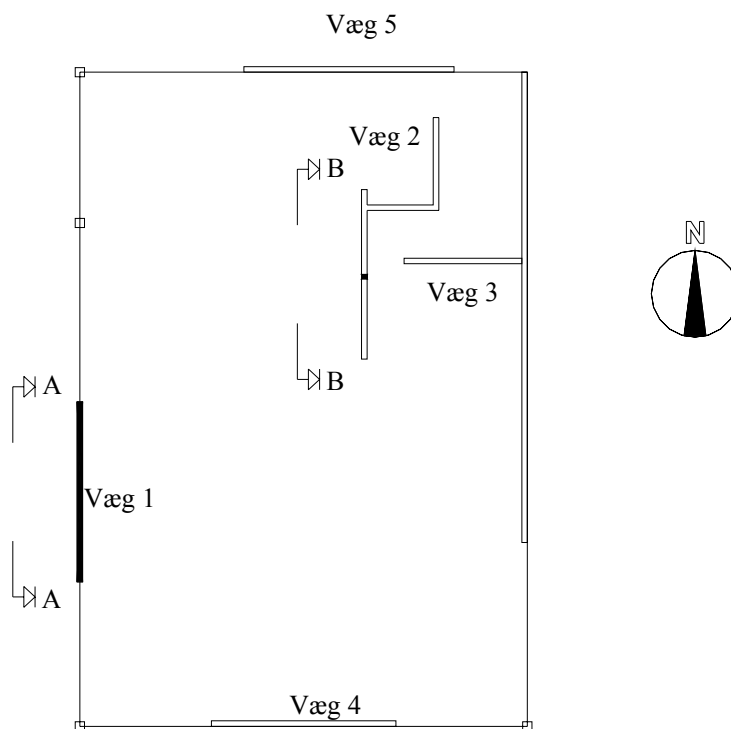
I det ovenstående blev det eftervist, at punkt I og II kræver 2stk. Ø20 med et areal på 628mm^2 , imens punkt III og IV kun kræver 2stk. Ø14 med et areal på $307,9\text{mm}^2$. I punkt V blev det bestemt, at der skal bruges Ø8 bøjler i hver fuge.

11.4 Konstruktionssamlinger

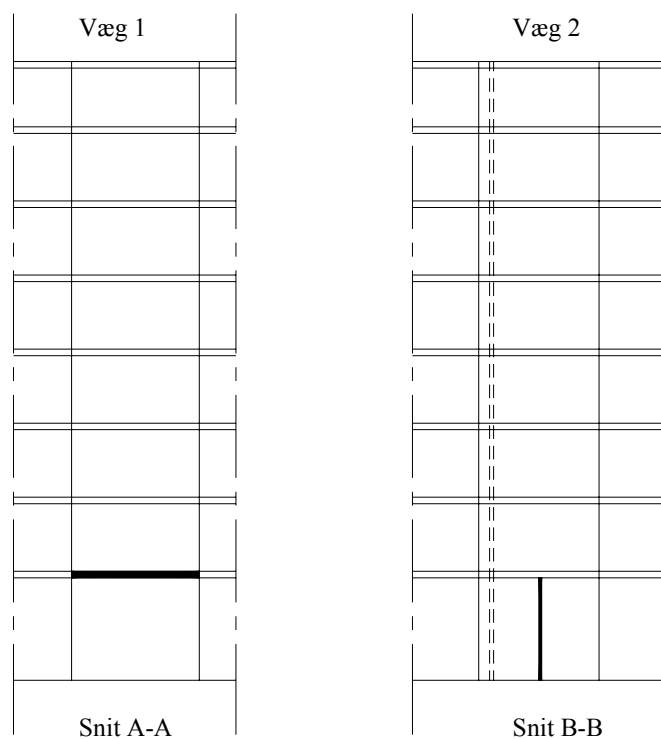
I følgende afsnit dimensioneres to samlinger i tårnet.

11.4.1 Valg af samlinger

Det er valgt, at eftervise bæreevnen af to samlinger. Den første samling er mellem to vægelementer i væg 2, mens den anden samling er mellem væg og dæk i væg 1, jf. figur 11-30, hvor væggene er vist i planen. Snit A-A og snit B-B er vist på figur 11-31. Det vurderes i begge tilfælde, at de dimensionsgivende samlinger for hver væg er placeret i bunden af tårnet.

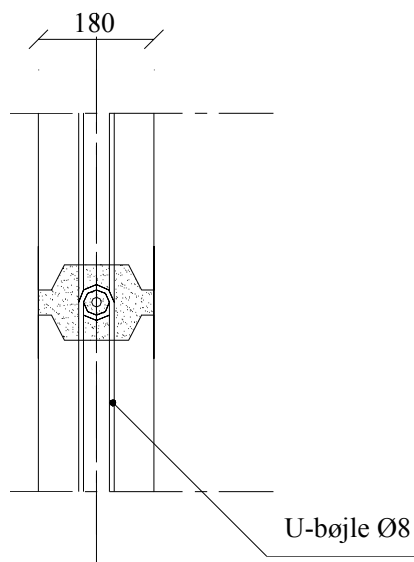


Figur 11-30: De udvalgte samlinger findes i de markerede vægge.



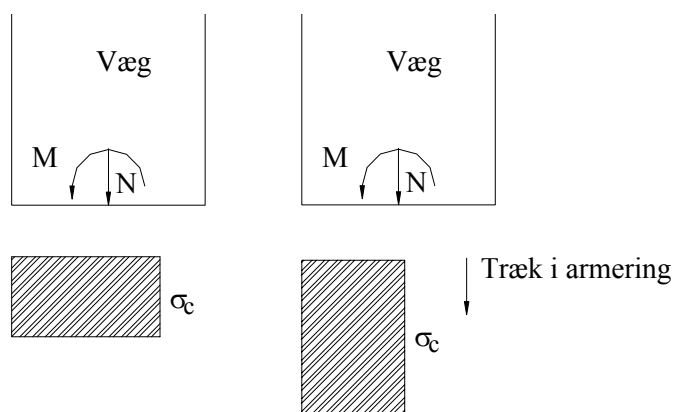
Figur 11-31: På snit A-A er samlingen mellem dæk og væg markeret, mens samlingen mellem væg og væg er markeret på snit B-B.

Det er valgt at dimensionere samlingen mellem de to vægge i jordniveau for væg 2, da de største forskydningsspændinger findes i dette niveau. Samlingens placering er bestemt ud fra elementmontagen, jf. afsnit 15.5. Samlingen udformes med bøjlearmering, jf. figur 11-32, hvor samlingerne er skitseret plant. Der placeres to u-bøjler pr. meter i samlingen.



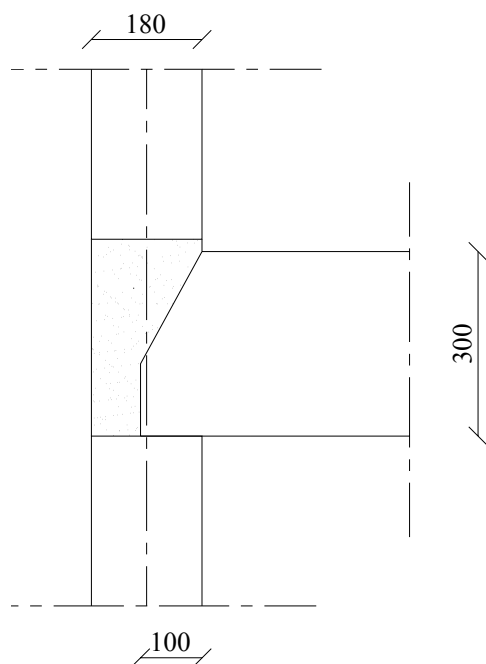
Figur 11-32: Vandret snit i samling mellem vægge.

Den dimensionsgivende last for samlingen mellem væg og dæk forventes at være en trykkraft, hvorfor det er valgt at beregne samlingen ved første etage. Udformningen af denne samling afhænger af hvilke kræfter, der kommer i den. Dette betyder, at der i tilfælde af excentricitet kan opstå behov for trækarmring, jf. figur 11-33.



Figur 11-33: Illustration af excentricitetens betydning. Til venstre er der ikke behov for trækarmring, mens der til højre er behov for trækarmring.

Et forslag til udformningen af samlingen uden armering er vist på figur 11-34.



Figur 11-34: Lodret snit i samlingen mellem dæk og væg i stueetagen.

På figur 11-35 er der vist et billede af en samling mellem et dæk og en væg i et etagebyggeri. Det forventes, at den valgte samling skal udføres efter samme principper, som det viste, for eksempel med hensyn til forskalling.



Figur 11-35: Illustration af samling mellem et dæk og en væg.

Materialeparametre

Væggene udformes i beton med en karakteristisk trykstyrke på $f_{ck} = 40\text{MPa}$. Den karakteristiske trækstyrke for denne beton er $f_{ctk} = 2\text{MPa}$. Væggene regnes i høj sikkerhedsklasse, hvorved partialkoefficienten for henholdsvis uarmeret og armeret beton er 1,815 og 2,75.

Den valgte fugemørtel har en karakteristisk trykstyrke på $f_{c,fuge} = 30\text{MPa}$ og en karakteristisk trækstyrke på $f_{ct,fuge} = 1,7\text{MPa}$. For fugen benyttes samme partialkoefficienter som for beton.

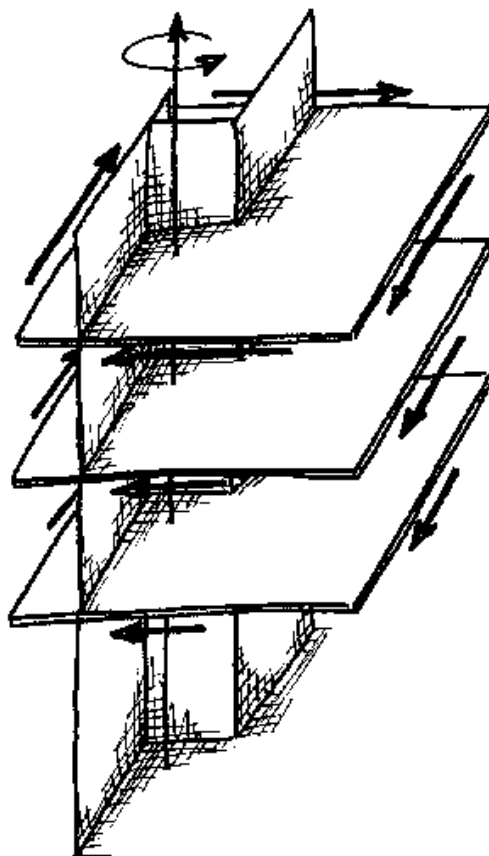
Som armering benyttes tentor B550 med en karakteristisk flydestyrke på $f_{yk} = 550\text{MPa}$. Partialkoefficienten for armering er $\gamma_s = 1,43$.

11.4.2 Samling mellem to vægelementer

Den angivne samling mellem to vægelementer skal kontrolleres for forskydningsbrud, hvilket gøres ud fra [DS411, 1999]. I det følgende redegøres indledningsvis for de forudsætninger, der er foretaget for at kunne gennemføre beregningerne. Dernæst er geometrien beskrevet, hvilket efterfølges af beregninger af relevante laster. Til sidst eftervises bæreevnen for samlingen.

Beregningsforudsætninger

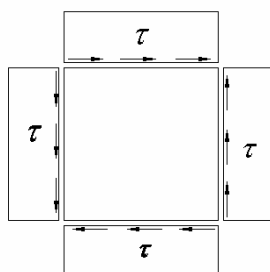
Vægprofilet er fastholdt mod vridning af dækkene fra hver eneste etage, da disse forudsættes uendelig stive i forhold til væggens stivhed. Det vridende moment optages med denne forudsætning af dækkene, jf. figur 11-36, hvor vægprofilet med dæk er snittet ud af bygningen.



Figur 11-36: Friskåret væg med dæk der illustrerer, at dækskiverne optager det vridende moment.

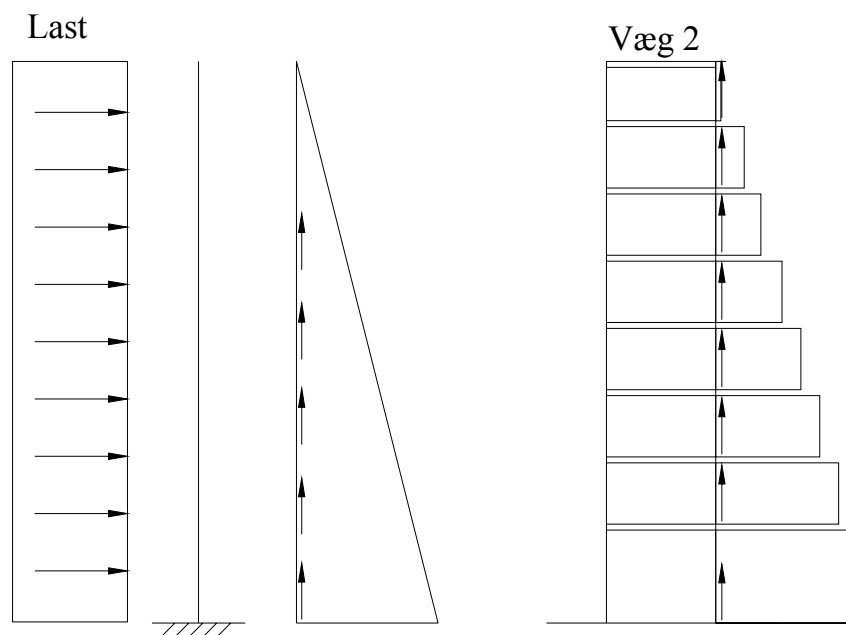
Vægprofilet er kun udsat for ren bøjning, idet dækkene optager det vridende moment. Det er derfor ikke nødvendigt at flytte de vandrette kræfter over i forskydningscentret.

De lodrette forskydningsspændinger antages at være ens med de vandrette forskydningsspændinger i et snit, hvilket er illustreret på figur 11-37. De lodrette forskydningsspændinger beregnes ud fra kendskab til de vandrette forskydningsspændinger.



Figur 11-37: Illustration af at de lodrette forskydningskræfter har samme størrelse som de vandrette forskydningskræfter.

Fordelingen af lodrette forskydningsspændinger antages endvidere at være konstant mellem etagerne, hvilket vurderes at være på den sikre side, da forskydningsspændingen i forhold til en vandret jævnt fordelt last aftager lineært op gennem konstruktionen, jf. figur 11-38, hvor den virkelige situation er skitseret til venstre, mens den antagne fordeling er vist til højre.



Figur 11-38: Den vandrette forskydningsfordeling til venstre, mens den antagne lodrette forskydningsfordeling er vist til højre.

I det følgende medregnes armering i etagekrydsene ikke.

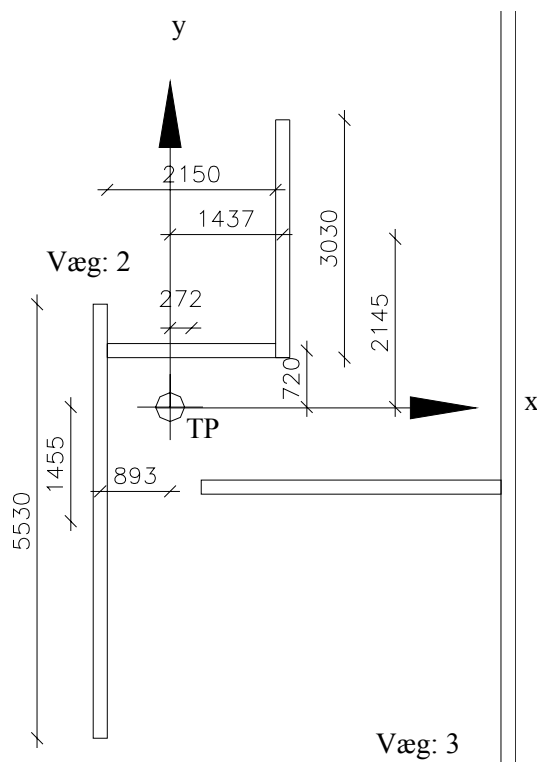
Geometri

I det følgende afsnit bestemmes retningen af hovedakserne for vægprofil 2, hvilket gøres for at medtage skæv bøjning.

Inertimomentet omkring 2 akser for vægprofil 2 er bestemt i kapitel 9, og resultatet er gengivet i tabel 11-12, som med hensyn til retninger refereres til figur 11-39.

Tabel 11-12: Inertimoment for vægprofil 2.

Væg	$I_x \text{ [m}^4\text{]}$	$I_y \text{ [m}^4\text{]}$
Væg 2	7,77	2,27



Figur 11-39: Relevante afstande for vægprofil 2.

Vinklen til hovedaksen bestemmes ved:

$$\tan(2\theta) = \frac{2 \cdot I_{xy}}{I_{xx} - I_{yy}}$$

hvor

$$I_{xy} = \int_A x \cdot y \cdot dA$$

↓

$$I_{xy} = 5,53\text{m} \cdot 0,18\text{m} \cdot (-0,893\text{m}) \cdot (-1,455\text{m}) + 2,15\text{m} \cdot 0,18\text{m} \cdot 0,272\text{m} \cdot 0,72\text{m} + 3,029\text{m} \cdot 0,18\text{m} \cdot 1,437\text{m} \cdot 2,145\text{m}$$

 $\updownarrow$

$$I_{xy} = 3,05m^4$$

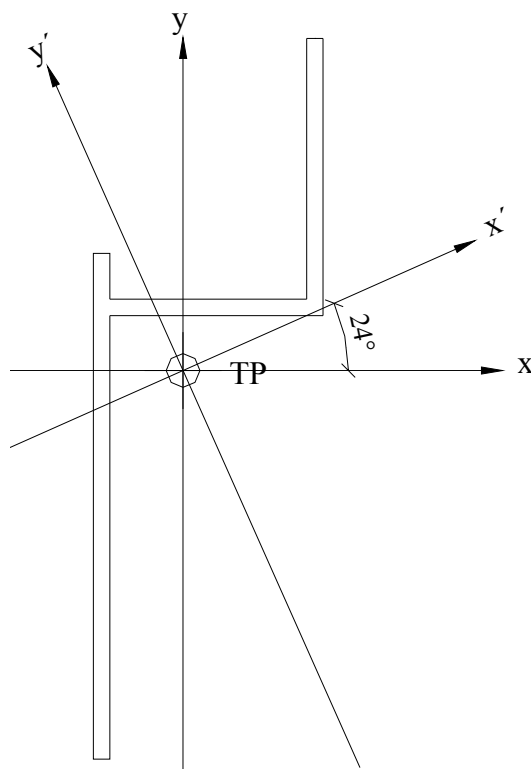
Vinklen til hovedaksen bestemmes:

$$\tan(2\theta) = \frac{2 \cdot 3,05 \text{ m}^4}{7,77 \text{ m}^4 - 2,27 \text{ m}^4}$$

↓

$$\theta = 24^\circ$$

Ovenstående betyder, at koordinatsystemet skal drejes 24 grader, jf. figur 11-40, således det nu er orienteret i hovedretningerne.



Figur 11-40: Placering af hovedakser for vægprofil 2.

Med fastlæggelsen af hovedakserne skal inertimomentet om hver af disse akser bestemmes:

$$I' = \frac{1}{2} \cdot (I_{xx} + I_{yy}) \pm \sqrt{(I_{xx} - I_{yy})^2 + 4 \cdot (I_{xy})^2}$$

⇕

$$I' = \frac{1}{2} \cdot (7,77\text{m}^4 + 2,27\text{m}^4) \pm \sqrt{(7,77\text{m}^4 - 2,27\text{m}^4)^2 + 4 \cdot (3,05\text{m}^4)^2}$$

⇕

$$I'_x = 9,13\text{m}^4 \wedge I'_y = 0,91\text{m}^4$$

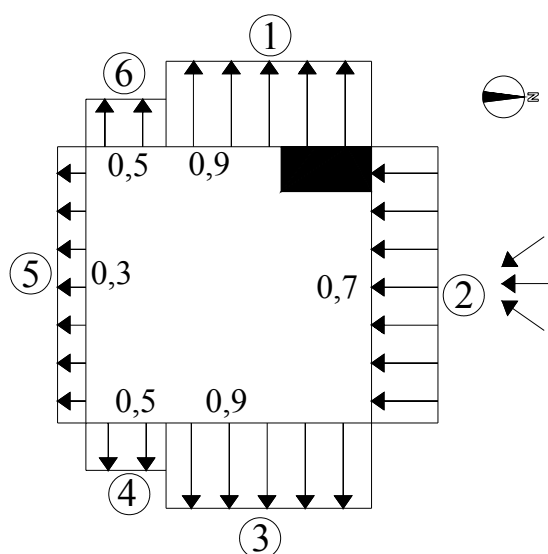
Laster

Den dimensionsgivende lastkombination for samlingen er ved den størst forekommende forskydningskraft for vægprofil 2. Forskydningskræfterne i væggen bestemmes efter samme princip som kapitel 9. Udregningen af forskydningskræfter er beregnet i forhold til det oprindelige koordinatsystem (x,y). Resultatet for forskellige lastkombinationer er angivet i tabel 11-13.

Tabel 11-13: Regningsmæssige laster for forskydningskræfter.

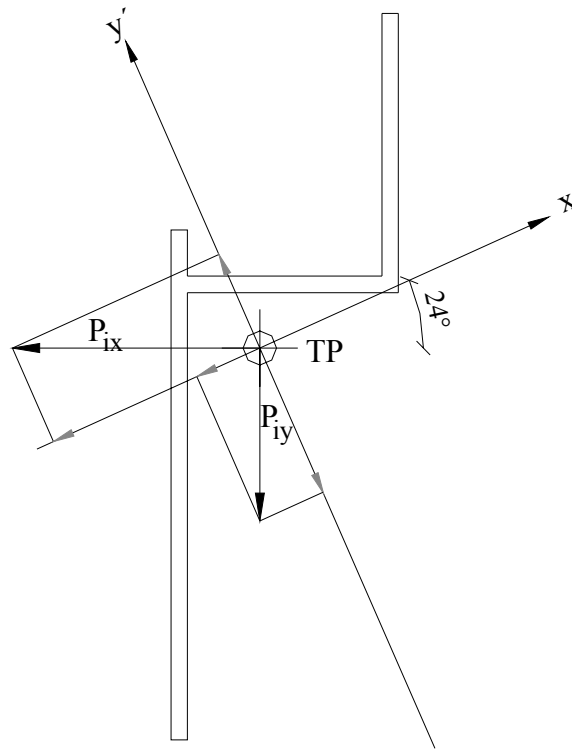
Lastkombination	P_{ix} [kN]	P_{iy} [kN]
Vandret masselast	65,8	40,7
Vind fra vest	-98,7	-74,7
Vind fra nord	-125	-82,2

Den største forskydning forekommer med vindlasten som dominerende med vind fra nord. Denne situation er skitseret på figur 11-41, hvor formfaktorerne for de dimensionsgivende laster er vist.



Figur 11-41: Vindlast på Kennedy Arkaden, hvor den markerede del er tårnet.

De fundne kræfter har angrebspunkt i tyngdepunktet af vægprofilet og skal projiceres over i hovedakserne, jf. figur 11-42. De nye kræfter benævnes Q'_x og Q'_y .



Figur 11-42: Lasterne projiceres over i hovedakserne.

$$Q'_x = -\cos(24^\circ) \cdot 125 \text{ kN} - \sin(24^\circ) \cdot 82,2 \text{ kN} = -147,6 \text{ kN}$$

$$Q'_y = \sin(24^\circ) \cdot 125 \text{ kN} - \cos(24^\circ) \cdot 82,2 \text{ kN} = -24,3 \text{ kN}$$

Snitkræfter

Forskydningskraften i samlingen bestemmes med følgende formel, [Mekanik 3.1, 1968]:

$$\frac{\partial H}{\partial s} = - \left(\frac{Q'_y \cdot t \cdot y'}{I'_x} + \frac{Q'_x \cdot t \cdot x'}{I'_y} \right) \quad (11.7)$$

hvor

H er forskydningskraften pr. længdeenhed.

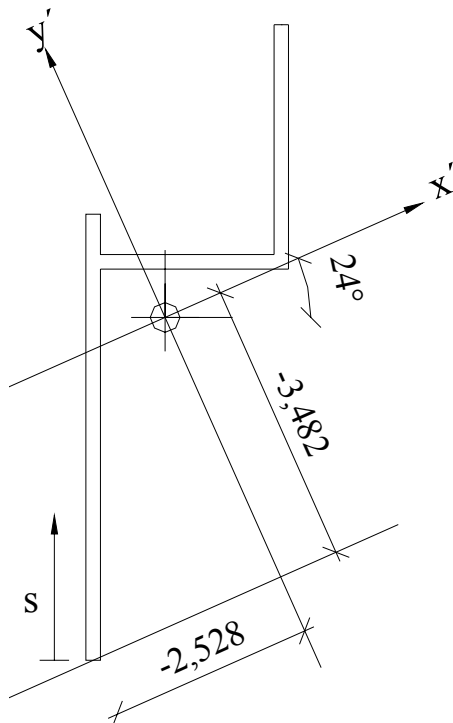
Q'_x og Q'_y er forskydningskraften omkring profilets hovedakser.

I'_x og I'_y er inertimomentet omkring profilets hovedakser.

x' og y' er afstanden mellem profilets tyngdepunkt og et vilkårligt punkt.

t er vægprofilets tykkelse.

Udtrykket for x' og y' ønskes bestemt som funktion af s , hvorved en integration af formel (11.7) muliggøres. Strækningen s er defineret i forhold til hovedakserne på figur 11-43.



Figur 11-43: Definition af afstanden s .

Ved geometriske betragtninger på figur 11-43 bestemmes udtrykkene som:

$$x'(s) = -2,528\text{m} + \sin(24^\circ) \cdot s$$

$$y'(s) = -3,482\text{m} + \cos(24^\circ) \cdot s$$

Ovenstående udtryk indsættes i formel (11.7), hvorefter udtrykket integreres for at bestemme forskydningskraften pr. længde:

$$\frac{\partial H}{\partial s} = - \left(\frac{Q'_y \cdot t \cdot y'(s)}{I'_x} + \frac{Q'_x \cdot t \cdot x'(s)}{I'_y} \right)$$

$$\Downarrow$$

$$H(s) = - \frac{-24,3 \text{ kN} \cdot 0,18 \text{ m}}{9,13 \text{ m}^4} \cdot \int_0^s -3,482 \text{ m} + \cos(24) \cdot s \, ds +$$

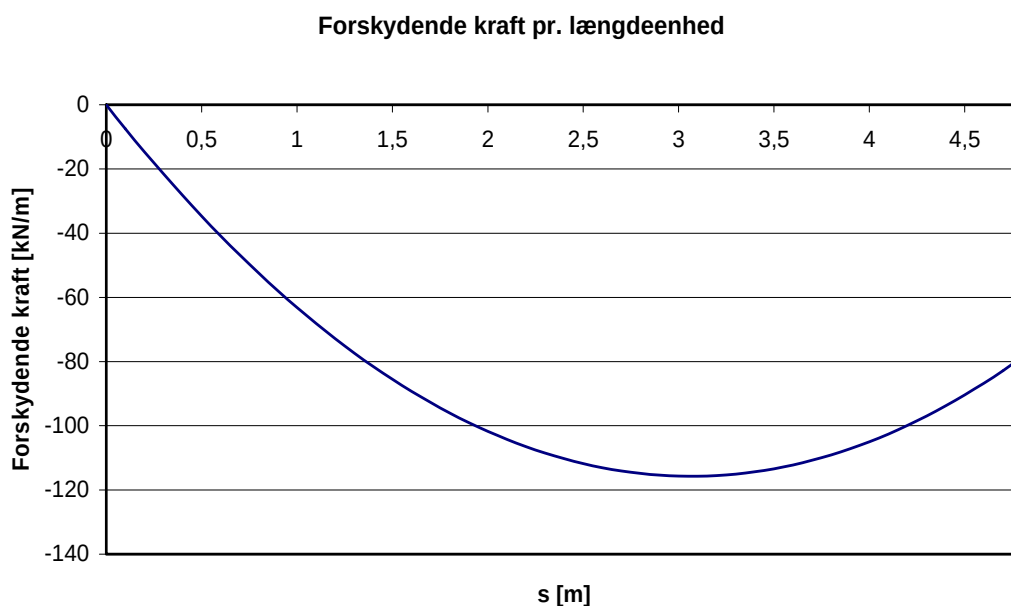
$$\frac{-147,6 \text{ kN} \cdot 0,18 \text{ m}}{0,91 \text{ m}^4} \cdot \int_0^s -2,528 \text{ m} + \sin(24) \cdot s \, ds$$

$$\Downarrow$$

$$H(s) = \frac{24,3 \text{ kN} \cdot 0,18 \text{ m}}{9,13 \text{ m}^4} \cdot (-3,482 \text{ m} \cdot s + \cos(24) \cdot s^2) +$$

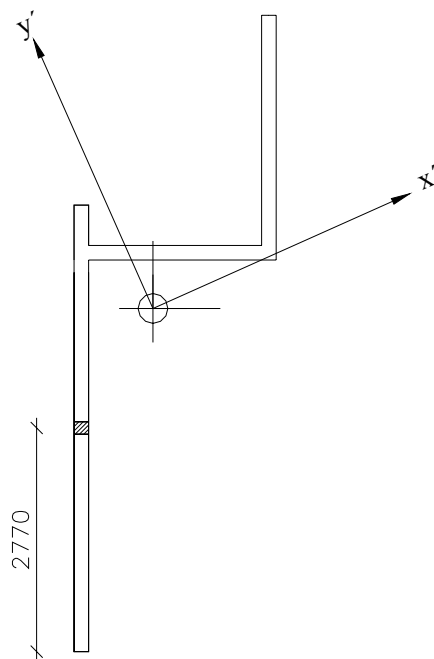
$$\frac{147,6 \text{ kN} \cdot 0,18 \text{ m}}{0,91 \text{ m}^4} \cdot (-2,528 \text{ m} \cdot s + \sin(24) \cdot s^2)$$

Ved at variere distancen s fremkommer forskydningskraftkurven pr. længdeenhed på figur 11-44.



Figur 11-44: Forskydningskraftkurve for strækningen s for væg 2.

Ud fra figur 11-44 vurderes det bedste sted at placere samlingen i væggen til at være i distancen $s = 4,8 \text{ m}$, da forskydningskraften er faldende hen mod denne værdi. På grund af elementstørrelserne skal samlingen imidlertid placeres i afstanden $s = 2,77 \text{ m}$, hvilket er vist på figur 11-45.



Figur 11-45: Placering af den betragtede samling mellem de to vægprofiler.

Forskydningskraften pr. længde i samlingen bestemmes ved $s = 2,77\text{m}$ til:

$$H(s = 2,77) = -115 \text{ kN/m}$$

Spændinger

De lodrette forskydningsspændinger er på grund af tidligere antagelser ens med de vandrette forskydningsspændinger, hvorved den regningsmæssige forskydningskraft i samlingen bestemmes til [DS411,1999]:

$$\begin{aligned} \tau_{sd} &= \frac{H}{A_{fuge}} \\ \Downarrow \\ \tau_{sd} &= \frac{-115 \text{ kN/m} \cdot 1\text{m}}{1\text{m} \cdot 0,18\text{m}} = -0,64\text{MPa} \end{aligned} \tag{11.8}$$

Bæreevne

Bæreevnen for samlingen eftervises for forskydningsbrud med følgende formel, [DS 411, 1999]:

$$\tau_{Rd} = k_T \cdot \tau_{cd} + \mu(\rho \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha + \sigma_{nd}) + \rho \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha \leq 0,5 v_v \cdot f_{cd} \quad (11.9)$$

hvor

k_T er en faktor, som for ru overflade sættes til 1,8.

τ_{cd} er givet ved $0,25 \cdot f_{ctd}$.

μ er friktionsvinklen, som for ru væg er 0,7.

ρ er forholdet mellem armeringsareal og støbeskellets areal.

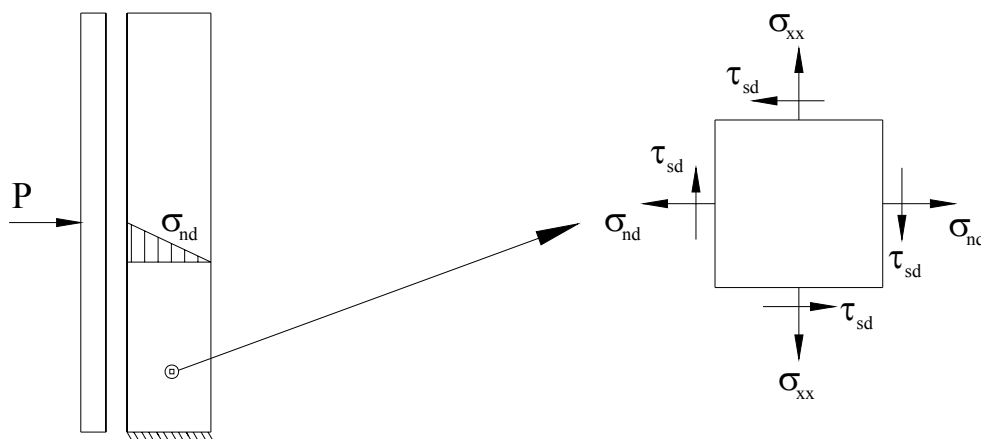
α er vinklen mellem armering og støbeskel.

v_v er en effektivitetsfaktor, som for den valgte beton er $\frac{1}{2}$.

v_v er en effektivitetsfaktor, som for den valgte beton er $\frac{1}{2}$.

σ_{nd} er normalkomponenten af den spænding, der virker på støbeskellet, denne spænding regnes positivt som tryk. Denne værdi sættes til nul ved samling 1, da værdien her svarer til σ_{yy} .

Herved forventes bidraget minimalt, hvorved den anvendte bjælketeori ikke medtager denne spænding, jf. figur 11-46.



Figur 11-46: Illustration af spændingen σ_{nd} .

Med den valgte armering på to Ø8 u-bøjler pr. meter, beregnes samlingens bæreevne pr. meter til:

$$\tau_{Rd} = 1,8 \cdot 0,25 \cdot \frac{1,7}{1,815} + 0,7 \cdot \left(\frac{4 \cdot (0,004\text{m})^2 \cdot \pi}{1\text{m} \cdot 0,18\text{m}} \cdot 386\text{MPa} \cdot \sin(90) \right) \leq 0,5 \cdot 0,5 \cdot \frac{30}{1,815}$$

$$\Updownarrow$$

$$\tau_{Rd} = 0,72\text{MPa} \leq 4,13$$

$$\Updownarrow$$

$$\tau_{Rd} = 0,72\text{MPa}$$

Kravet til samlingen er hermed overholdt, da:

$$\tau_{Rd} \geq \tau_{sd}$$

$$\Updownarrow$$

$$0,72\text{MPa} \geq 0,64\text{MPa}$$

11.4.3 Samling mellem væg og dæk

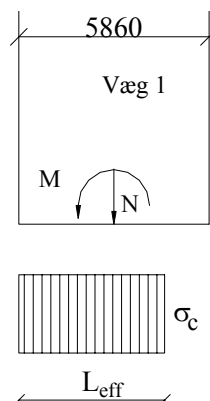
I det følgende eftervises bæreevnen for samlingen mellem væg og dæk.

Samlingen kontrolleres for vandret forskydningsbrud, for trykbrud i fugebetonen og for spaltebrud i væggen under samlingen samt stabilitet af den underliggende væg.

Indledningsvis beskrives beregningsforudsætninger, geometri og laster, hvorefter eftervisning af bæreevne foretages.

Beregningsforudsætninger

Spændingerne i tværsnittet regnes fordelt efter plasticitetsteorien, hvorved spændingsfordelingen virker over et effektivt areal, der bestemmes ved excentricitet, jf. figur 11-47.

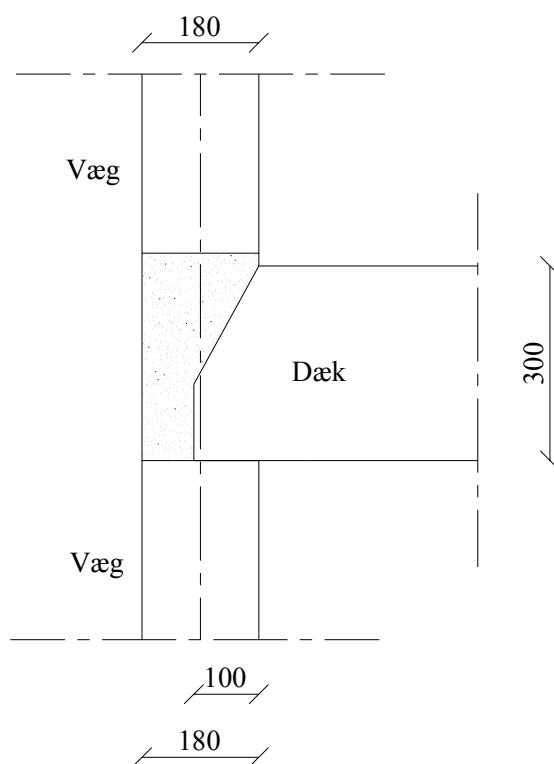


Figur 11-47: Plastisk spændingsfordeling.

Den effektive længde på figur 11-47 er et resultat af momentet i væggen. [DS411, 1999] foreskriver endvidere, at der skal tages højde for excentricitet på grund af udførelsesunøjagtigheder. Denne excentricitet medfører en reduceret bredde i vægprofilet, som medtages, såfremt det virker til ugunst for samlingens bæreevne. De benyttede excentriciteter i dette afsnit skal overholdes, og såfremt dette under udførelsen viser sig urealistisk, anbefales det, at der benyttes montagebolte.

Geometri

Samlingens tværsnit er vist på figur 11-48.



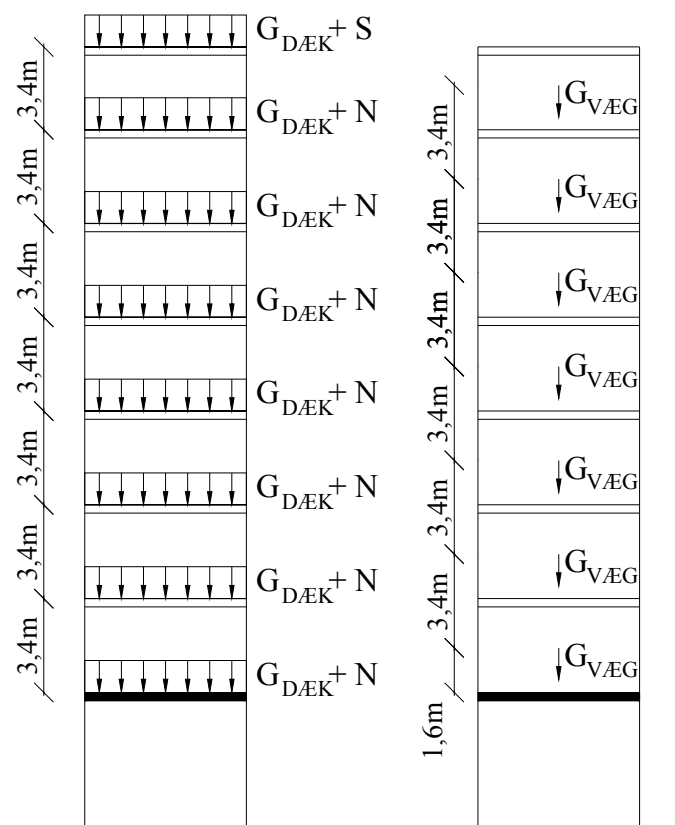
Figur 11-48: Lodret i samling i etagekryds.

Laster

I de forskellige brudformer er maksimal lodret kraft dimensionsgivende for samlingen med hensyn til trykbrud i fugen og spaltebrud i væggen, jf. LK6, som er en lastkombination med 15% ekstra egenlast.

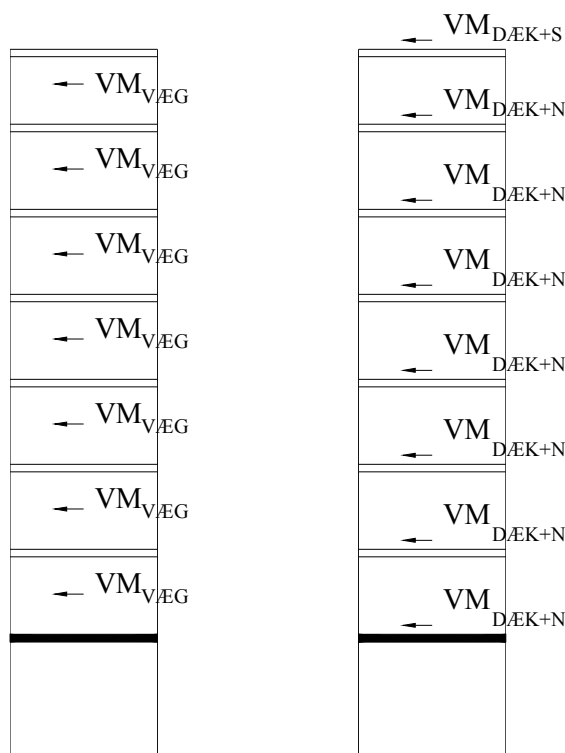
Vedrørende kontrollen af den vandrette forskydningskraft undersøges to tilfælde; det første er ved maksimal lodret kraft, hvilket medfører den største forskydningskraft fra den vandrette masselast, LK6. Den anden kombination er ved den mindste lodrette kraft og den dertilhørende forskydningskraft fra den vandrette masselast, jf. LK4, hvor egenlasten er reduceret.

De lodrette laster, som er medregnet i LK4 og LK6, er illustreret på figur 11-49.



Figur 11-49: Regningsmæssige lodrette laster som medregnes.

Forskydningskræfter, som påvirker samlingen mellem dæk og væg, er fra den vandrette masselast, som er illustreret på figur 11-50.



Figur 11-50: Vandret masselast fra den aktuelle lodrette last.

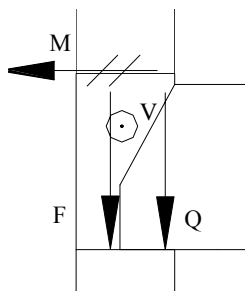
De karakteristiske værdier, som figur 11-49 og figur 11-50 referer til, er angivet i tabel 11-14.

Tabel 11-14: Karakteristiske værdier, som benyttes i LK4 og LK6, hvor væg aflaster 88m^2 .

Lasttype	$G_{\text{dæk}} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	$G_{\text{væg}} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	$S_{\text{ne}} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	Nyttelast $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
Karakteristisk værdi	6,7	4,32	0,72	3

Snitkræfter

I forbindelse med udregning af kræfter er lasterne omregnet til resultanter i snittet, jf. figur 11-51.



Figur 11-51: Benævnelse af resultanter i samlingen i lodret snit.

Størrelsen af de angivne kræfter er vist i tabel 11-15, hvor F er lasten fra overliggende etager, Q er fra dækket hvilende på samlingen, M er momentet fra den vandrette masselast på langs af samlingen og V er den vandrette last.

Tabel 11-15: Dimensionsgivende laster for samlingen mellem dæk og væg.

Lastkombination	F [kN]	Q [kN]	M [kNm]	V [kN]
LK6	5903	709	1141	88,5
LK4	4361	528	835	66

Momentet benyttes til at bestemme excentriciteten og dermed en effektiv længde, hvorefter normalkraften fordeles på den effektive længde. Excentriciteten for LK6 beregnes som:

$$e = \frac{M}{F} = \frac{1141 \text{ kNm}}{5903 \text{ kN}} = 0,19 \text{ m}$$

Den effektive længde, som den lodrette kraft skal fordeles på, beregnes til:

$$L_{\text{eff}} = \left(\frac{L_{\text{væg}}}{2} - e \right) \cdot 2 = \left(\frac{5,86 \text{ m}}{2} - 0,19 \text{ m} \right) \cdot 2 = 5,48 \text{ m}$$

Den lodrette last F fordeles på den effektive længde, mens lasten Q fra dækket fordeles over hele væggen bredde, idet den ikke har en excentricitet. Denne fordeling medfører følgende linielaster:

$$f = \frac{F}{L_{\text{eff}}} = \frac{5903 \text{ kN}}{5,48 \text{ m}} = 1077 \text{ kN/m}$$

$$q = \frac{Q}{L_{\text{væg}}} = \frac{709 \text{ kN}}{5,87 \text{ m}} = 121 \text{ kN/m}$$

Resultatet for LK4 er angivet i tabel 11-16.

Tabel 11-16: Beregning af excentriciteter for LK4.

Lastkombination	e [m]	L_{eff} [m]	f [kN/m]	q [kN/m]
LK4	0,19	5,49	795	90

Spændinger

Forskydningsspændingen for LK6 i samlingen regnes med formel (11.8), hvor bredden af fuge vurderes at være 0,135m, da bredden skal reduceres på grund af knaster:

$$\tau_{sd} = \frac{88,5 \text{ kN}}{0,135 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} = 0,66 \text{ MPa}$$

For LK4 er forskydningen på tilsvarende vis beregnet til $\tau_{sd} = 0,49 \text{ MPa}$.

Vandret forskydningsbrud

Samlingens bæreevne pr. meter for LK6 regnes ud fra formel (11.9):

$$\tau_{Rd} = 1,8 \cdot 0,25 \cdot \frac{1,7 \text{ MPa}}{2,75} + 0,7 \cdot 1077 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,75 \text{ MPa}$$

Bæreevneberegningen for LK6 medfører:

$$\tau_{Rd} \geq \tau_{sd}$$

$$\Updownarrow$$

$$0,75 \text{ MPa} \geq 0,66 \text{ MPa}$$

Bæreevneeftervisningen for LK4 er foretaget efter samme princip:

$$\tau_{Rd} \geq \tau_{sd}$$

$$\Updownarrow$$

$$0,56 \text{ MPa} \geq 0,49 \text{ MPa}$$

Stabilitetsbrud

Væggens stabilitet kontrolleres ud fra krav i [DS411, 1999], som foreskriver, at følgende betingelse skal være overholdt:

$$\frac{N_{crd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{\left(1 - 2 \cdot \frac{e}{h}\right)^p}{1 + 12 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2} \quad (11.10)$$

hvor

N_{crd} er væggens regningsmæssige bæreevne pr. meter.

e er normalkraftens excentricitet i forhold til væggens bredde.

h er den mindste sidelinie.

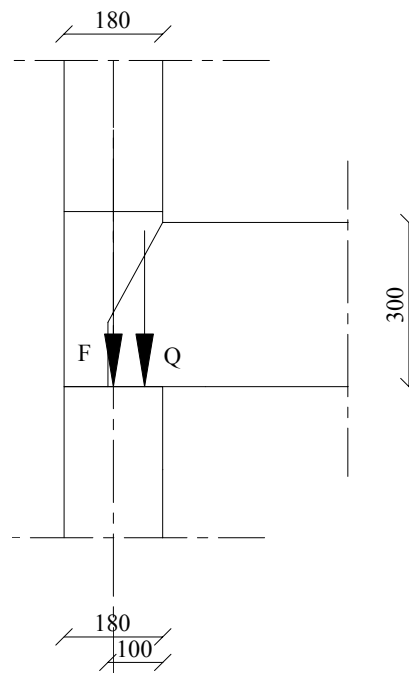
p er givet ved:

$$p = 1 + \frac{L}{25 \cdot h}$$

Væggens regningsmæssige bæreevne pr. meter skal være større end den maksimale lodrette last pr. meter fra LK6:

$$N_{sd} = \sum F = (1076 \text{ kN/m} + 120,7 \text{ kN/m}) \cdot 1\text{m} = 1196,7 \text{ kN}$$

De samlede trykkræfter er vist på figur 11-52, hvorudfra excentriciteten beregnes.



Figur 11-52: Lodret snit i samlingen mellem væg og dæk med kræfter.

Der tages moment om centerlinien på figur 11-52, hvor der regnes positivt mod uret:

$$\sum M = 0,0175\text{m} \cdot 1076 \text{ kN/m} - 0,057 \cdot 120,7 \text{ kN/m} = 11,95 \text{ kNm/m}$$

Excentriciteten fra normalkraften bestemmes:

$$e_{\text{normal}} = \frac{11,95 \text{ kNm/m}}{1196,7 \text{ kN/m}} = 0,01\text{m}$$

Til den fundne excentricitet skal der yderligere lægges et bidrag på 0,01m til for udførelsesunøjagtigheder, [DS411, 1999]. Den samlede excentricitet for væggen i bredde retning er dermed 0,02m.

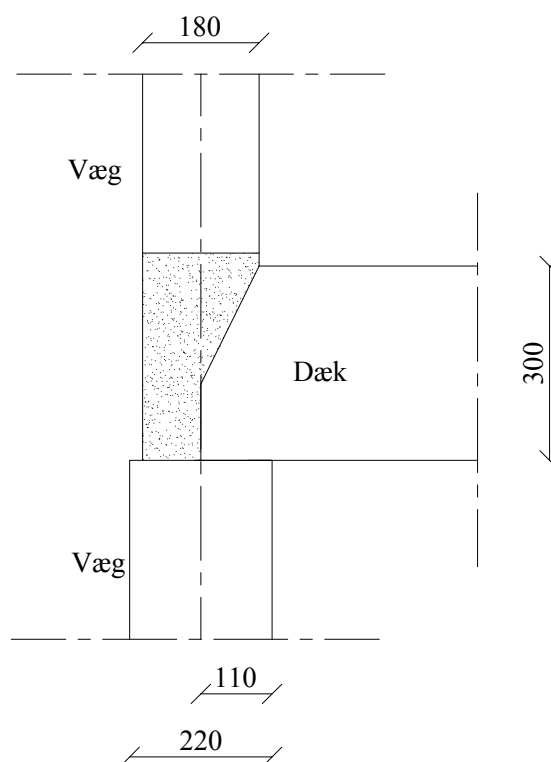
Bæreevnen bestemmes med formel (11.10):

$$N_{\text{crd}} = \frac{\left(1 - 2 \cdot \frac{0,02\text{m}}{0,18\text{m}}\right)^{\left(1 + \frac{4,63}{25 \cdot 0,18}\right)}}{1 + 12 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{4,62\text{m}}{0,18\text{m}}\right)^2} \cdot 0,18\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot \frac{40\text{MPa}}{1,815}$$

⇕

$$N_{\text{crd}} = 879\text{kN}$$

Den fundne bæreevne for væggen er ikke tilstrækkelig, da $N_{\text{crd}} < N_{\text{sd}}$, hvorved den aktuelle væg skal ændres for at opnå tilstrækkelig styrke. Det kan blandt andet vælges at armere væggen eller at forøge vægtykkelsen. Desuden kan murværket inddrages i det bærende system. Der vælges i det følgende at forøge tykkelsen på den nederste væg fra 0,18m til 0,22m, jf. figur 11-53.



Figur 11-53: Lodret snit af den nye samling.

Den samlede excentricitet og last ændres ikke med den nye væg, hvorved væggens bæreevne bestemmes med formel (11.10):

$$N_{\text{crd}} = \frac{\left(1 - 2 \cdot \frac{0,02\text{m}}{0,22\text{m}}\right)^{1,83}}{1 + 12 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{4,62\text{m}}{0,22\text{m}}\right)^2} \cdot 0,22\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot \frac{40\text{MPa}}{1,815}$$

⇕

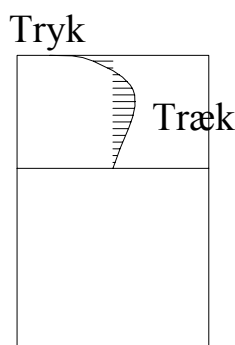
$$N_{\text{crd}} = 1447\text{kN}$$

Den nye bæreevne medfører, at $N_{\text{crd}} > N_{\text{sd}}$, hvorved den nye vægtykkelse accepteres.

Der gøres opmærksom på, at dimensionsændringen kun gælder den nederste væg, da ovenstående vægge har tilstrækkelig bæreevne. Endvidere er der set bort fra eventuelle konsekvenser af ændringen af væggens stivhed i forhold til de andre vægge. Det vurderes at være en acceptabel afgrænsning, idet stivheden kun ændres lidt ved justering af vægtykkelsen, da væggens tykkelse kun indgår i inertimomentet i første potens.

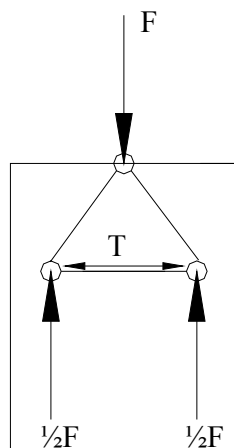
Trækspændinger vinkelret i væggens plan

I det følgende kontrolleres der for spaltebrud i væggen under samlingen. Trykkraften fra samlingen skal overføres til væggen ved en trykspredning i væggens top, hvorved der kommer trækkræfter vinkelret i væggen, jf. figur 11-54, hvor de viste spændinger er for et snit lodret ned gennem toppen af væggen. Størrelsen af trykkraften i samlingen er afgørende for størrelsen af trækspændingerne i væggen, hvorved denne brudtype kun kontrolleres for LK6.



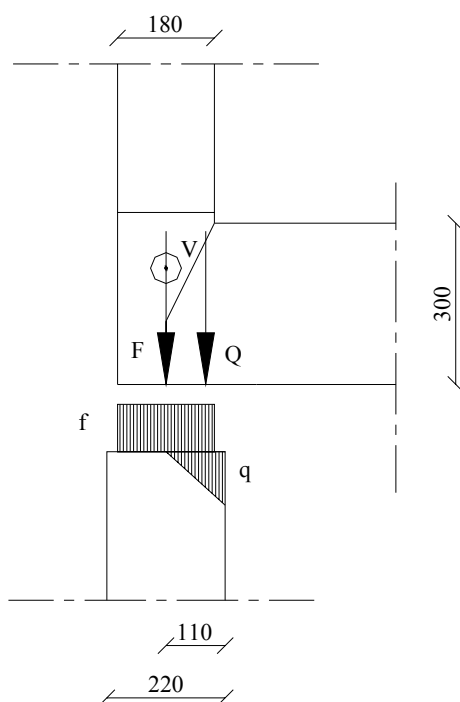
Figur 11-54: Illustration af lodrette snitkræfter i betonen.

Trækspændingerne anskueliggøres ved gitteranalogi, jf. figur 11-55, hvor der kan være træk eller tryk i gitterstængerne. Kraften fordeles i de to skrå stænger, hvilket medfører træk i den vandrette stang.



Figur 11-55: Gitteranalogi som anskueliggøre trækspændingerne i tværsnittet.

Spændingsfordelingen fra den lodrette last i samlingen er illustreret på figur 11-56.



Figur 11-56: Spændingsfordeling for samlingen.

Trykfordelingen fra samlingen fordeles på 180mm på den nederste væg, da væggen ovenover er 180mm.

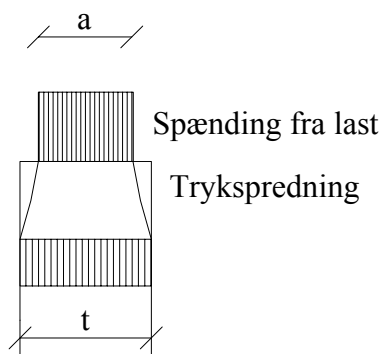
Trækspændingen i væggen kan ud fra den effektive trykzonebredde bestemmes med følgende formel, [SBI 115, 1979]:

$$\sigma_{\text{træk}} = \sigma_{\text{lodret}} \cdot 0,5 \cdot \left(1 - \frac{a}{t}\right) \quad (11.11)$$

hvor

σ_{lodret} er den maksimale lodrette spænding fordelt på hele arealet.

a og t er illustreret på figur 11-57.



Figur 11-57: Illustration af trykspredning gennem tværsnit.

Trækspændingen bestemmes med formel (11.11):

$$\sigma_{\text{træk}} = \frac{1196,7 \text{ kN/m}}{0,22\text{m} \cdot 1\text{m}} \cdot 0,5 \cdot \left(1 - \frac{0,18\text{m}}{0,22\text{m}}\right) = 0,49\text{MPa}$$

Den tilladelige trækspænding i væggen bestemmes til:

$$f_{\text{ctd}} = \frac{2\text{MPa}}{2,75} = 0,72\text{MPa}$$

Bæreevne er overholdt, da:

$$f_{\text{ctd}} \geq \sigma_{\text{træk}}$$

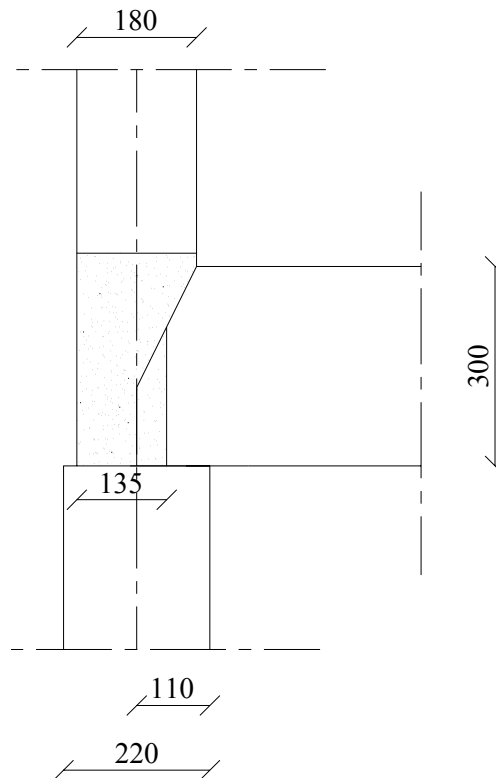


$$0,72\text{MPa} \geq 0,49\text{MPa}$$

Trykbrud i fugebeton

Kontrollen af trykbrud i fugebetonen foretages ud fra den maksimale trykkraft, hvilket er ved LK6.

Fugens effektive bredde er bestemt som en gennemsnitsværdi til 135mm, jf. figur 11-58.



Figur 11-58. Gennemsnitsværdi for den effektive fugebredde.

Trykspændingen beregnes til:

$$\sigma_{\text{tryk}} = \frac{1077 \text{ kN/m}}{0,135\text{m}} = 8\text{MPa}$$

Fugens regningsmæssige brudtrykstyrke beregnes til:

$$f_{\text{tdfuge}} = \frac{30\text{MPa}}{2,75} = 10,9\text{MPa}$$

Fugens bæreevne er overholdt, da:

$$f_{\text{cdfuge}} \geq \sigma_{\text{tryk}}$$

⇕

$$10,9\text{MPa} \geq 8\text{MPa}$$

11.4.4 Vurdering

Med hensyn til samlingen mellem to vægelementer skal det bemærkes, at samlingen er placeret et uheldigt sted, hvor der er maksimal forskydning. Placeringen er bestemt ud fra hensigtsmæssige størrelser af elementer, som tårnet skal opbygges af. Det foreslås derfor, at der foretages en justering af elementstørrelserne, såfremt dette er muligt, hvorved samlingen kan flyttes. Omkostninger vedrørende specialfremstilling af elementer til vægprofil 2 bør ligeledes overvejes, da dette også kan rykke samlingen til et mere gunstigt sted.

Samlingen mellem de to vægprofiler kan anvendes op gennem hele bygningen, da forskydnings-spændingerne er størst i bunden, jf. figur 11-38. Den dokumenterede samling er dermed dimensioneret for en langt større last end nødvendigt for de øverste samlinger i vægprofilet, hvormed der kan foretages en optimering af de resterende samlinger.

Beregningsforudsætningerne for samlingen bygger på en række forenklinger, som blandt andet indbefatter, at dækkene skal udføres uendelige stive. Endvidere er de lodrette forskydningskræfter antaget konstante over en etagehøjde, hvilket ikke svarer til virkeligheden. Skal forskydningskræfterne bestemmes mere nøjagtigt, bør der gennemføres en FEM beregning af situationen.

Angående samlingen i vægprofil 1 mellem dæk og væk skal det understreges, at de tidligere anvendte vægdimensioner er utilstrækkelige. Disse forhold vedrører dog kun nederste etage, da denne har en forholdsvis stor spændvidde i forhold til de andre etage, hvilket er udslagsgivende. Såfremt der ønskes samme vægdimensioner i hele bygningen, kan dette lade sig gøre ved at indlægge armering i væggen. Denne løsning er dog forkastet i den nævnte løsningsmodel, da det anses for mere økonomisk at øge vægbredden til 0,22m.

Væggens nye dimension medfører en mindre egenvægtsforøgelse på fundamentet på 0,4% . Denne ekstra egenvægt negligeres i forhold til udregningen af fundamenternes bæreevne, da den ingen betydning har.

Detailtegninger af samlingerne er vist på tegning K3.

12

GEOTEKNISK ANALYSE

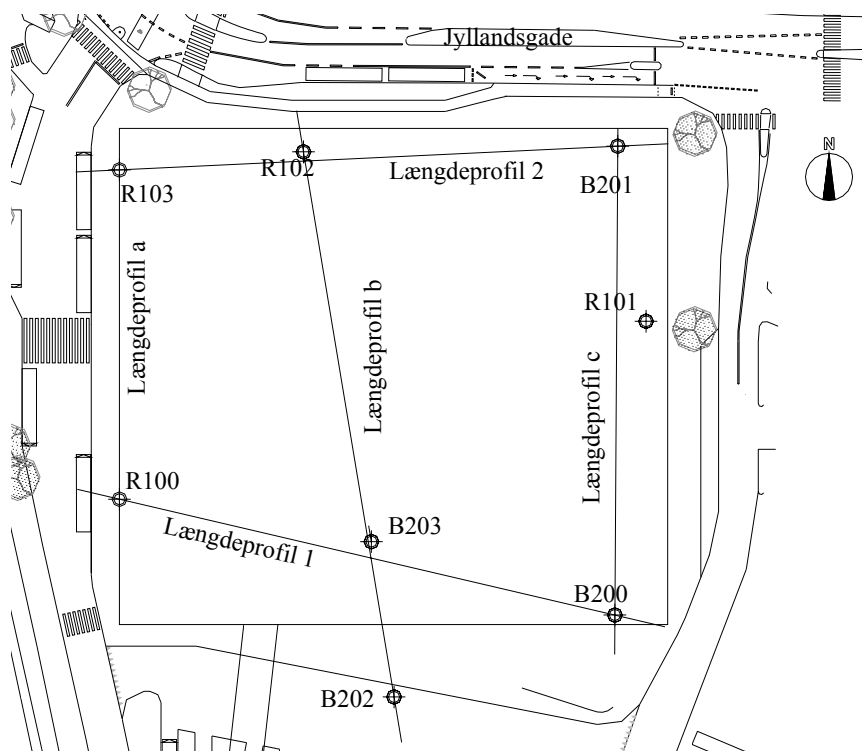
I dette kapitel analyseres jordprøverne fra Appendiks I med henblik på at bestemme funderingsmetoderne for Kennedy Arkaden. Ud fra valg af funderingsmetoder opstilles en række forslag til udførelsen af byggegruben. Afslutningsvis vurderes forskellige løsninger til udformningen af overgangen fra sandpudedefundering til pælefundering. Alt geoteknisk behandles i normal sikkerhedsklasse efter [DS415, 1984].

12.1 Geotekniske forhold

I det følgende gives en vurdering af funderingsmetoderne, der skal anvendes til Kennedy Arkaden, desuden kortlægges vandspejlet. Metoden til denne vurdering er en analyse af boreprofilerne fra den udleverede geotekniske rapport, jf. Appendiks I, og en vurdering af de forhold, der skal tages hensyn til på grund af grundens placering i forhold til veje og bygninger.

12.1.1 Analyse af boringer

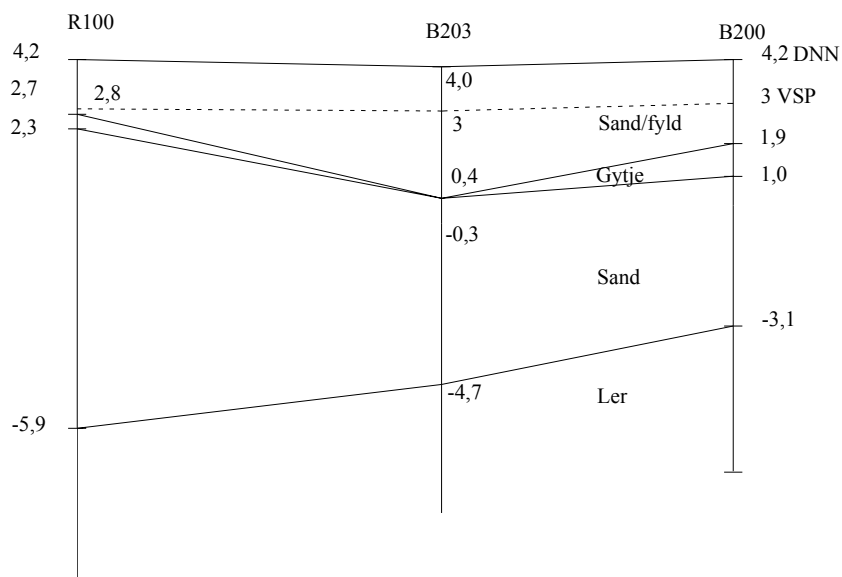
Jordbundsforholdene varierer over området, og da der mangler boringer midt på området, kortlægges denne jordbundsvariation med henblik på valg af funderingsmetoder. Variationen bestemmes ved at antage, at lagene varierer lineært mellem boringerne. Området inddeles i et net af længdeprofiler, der anvendes til at vurdere variationen. Længdeprofilers placering er skitseret på figur 12-1. Længdeprofiler er tegnet med dybde/længde forholdet 1/10 på tegning F1. Grundarealet af Arkaden er markeret med en firkant. Ud fra den udleverede geotekniske rapport er det fundet, at gytjelaget er stærkt sætningsgivende. Dette medfører, at gytjelaget enten skal fjernes og erstattes af en sandpude, når det bærende lag er mellem 2m og 5m under terræn eller, at der skal pælefunderes, når det bærende lag er dybere end 5m under terræn. Det vurderes på baggrund af pejlerørene fra boreprofilerne, at grundvandsspejlet står i kote 1 til 1,5, ved enkelte boringer er der et sekundært vandspejl på grund af impermeable lag. Dette kan give problemer under støbning af fundamenterne.



Figur 12-1: Situationsplan over byggearealet med længdeprofiler.

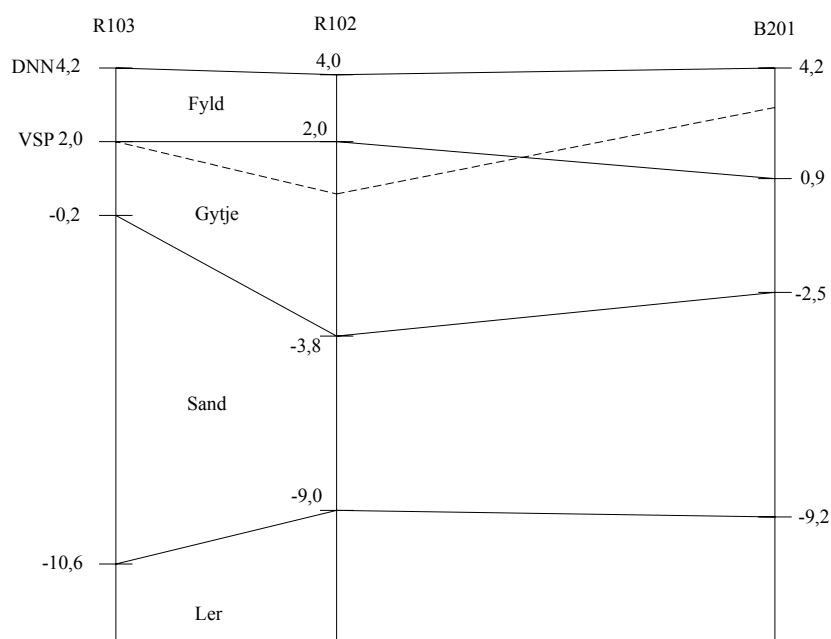
Figur 12-1 viser, at der er et stort område, hvor der ikke er foretaget nogen boringer, hvilket giver usikkerheder omkring lagdelingen. For at mindske denne usikkerhed anbefales det, at der foretages boringer i dette område. I det følgende undersøges jordbundsforholdene ud fra de eksisterende boringer.

Længdeprofil 1 er vist på figur 12-2, hvor det bemærkes, at underkanten af gytjelaget er mellem 4,3m og 1,9m under terræn. Det skal bemærkes, at boring B203 er foretaget tæt på den eksisterende kælder, hvilket forklarer, at sand/fyld laget er dybt ved denne boring.



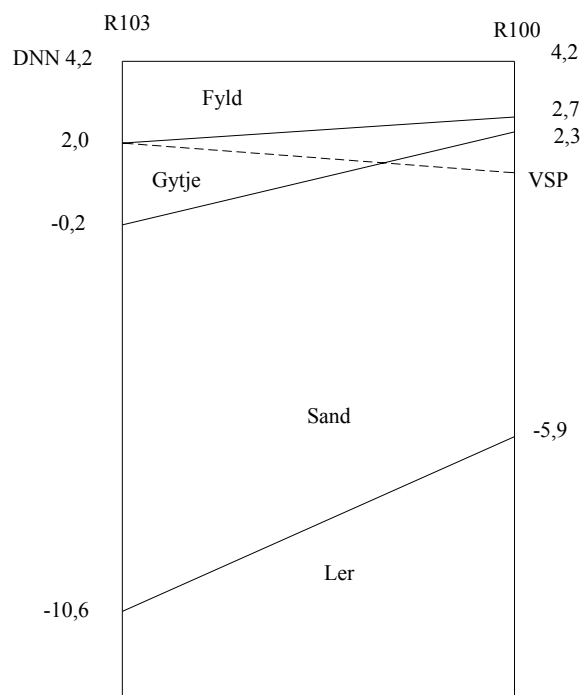
Figur 12-2: Længdeprofil 1.

På figur 12-3 er længdeprofil 2 skitseret, her bemærkes det, at underkanten af gytjelaget er dybere end 5m under terræn over en stor del af længdeprofilet.



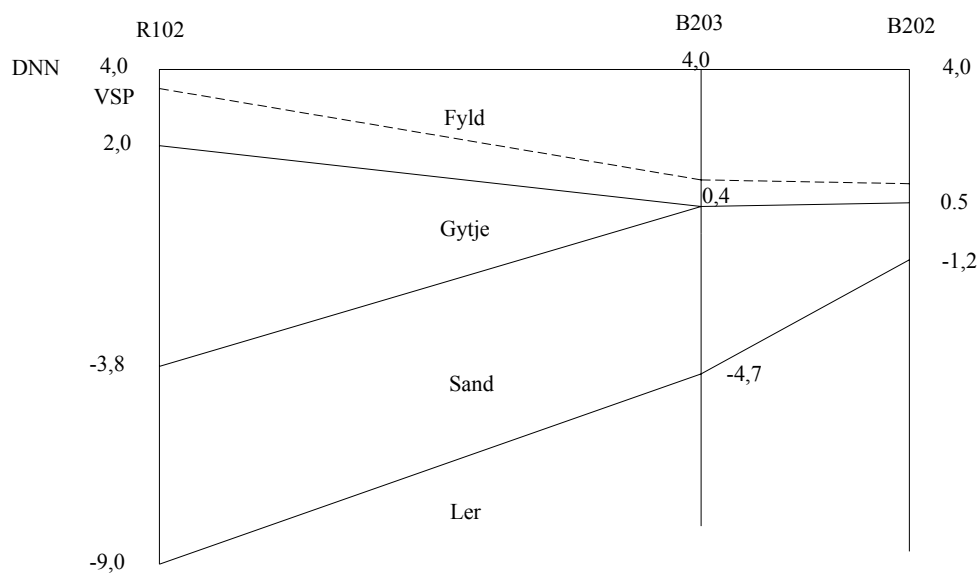
Figur 12-3: Længdeprofil 2.

Længdeprofil a er vist på figur 12-4, hvor underkanten af gytjelaget varierer fra en dybde under terræn på 1,9m til 4,4m.



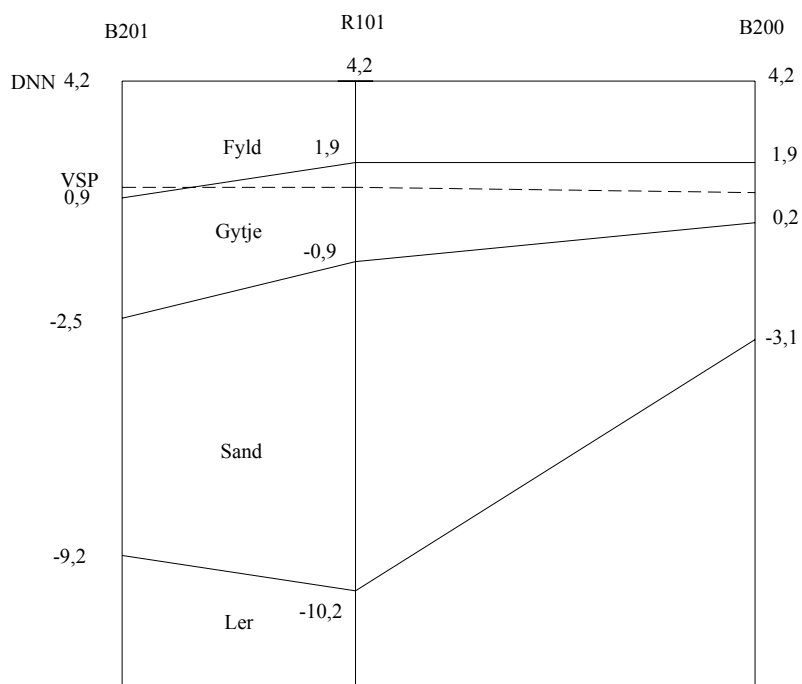
Figur 12-4: Længdeprofil a.

På figur 12-5 er længdeprofil b skitseret. Her bemærkes det, at underkanten af gytjelaget mellem boring R102 og boring B203 går dybere end 5m under terræn.



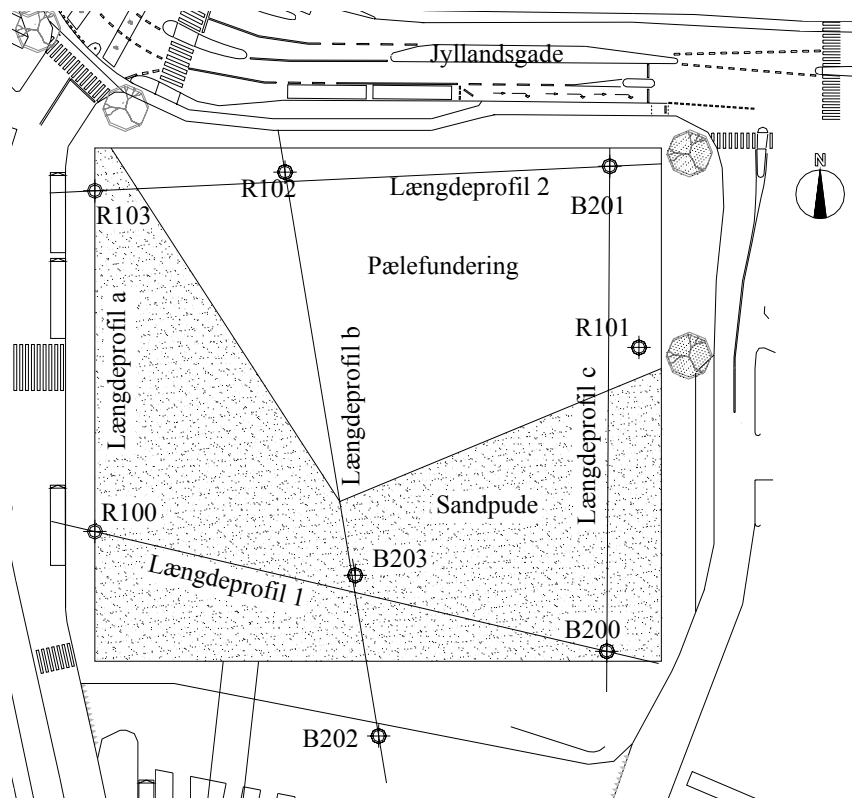
Figur 12-5: Længdeprofil b.

Længdeprofil c er skitseret på figur 12-6, hvor det ses, at underkanten af gytjelaget fra boring B200 er mere end 5m under terræn over mod boring R101.



Figur 12-6: Længdeprofil c.

På figur 12-7 ses en oversigt over funderingsforholdene på byggeområdet. På det markerede område anbefales det, at der sandpudefunderes, mens der på det ikke-markerede område anbefales, at der pælefunderes.



Figur 12-7: Oversigtsplan over fundering.

Boring B203 er foretaget tæt på den eksisterende kælder, hvilket giver en usikkerhed på lagdelingen. Dette er uden forbehold for, hvor der skal placeres en kælder. Det forudsættes, at der kan direkte funderes under kælderen.

12.1.2 Styrkeparametre

De bærende lag består af senglacialt sand og ler. Den geotekniske rapport foreskriver følgende styrkeparametre:

Senglacialt sand	$\phi_{pl,k} \geq 35^\circ$
Senglacialt ler	$c_u = 50 - 300 \text{ kN/m}^2$

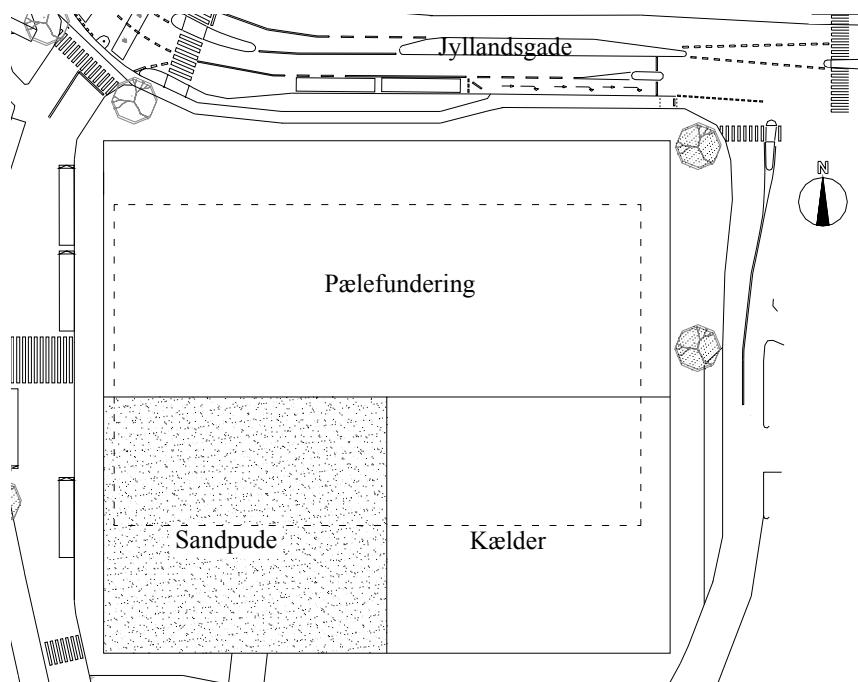
12.1.3 Vurdering af geotekniske forhold

Ud fra de geotekniske forhold på byggegrunden vælges det, at der skal udføres sandpudedefundering under en del af bygningen idet der er under 5m til det senglaciale sandlag. Desuden skal kælderen funderes direkte, da den rammer det senglaciale sandlag. Den resterende del af bygningen skal pælefunderes idet det senglaciale sandlag er beliggende dybere end 5m. Den nye kælder skal placeres i det sydøstlige hjørne af Kennedy Arkaden.

Ved valg af fundamenter og udførelse af fundamenter er det vigtigt at bemærke, at Kennedy Arkaden er placeret op til Jyllandsgade, og at lastbiler med byggematerialer skal køre tæt på byggegruben. Denne pladsbegrænsning medfører blandt andet, at det kan være nødvendigt at opsætte spuns vægge. Hvis disse spuns vægge fjernes efter byggeriet er afsluttet, kan sandpuden sætte sig horisontalt i gytjelaget. Konsekvensen af dette er, at spuns væggene måske skal stå i hele bygningens levetid. Denne problemstilling analyseres senere i dette afsnit.

En form for pælefundering er in-situ støbte pæle. Disse har normalvis en stor diameter, hvilket betyder, at der forekommer stor negativ overflademodstand, som ved sætninger er ensbetydende med en lille bæreevne. Desuden kan der være strømningsproblemer under støbningen, hvis spidsen sættes i sand. Fordelen ved in-situ støbte pæle er, at der ikke forekommer vibrationer i jorden, som der gør ved ramning af pæle. Omvendt har rammede pæle den fordel, at de kan beklædes med asfalt, hvilket gør, at overflademodstanden i de sætningsgivende lag kan antages lig nul. Ved ikke at asfaltere pælene opnås negativ overflademodstand, som medfører længere pæle. På baggrund af ovenstående fordele og ulemper anbefales at ramme asfalterede pæle, der skal rammes således omkringliggende bygninger ikke tager skade af vibrationerne.

Inden byggeriet påbegyndes, skal den gamle kælder fjernes. Denne er placeret mellem boring R102-B203 og R103-R101. Nedbrydningen af denne medfører, at der graves til omkring kote 0 på byggegrunden. Denne udgravning skal udnyttes i forbindelse med udførelsen af en sandpude og støbning af den nye kælder. Forventede funderingsområder og den eksisterende kælders omkreds er illustreret på figur 12-8.



Figur 12-8: Anbefalede funderingsmetoder, hvor den eksisterende kælder er vist med stiptet linie.

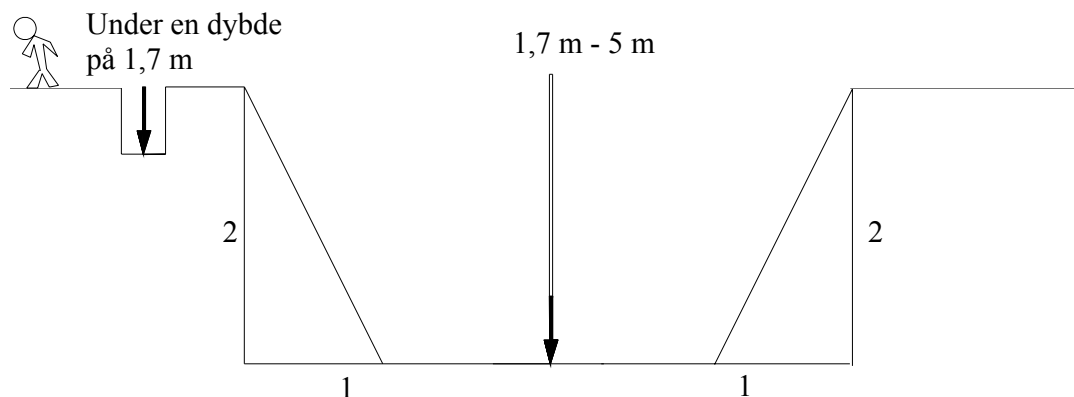
I forbindelse med nedbrydningen af eksisterende kælder må området med pælefundering opfyldes med fyld og muld fra udgravning til sandpuden og den nye kælder, jf. afsnit 15.1.

I følgende afsnit vurderes forskellige udformninger af den valgte funderingsmetode.

12.2 Problemstilling vedrørende byggegruben

Under udgravningen af byggegruben forekommer der pladsproblemer, da området er omsluttet af et vejnet, der skal fungere i hele byggeperioden. Desuden skal kælderen funderes i konstant kote, mens sandpuden udgraves i varierende kote. Kældervæggen skal udføres således, at den kan optage last fra fundamenter i sandpuden. Da der kun må foretages en midlertidig grundvandssenkning i området, skal kældervæggene udformes vandtætte.

Det er et krav, at der ikke må graves lodret ned ved en dybde større end 1,7m, medmindre der benyttes afstivning i udgravningen. Dette krav medfører, at udgravningen skal udføres med anlæg 0,5 for at sikre gravearbejdernes sikkerhed i en dybde, som ligger i intervallet 1,7 - 5m, jf. figur 12-9. [Anlægsteknik 1, 2004]

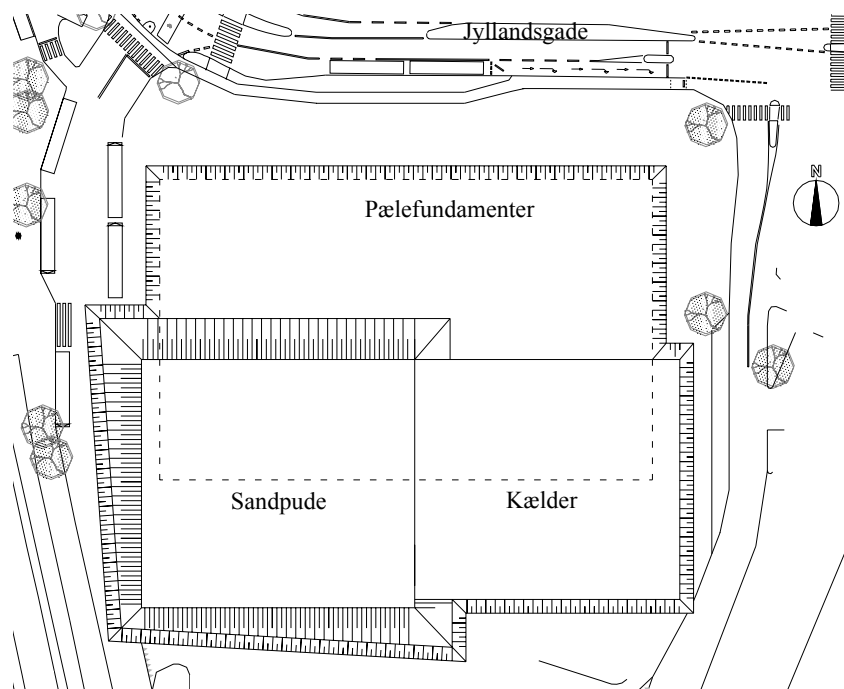


Figur 12-9. Regler for udgravning uden afstivning.

I det følgende er der opstillet en række løsningsforslag til ovenstående problemstilling, der tager højde for anlæg i byggegruben og endvidere vurderes pladsproblemer i forbindelse med udførelse. Under udgravningen af byggegruben forekommer der endvidere strømninger fra det omkringliggende område, da vandspejlet i disse områder står højere end i byggegruben, hvorved der i det følgende endvidere skitseres løsninger, der forhindrer vand i byggegruben.

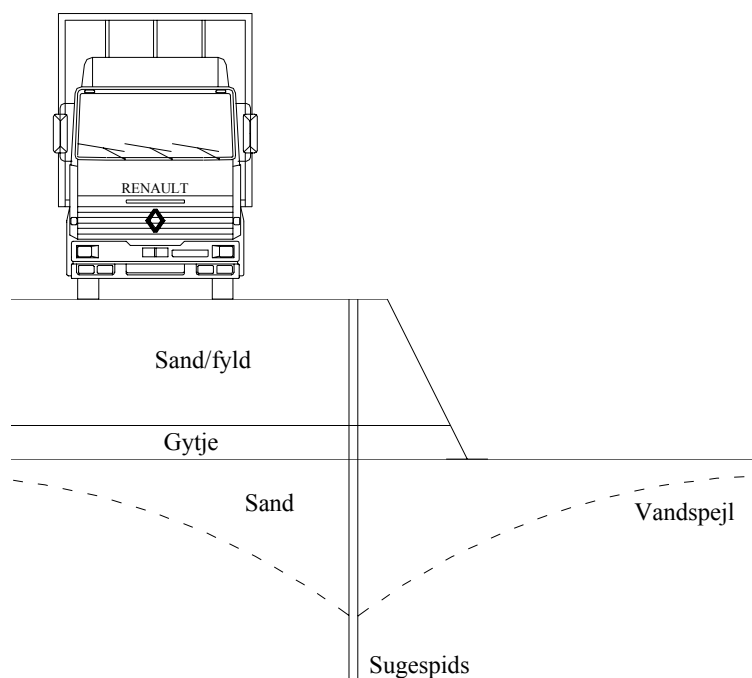
12.2.1 Forslag I

I dette løsningsforslag er det påtænkt at udgrave hele byggegruben med anlæg 0,5 og udføre sandpuden med anlæg 1,5, der vurderes tilstrækkelig. Den plane situation af byggegruben er skitseret på figur 12-10. Det skal bemærkes, at sandpudens højde varierer over området på grund af det underliggende sandlags variation i dybde. Endvidere gøres der opmærksom på, at sandpuden skal opføres længere ud end til den forventede placering af Kennedy Arkadens vestlige og sydlige ydervæg. Denne placering medfører, at der skal udføres et anlæg, som strækker sig ind over eksisterende veje på byggegrunden, hvorved ensrettet kørsel på byggegrunden i sandpudens opførelsesperiode hindres.



Figur 12-10: Skitse af anlæg ved byggegruben.

For at undgå vand i byggegruben anvendes sugespids, hvilket er skitseret i et snit på figur 12-11.

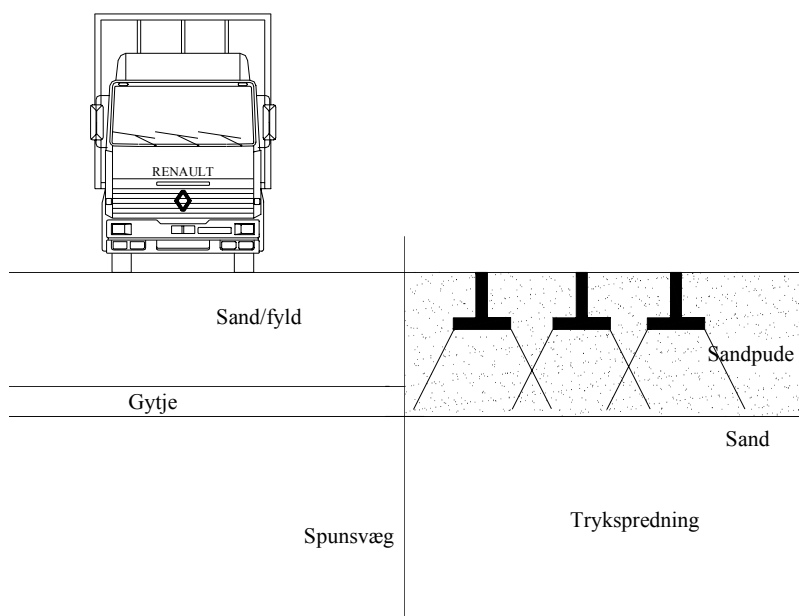


Figur 12-11: Snit af byggegruben med anlæg.

Ved dette løsningsforslag er der ikke taget højde for, at vejnettet omkring byggegruben, skal fungere under hele byggeperioden. Dette problem vurderes dog at være begrænset, da vejnettet omkring byggegruben kun forventes lukket i et kort tidsrum.

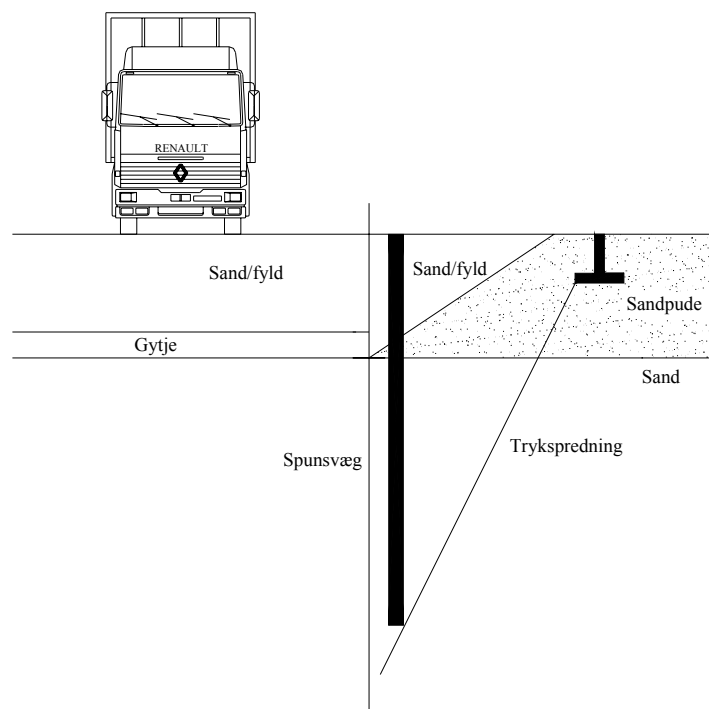
12.2.2 Forslag II

I dette løsningsforslag er der placeret spunsvægge omkring hele byggegruben. Dette alternativ kan opdeles i to, da spunsvæggene kan udføres permanente, det vil sige, at de skal være der under hele bygningens levetid, eller de kan fjernes, efter sandpuden er opført. Forskellen på disse to alternativer er, at spunsvæggen i det første forslag skal være dimensioneret til at tage det vandrette tryk, der kommer ind på siden fra fundamenter, idet sandpuden under bygningen her er tænkt placeret helt ud til spunsvæggen, jf. figur 12-12. I det andet forslag udføres sandpuden med anlæg 1,5 ud til spunsvæggen, jf. figur 12-13.



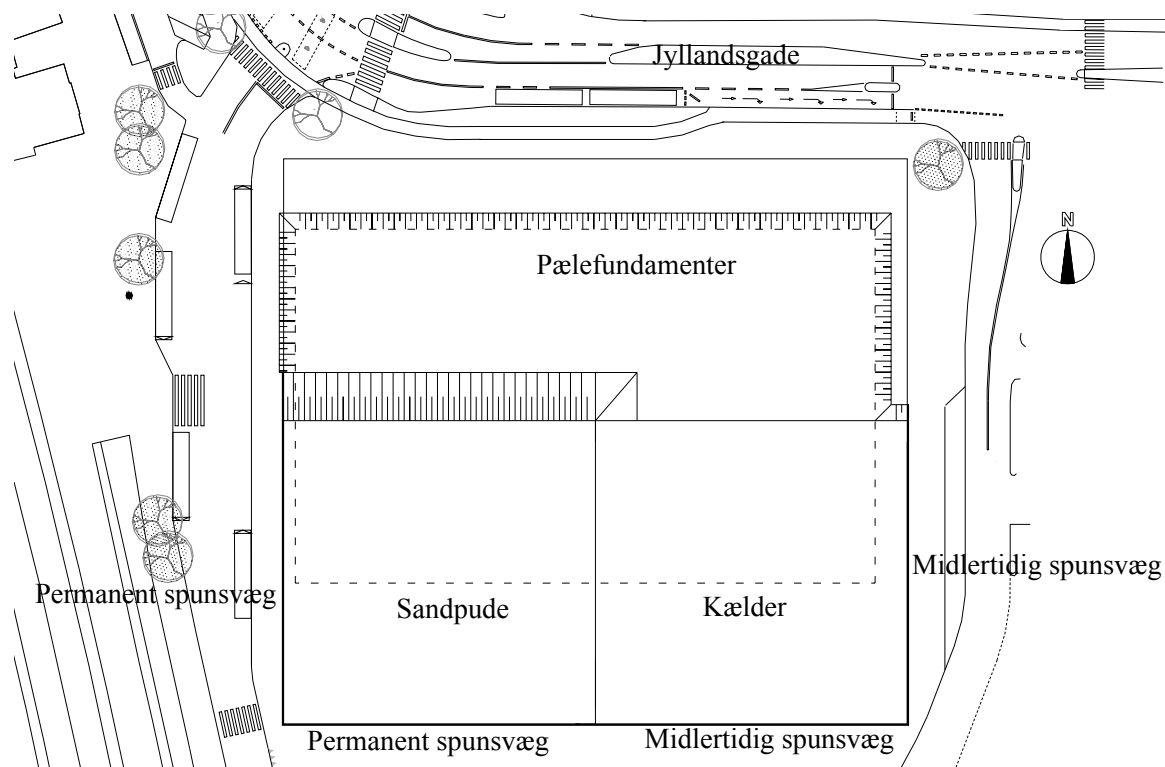
Figur 12-12: Snit af permanent spunsvæg.

Det bemærkes, at der kan udføres direkte fundering helt ud til den permanente spunsvæg, hvilket ikke er tilfældet for den midlertidige spunsvæg, hvor der eventuelt skal rammes pæle, jf. figur 12-13.



Figur 12-13: Snit af byggegrube med midlertidig spunsvæg.

Det vurderes, at byggegruben kan holdes fri for vand ved anvendelse af sugespidsrer. Den plane situation af de permanente og midlertidige spunsvægge er skitseret på figur 12-14, og med den viste opbygning forventes det, at trafikken i området ikke generes, da anlægsarbejdet i forbindelse med udgravning af byggegruben minimeres.



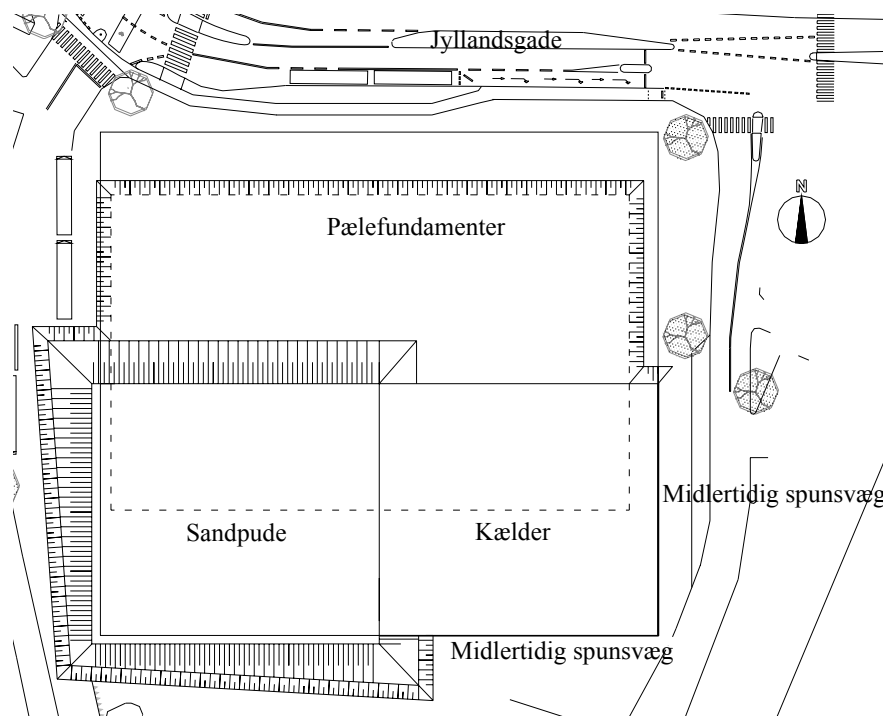
Figur 12-14: Plan for permanent og midlertidig spunsvæg ved byggegruben.

Stålprisen er for tiden høj på grund af stor efterspørgsel, hvorved det er dyrt med permanente spunsvægge. Dette problem er af mindre betydning ved forslaget med en midlertidig spunsvæg, da væggene i det tilfælde ikke skal kunne tage vandret tryk og dermed får mindre dimensioner.

12.2.3 Vurdering af byggegruben

Der er både fordele og ulemper ved forslag I og II. Forslag I udført med anlæg har den fordel, at der ikke skal anvendes spunsvægge, hvilket er billigere end forslag II, med spunsvægge. Til gengæld har forslag II den fordel, at der kan graves lodret ned helt ud til vejen, uden at trafikken i området generes.

Det vurderes derfor, at byggegruben skal udgraves ved kombination af begge forslag, jf. figur 12-15.

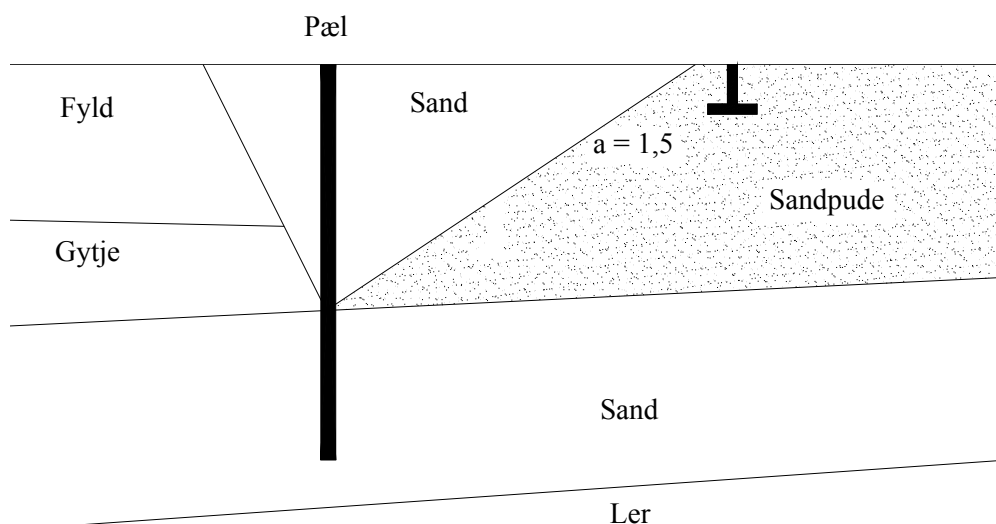


Figur 12-15: Kombination af udgravningsmetoden til byggegruben.

Dette forslag medfører, at der nord for sandpuden i overgangen mellem sandpuden og pælefundamenterne forekommer et område, hvor der på grund af sandpudens hældning, ikke kan funderes direkte. Dette område kaldes grænseområdet og i det følgende skitseres løsninger til fundering i dette område.

12.3 Fundering i grænseområdet

Problematikken i grænseområdet består i, at der skal være en overgang mellem direkte fundering og pælefundering, der sikrer, at pælene ikke får vandret last fra de direkte fundamenter samt, at de direkte fundamenter er placeret i en afstand svarende til deres brudfigur fra sandpudens kant. Dette kan betyde en relativ stor afstand mellem fundamenterne. Situationen er skitseret på figur 12-16.



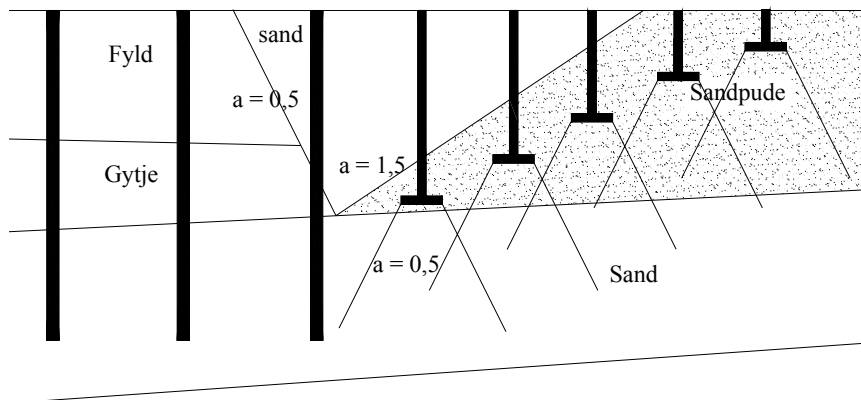
Figur 12-16: Problematikken i grænseområdet.

Der gøres opmærksom på, at det udgravede volumen i grænseområdet kan genfyldes med fyld efter, at gravearbejdet er afsluttet. Dette kræver, at der er plads på byggegrunden til opbevaring af fyldet. Alternativt kan grænseområdet fyldes med det samme sand, som sandpuden laves af, men dette er en dyrere løsning.

Der er i det følgende givet tre forslag til løsning af ovenstående problematik samt en vurdering af hvert forslag. Der er set bort fra grundvandssænkning og strømninger i jorden i forslagene. Afslutningsvis udvælges en af løsningerne, som er udgangspunkt i den videre dimensionering.

12.3.1 Forslag I

I dette forslag udføres gravearbejdet således, at sandpuden kan udføres med anlæg 1,5, hvorefter resten af udgravningen påfyldes med fyld eller sand, jf. figur 12-17.



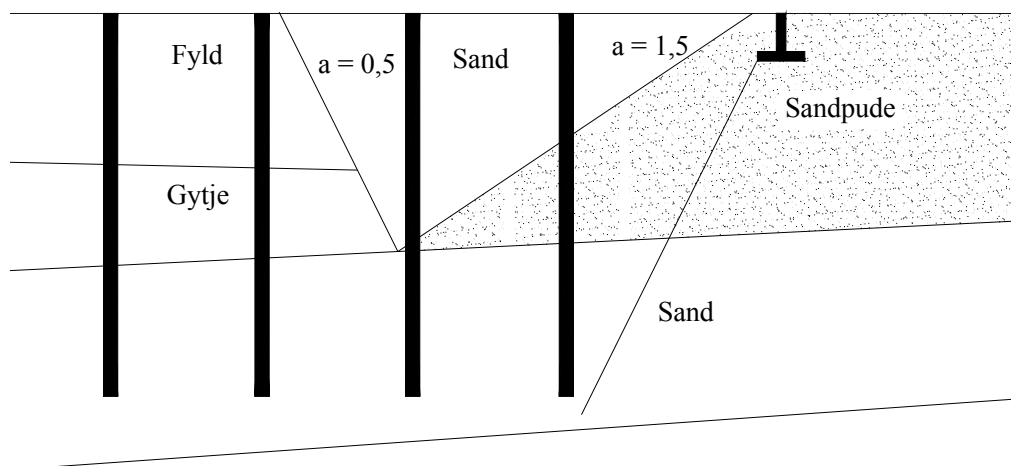
Figur 12-17. Sandpudedefundering og pælefundering i grænseområdet.

I dette forslag er der direkte funderet på sandpuden, mens der er pælefunderet, hvor der er fyld og gytje. I grænseområdet er der direkte funderet helt ned til sandet således, at trykfordeling under fundamenterne ikke giver vandrette laster til pælene, jf. figur 12-17. De direkte fundamenter støbes under udførelsen af sandpuden.

Dette forslag giver en fornuftig løsning af problemet, idet punktfundamenter ikke overfører vandret last til pælene. Problemet med løsningen er, at det er besværligt at støbe fundamenter i stor dybde. Desuden optager anlæg 0,5 en del af den i forvejen trange plads.

12.3.2 Forslag II

Dette forslag virker på samme måde som forslag I, hvor den eneste forskel er, at punktfundamentene erstattes med pæle, jf. figur 12-18.

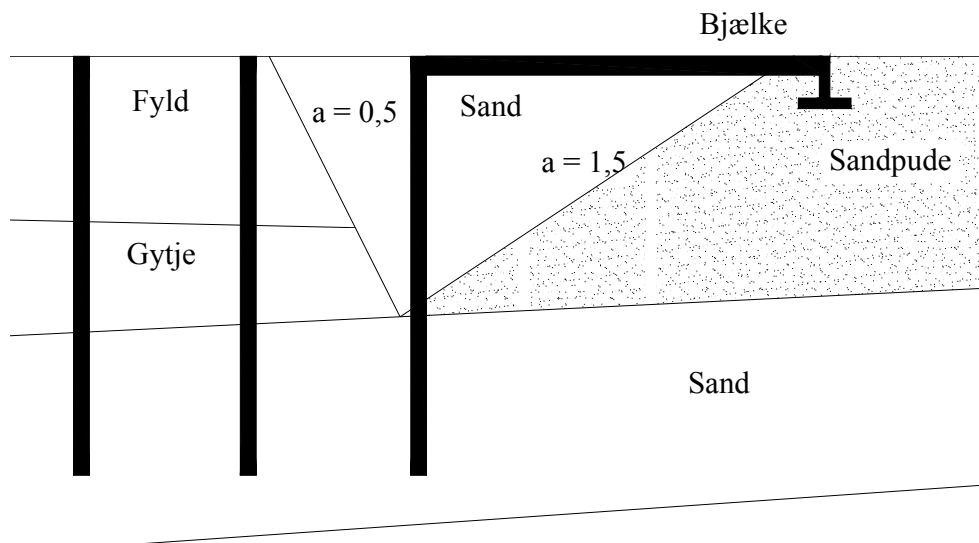


Figur 12-18. Pælefundering i grænseområdet.

En ulempe ved denne løsning er, at der kommer relativ stor afstand mellem fundamenterne for at undgå vandret last på pælene fra de direkte fundamenter.

12.3.3 Forslag III

I dette forslag monteres en bjælke mellem punktfundamentene og pælefundamentene. Bjælken er forspændt, hvorved udbøjningen reduceres, idet afstanden mellem pælene og punktfundamentene er omkring 7m, jf. figur 12-19. Desuden skal bjælken være meget stiv for at undgå sætningsskader blandt andet i form af revner i bygningen.



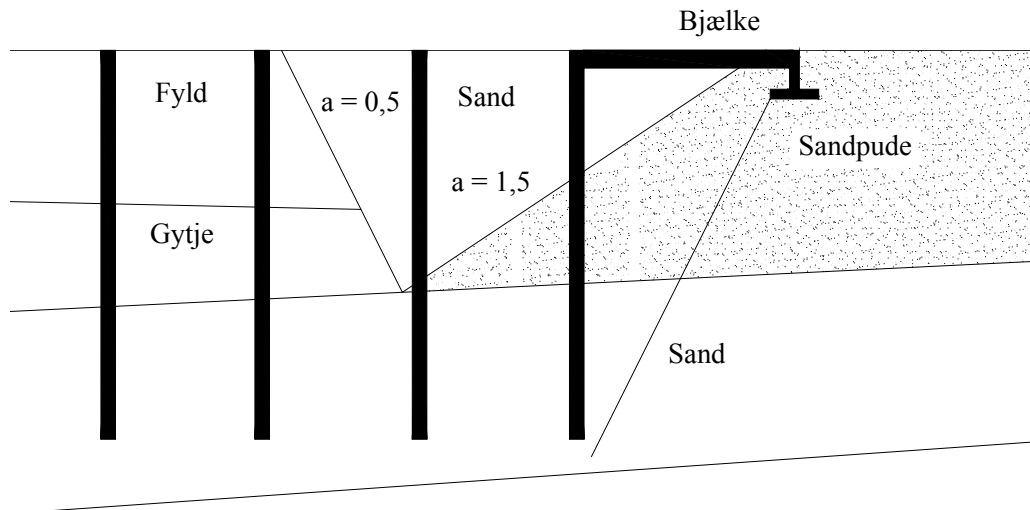
Figur 12-19: Skitse af bjælken mellem de forskellige typer af fundamenter.

Fordelen ved bjælken er, at den muliggør store spændvidder mellem fundamenterne. En ulempe ved dette forslag er, at der kan komme differenssætninger mellem punktfundamenterne og pælene, hvilket medfører øget risiko for sætningsskader i bjælken og i den overliggende konstruktion.

12.3.4 Vurdering af fundering i grænseområdet

På grund af trykspredningen fra punktfundamenter og afstanden mellem pælene og punktfundamenterne anbefales det, at der støbes en stiv bjælke mellem fundamenterne.

Hvis der benyttes direkte fundering i grænseområdet, skal punktfundamenterne støbes dybt, hvorved det vurderes, at pælefundering er den bedste løsning i grænseområdet. Løsningsforslaget er skitseret på figur 12-20.



Figur 12-20: Løsningsforslag til problematikken i grænseområdet.

Hvis bjælken ikke kan udføres tilstrækkelig stiv, kan der støbes et ekstra punktfundament mellem pælen og punktfundamentet i en dybde, der sikrer, at der ikke kommer horisontalt tryk på pælen.

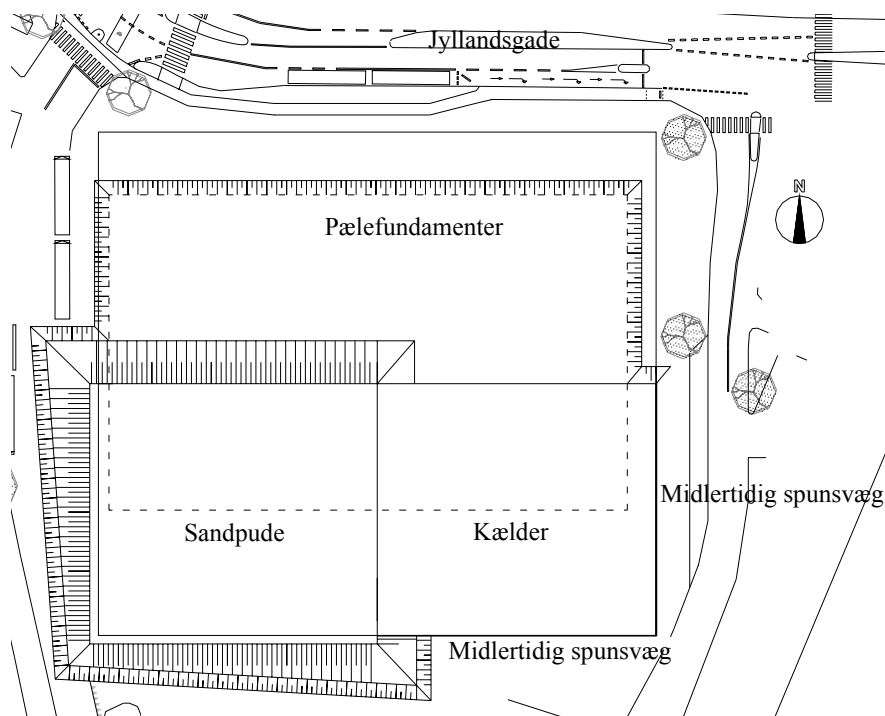
12.4 Opsummering af den geotekniske analyse

Styrkeparametrene for de bærende lag er fundet i den geotekniske rapport:

Senglacialt sand $\phi_{pl,k} \geq 35^\circ$

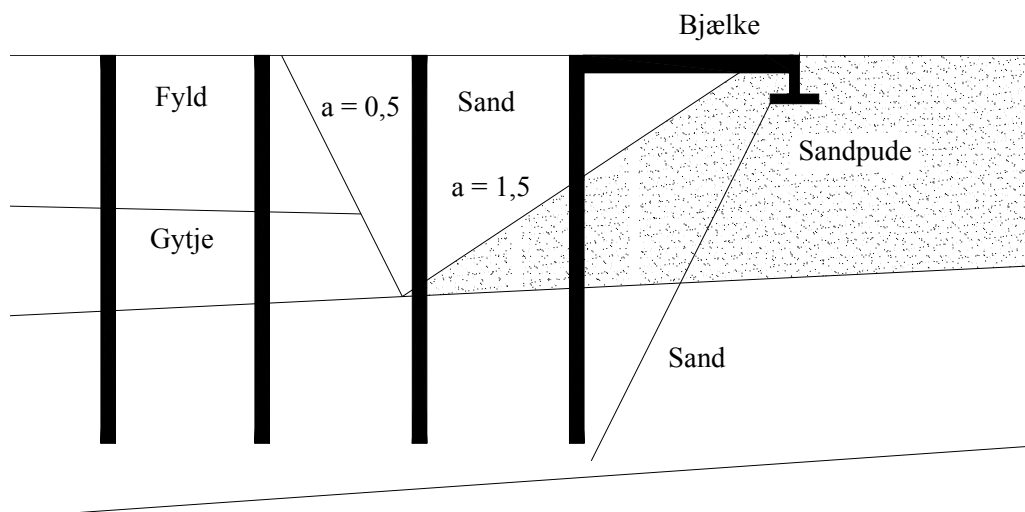
Senglacialt ler $c_u = 50 - 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Efter en analyse af jordbundsforholdene og byggepladsen med hensyn til plads og funderingsmetoder er løsningen på figur 12-21 vurderet til at være den mest fordelagtige til udformningen af byggegruben, se eventuelt tegning F2.



Figur 12-21: Udformning af byggegruben.

Mellem sandpuden og pælefunderingen forekommer et grænseområde. Løsningen til denne overgang udformes som skitseret på figur 12-22. På grund af at bjælken muligvis kan give sætningsproblemer anbefales det, at der ikke ledes større laster ned til denne.

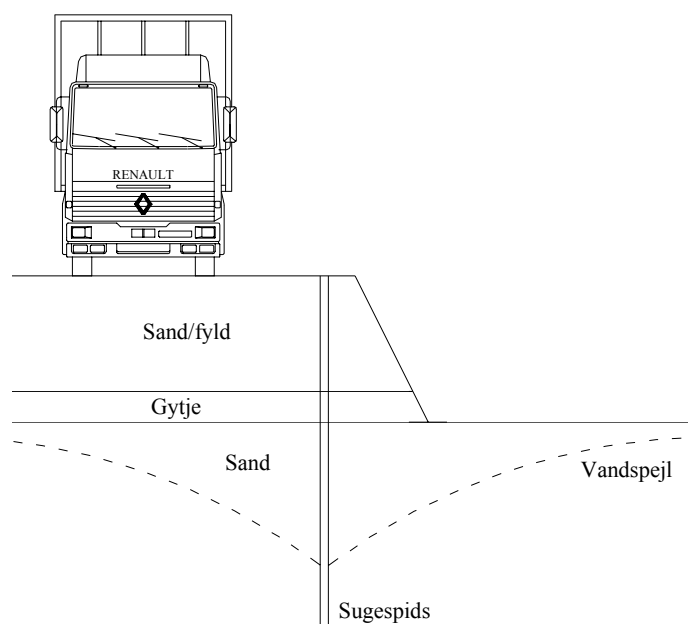


Figur 12-22: Udformning af fundamenter i grænseområdet.

Omkring kælderen sættes midlertidige spunsvægge ud mod vejen, mens kælderen bygges. Kælder-
væggen op mod sandpuden skal dimensioneres til at kunne optage vandrette laster fra fundamenter-

ne i sandpuden. Endvidere skal de udføres vandtætte, da der ikke må foretages en permanent grundvandssænkning i området.

Den midlertidige grundvandssænkning vurderes, at kunne udføres som skitseret på figur 12-23.



Figur 12-23: Snit af byggegruben med anlæg og grundvandssænkning.

I de efterfølgende kapitel dimensioneres grundvandssænkingsanlægget, spunsvægge og fundamenter i normal funderingsklasse.

13

GRUNDVANDSSÆNKNING OG SPUNSVÆG

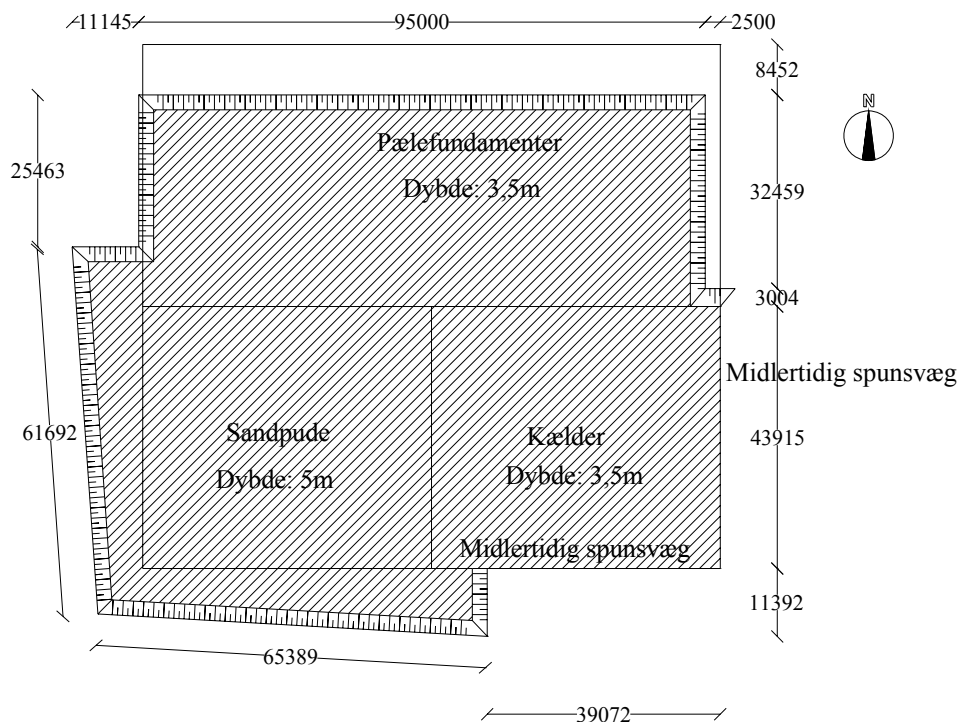
I forrige kapitel med indledende geotekniske betragtninger er der redegjort for diverse problemstillinger vedrørende fundering og udgravning af byggegruben. Løsningen af problematikken er skitseret på figur 12-21, hvor omfanget af byggegruben endvidere er skitseret. I forbindelse med opførelsen af byggegruben skal der udgraves under grundvandsspejlet, hvorved nødvendigheden af en grundvandssænkning opstår. Omfanget og konsekvensen af denne grundvandssænkning klarlægges i følgende kapitel. Endvidere bestemmes rammedybden for den midlertidige spunsvæg. Indledningsvis beskrives byggegruben i henhold til den valgte funderingsmetode.

13.1 Udførelse af byggegrube

I det følgende vurderes udførelsen af den valgte funderingsmetode, jf. figur 12-21, med henblik på fastlæggelse af omfanget af den nødvendige grundvandssænkning.

Det anbefales, at en grundvandssænkning udføres over kortest mulig tid, jf. Appendiks I, hvorved det vælges, at påbegynde udgravning til sandpude og ny kælder samtidig med, at nedbrydningen af den eksisterende kælder påbegyndes.

Den eksisterende kælder er udført som sikringsrum, hvorved det må forventes, at nedrivningsarbejdet kan blive omfattende og tidskrævende. Det anbefales derfor, at nedbrydningen begynder i det område, som berører sandpuden og den nye kælder, så opførelsen af disse kan påbegyndes, mens nedbrydningen færdiggøres, jf. afsnit 15.1. Området for udgravning er vist på figur 13-1, som samtidig indikerer omfanget af den nødvendige grundvandssænkning.



Figur 13-1: Område hvor der skal foretages en grundvandssænkning.

Med den beskrevne udførelse forventes det, at nedbrydning og efterfølgende opfyldning af området med eksisterende kælder, opbygning af sandpude og støbning af ny kælder kan udføres indenfor samme tidsperiode, hvorved der skal dimensioneres grundvandssænkingsanlæg for hele byggegruben.

13.2 Prøvepumpning

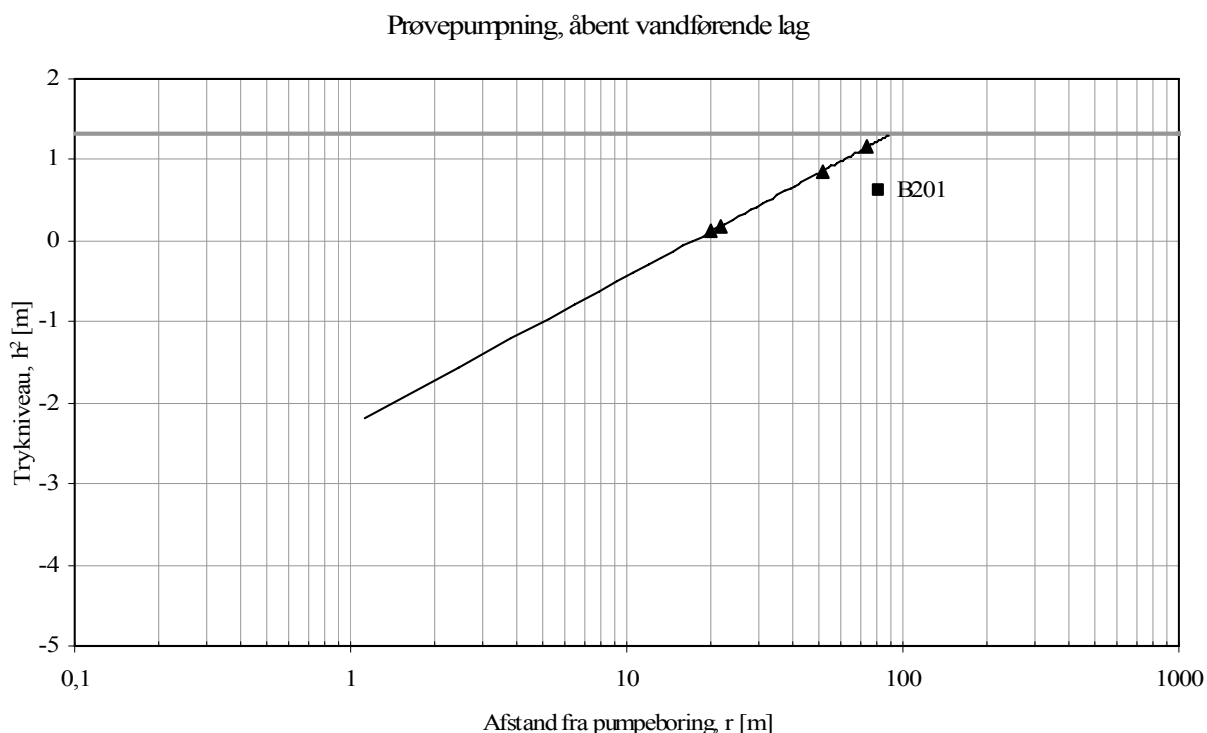
Formålet med prøvepumpningen er at vurdere konsekvenserne af en grundvandssænkning i området ved Kennedy Arkaden, hvorved en dimensionering af et grundvandssænkingsanlæg kan finde sted. Prøvepumpningens omfang og benævnelse af borer er angivet i Appendiks I. I følgende afsnit bibeholdes den oprindelige notation fra Appendiks I.

Ud fra måleresultater og kommentarer i Appendiks I, vælges der i det følgende at se bort fra boring R102 og R103, da de under prøvepumpningen henholdsvis var defekt og blev påkørt, hvorved der ikke foreligger måleresultater. I forbindelse med måling fra boring B202 gøres der opmærksom på, at leroverfladen her ligger 2-3,5m højere, end målinger som er placeret i tilsvarende afstand fra pumpen. På denne baggrund vælges det ikke at benytte resultaterne fra måling B202.

Måleresultaterne benyttes til at bestemme grundvandssænkningens rækkevidde og jordens hydrauliske ledningsevne.

13.2.1 Rækkevidde

Ud fra længdeprofiler, jf. afsnit 12.1, kan strømningen karakteriseres som åben, da vandspejlet ikke forefindes under et impermeabelt lag. Grundvandssænkningens rækkevidde bestemmes ved logaritmisk afbildning af trykniveauet i forhold til afstanden fra pumpeboringen, jf. figur 13-2. Det bemærkes, at filtertabet ikke kan bestemmes ud fra figur 13-2, da vandspejlet i pumpeboringen ikke er bestemt.



Figur 13-2: Bestemmelse af rækkevidde ud fra måleresultater fra prøvepumpningen.

Grundvandssænkningens rækkevidde i området bestemmes til 90m, hvor der i denne forbindelse er valgt at se bort fra boring B201, da målingerne fra denne boring indikerer en unøjagtighed, jf. figur 13-2. Målingerne fra B201 ligger ikke på linie med de andre målinger, hvilket sandsynligvis skyldes, at den eksisterende kælder er placeret mellem pumpen og boring B201. Kælderens indflydelse på prøvepumpningen kendes ikke, men figur 13-2 indikerer, at der forekommer en længere rækkevidde mod boring B201 og dermed Jyllandsgade, hvilket betyder, at der kan komme større sæk-

ning af vandspejlet under Jyllandsgade, og dermed større risiko for blotlæggelse af træpæle under husene på nordsiden af Jyllandsgade.

13.2.2 Hydraulisk ledningsevne

Den hydrauliske ledningsevne i den aktuelle jord bestemmes ligeledes ud fra prøvepumpningen:

$$k_T = \frac{Q}{\pi \cdot (h_0^2 - h^2)} \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

hvor

Q er prøvepumpningens vandføring.

R er grundvandssænkningens rækkevidde.

h_0 er vandspejlets niveau.

(h, r) er vilkårligt målepunkt fra prøvepumpningen.

Ved indsætning af vilkårligt punkt (h, r) bestemmes k_T til:

$$k_T = \frac{10 \text{ m}^3/\text{h}}{\pi \cdot ((1,14\text{m})^2 - (1\text{m})^2)} \cdot \ln\left(\frac{90\text{m}}{60\text{m}}\right) = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Sandet i området er defineret som fint sand, som har en hydraulisk ledningsevne af størrelsesordenen $k_T = 1,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ [Geoteknik 1, 1984].

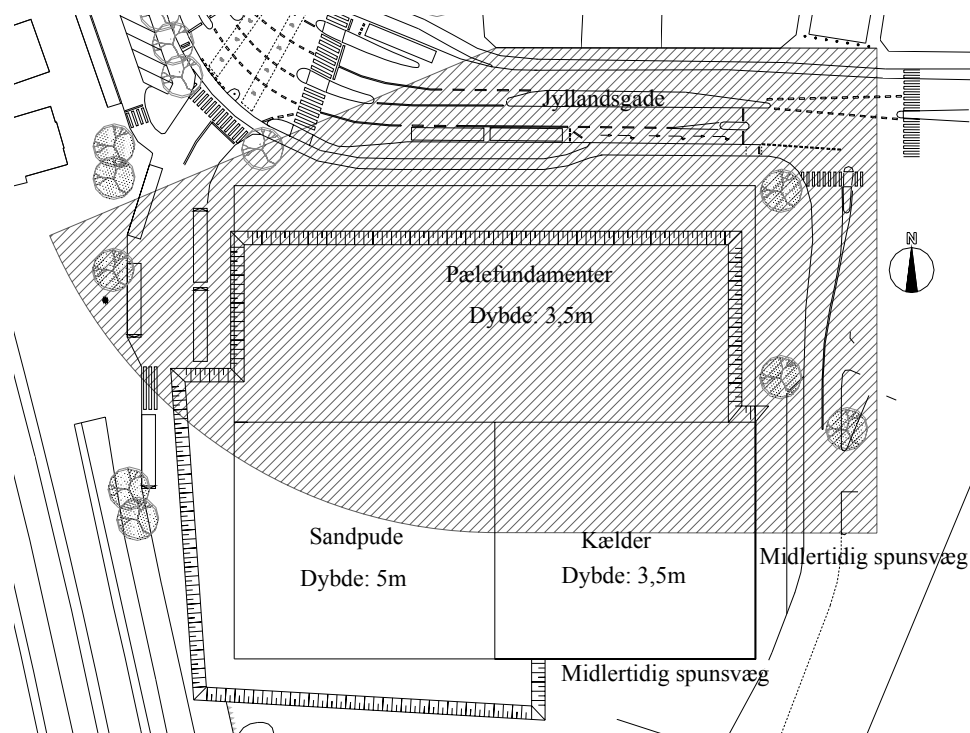
Med fastlæggelse af grundvandssænkningens rækkevidde og den hydrauliske ledningsevne er de ukendte parametre bestemt, og en egentlig dimensionering af grundvandssækningsanlægget kan finde sted.

13.3 Sugespidsanlæg

Grundvandssænkningen i byggegruben ønskes udført med et sugespidsanlæg, men inden en egentlig dimensionering af dette anlæg finder sted, skal konsekvensen for nærliggende bygninger vurderes. Her tænkes specielt på Jyllandsgade, hvor det må forventes, at bygningerne er funderet på træpæle, hvorved en grundvandssænkning i området kan have store konsekvenser, da blottede træpæle kan rådne, hvorved bæreevnen forsvinder. Indgangsvinklen til denne problemstilling er byggegrubens omfang.

Byggegruben

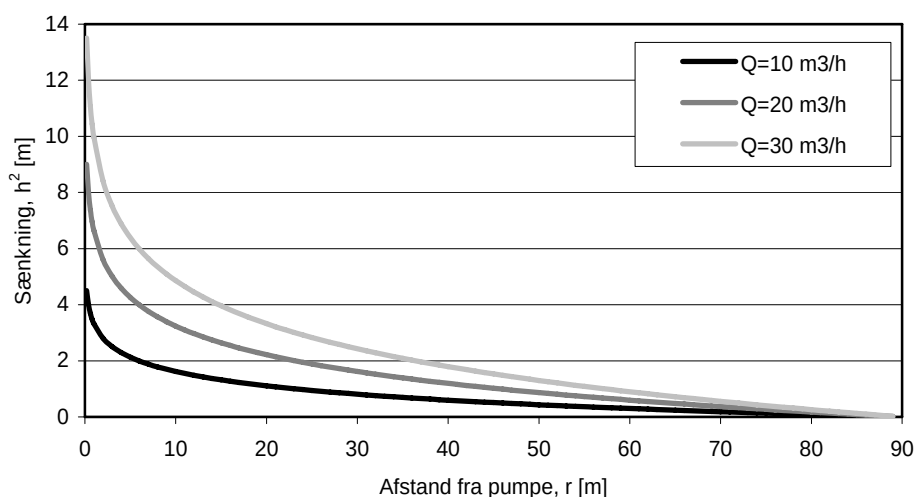
I forbindelse med den viste byggegrube, jf. figur 13-1, er der adskillige muligheder for sænkning af grundvandet, hvor problemstillingen vedrørende Jyllandsgade skal være i fokus. På figur 13-3 er der skitseret i hvilket område, der ikke må pumpes, for at grundvandssænkningen ikke når bygningerne på Jyllandsgade.



Figur 13-3: En grundvandssænkning i det markerede område har indflydelse på Jyllandsgade.

Det ideelle for byggegruben er en placering af sugespids omkring hele byggegruben, hvorved sænkningen influerer på grundvandsforholdene under Jyllandsgade. Rækkevidden af en grund-

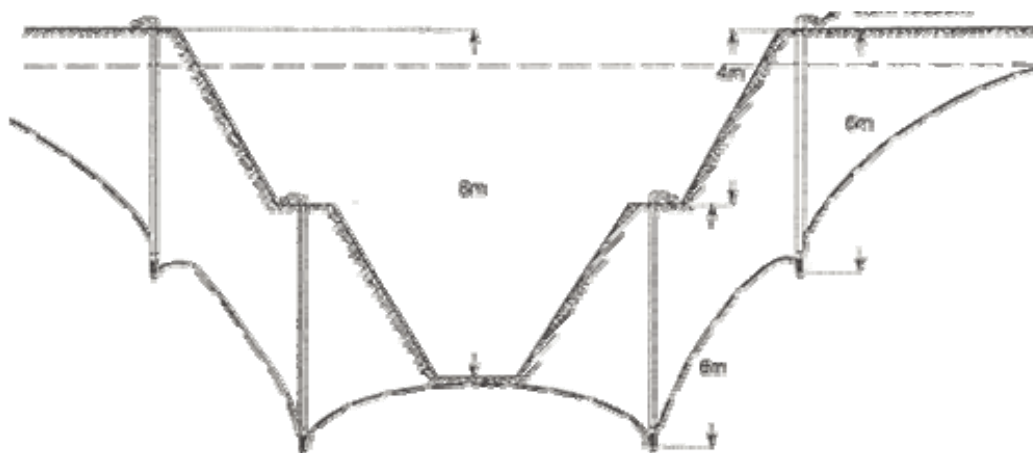
vandssænkning i området kan der ikke ændres på, men sænkningens omfang kan justeres ved vandføringen, jf. figur 13-4. Det kan derfor være en fordel med et lille pumpevolumen pr. sugespids, hvormed en væsentlig reduktion i grundvandssænkningen ved Jyllandsgade opnås.



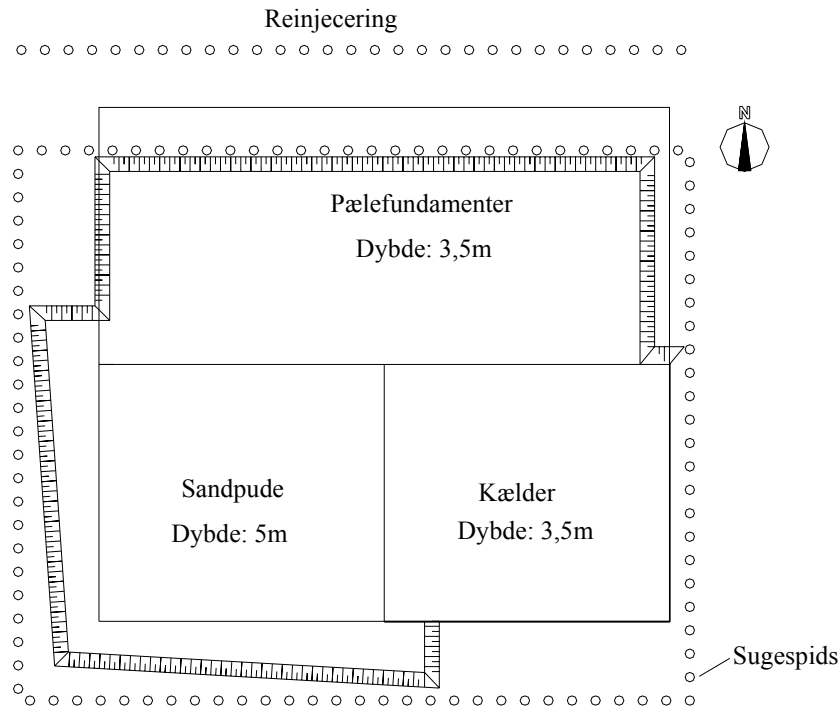
Figur 13-4: Sænkningsskurver for forskellige pumpeydeler.

Ved på denne måde at reducere effekten af sænkningen for Jyllandsgade skal der samtidig gøres opmærksom på, at sænkningen i byggegruben også reduceres, hvorved det kan være svært at holde en stor byggegrube tør.

En anden mulighed er at foretage grundvandssænkningen i etaper, jf. figur 13-5, hvorved der kan benyttes et forholdsvis lille pumpevolumen pr. sugespids, samtidig med, at sænkning af grundvandet sker i etaper, hvorved byggegruben nemmere holdes tør i stor dybde.



Figur 13-5: Principskitse af etagesænkning af grundvand. [Miljøstyrelsen, 2001]



Figur 13-7: Principskitse af grundvandssænkingsanlægget med 104 sugespidses med en indbyrdes afstand på 4m.

13.3.1 Dimensionering af løsning

I det følgende bestemmes den nødvendige vandføring i sugespidsesne, hvor der regnes med samme vandføring i alle sugespidses.

Ved en åben strømning bestemmes vandføringen i en sugespids ud fra følgende formel:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k_T} \cdot \left(n \cdot \ln(R) - \sum_{i=1}^n \ln(r_i) \right)$$

hvor

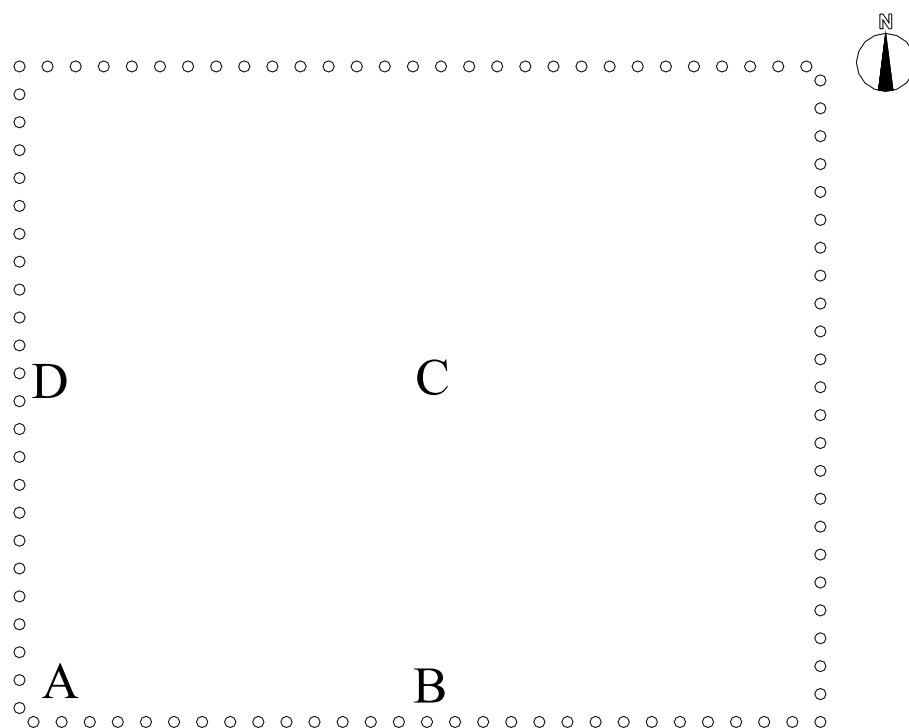
h_0 og h er illustreret på figur 13-9.

Q er vandføringen pr sugespids.

r_i er afstanden mellem det kritiske punkt og en sugespids.

n er antallet af sugespidses.

Det kritiske punkt for grundvandssænkningen er det punkt, hvor summationen af r_i er størst. I det følgende undersøges fire punkter for at bestemme det kritiske punkt, jf. figur 13-8. Det er valgt at fokusere på den sydvestlige del af byggegruben, hvor den største afgravning finder sted.



Figur 13-8: Udvælgelse af kritiske punkter i byggegruben.

Summationen af afstande er foretaget i MatLab:

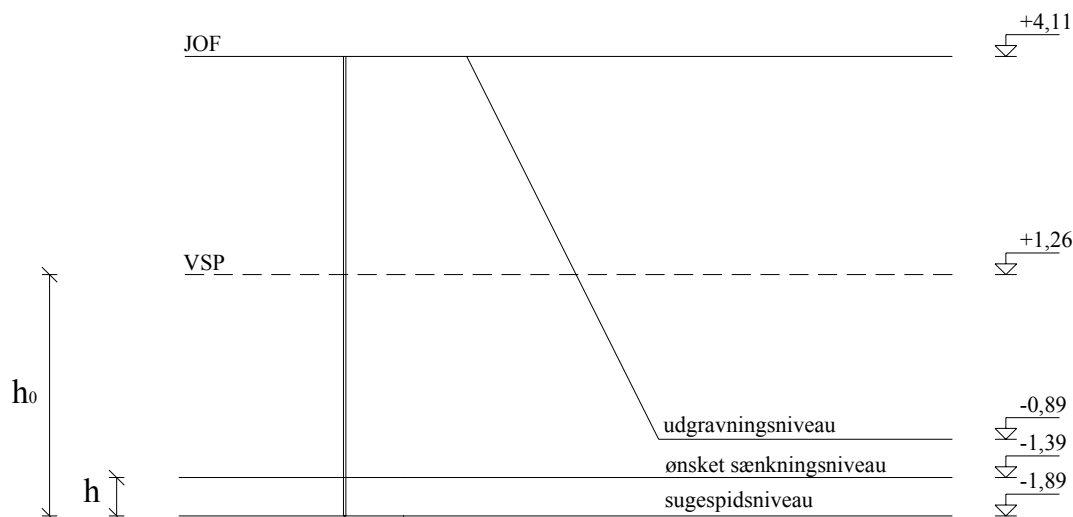
$$A : \sum_{i=1}^n \ln(r_i) = 288$$

$$B : \sum_{i=1}^n \ln(r_i) = 274$$

$$C : \sum_{i=1}^n \ln(r_i) = 273$$

$$D : \sum_{i=1}^n \ln(r_i) = 271$$

Det kritiske punkt er hermed bestemt til punkt A. De resterende værdier, der skal benyttes, er illustreret på figur 13-9, hvor byggegruben skal udgraves i en dybde på 5m, hvortil der skal tillægges en ½m. Det ekstra tillæg sikrer, at byggegruben ikke bliver sumpet.



Figur 13-9: Snit gennem byggegrube med relevante koter.

Vandføringen pr sugespids kan hermed bestemmes:

$$3,15^2 - 0,5^2 = \frac{Q}{\pi \cdot 0,0012 \frac{\text{m}}{\text{s}}} \cdot (104 \cdot \ln(90) - 288)$$

⇕

$$Q = 0,73 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

Den fundne vandføring pr. sugespids vurderes at være i orden, da en sugespids må forventes at kunne klare en oppumpning på maks. $(0,5 - 0,8) \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$. Den beskrevne løsning med 104 sugespids med og en samlet vandføring på $76 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$ kan dermed holde byggegruben tør. Det bemærkes at vandføringen er i det øvre område af kapaciteten, hvorfor det tilrådes at følge nøje med i udviklingen i starten af grundvandssænkningen.

Vurdering af sikkerhed

Den beskrevne løsnings sikkerhed vurderes ved, at bestemme hvor lang tid der går, inden der kommer vand i byggegruben ved et strømsvigt. Den hydrauliske ledningsevne sammenholdt med, at grundvandssænkningen er sat til $\frac{1}{2}\text{m}$ under byggegruben, giver et estimat på sikkerheden:

$$h = k_T \cdot t \Rightarrow t = \frac{0,5\text{m}}{0,0012 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 417\text{s}$$

Ovenstående indikerer, at der ved strømsvigt kommer vand i byggegruben efter 7 minutter. På baggrund af dette vurderes det, at der som minimum skal opstilles en nødgenerator på byggegrunden,

som starter automatisk ved et eventuelt strømsvigt. Endvidere må det anbefales, at der haves en tilkaldevagt, som skal sikre, at generatoren går i gang.

Den minimale sikkerhed bibeholdes på trods af konsekvenserne ved strømsvigt, da en minimering af grundvandssænkningen ønskes på grund af forholdene vedrørende Jyllandsgade.

Der kan med fordel foretages pejlinger af grundvandet under den eksisterende kælder, hvorved kælders indflydelse på strømningsforholdene bedre kan klarlægges.

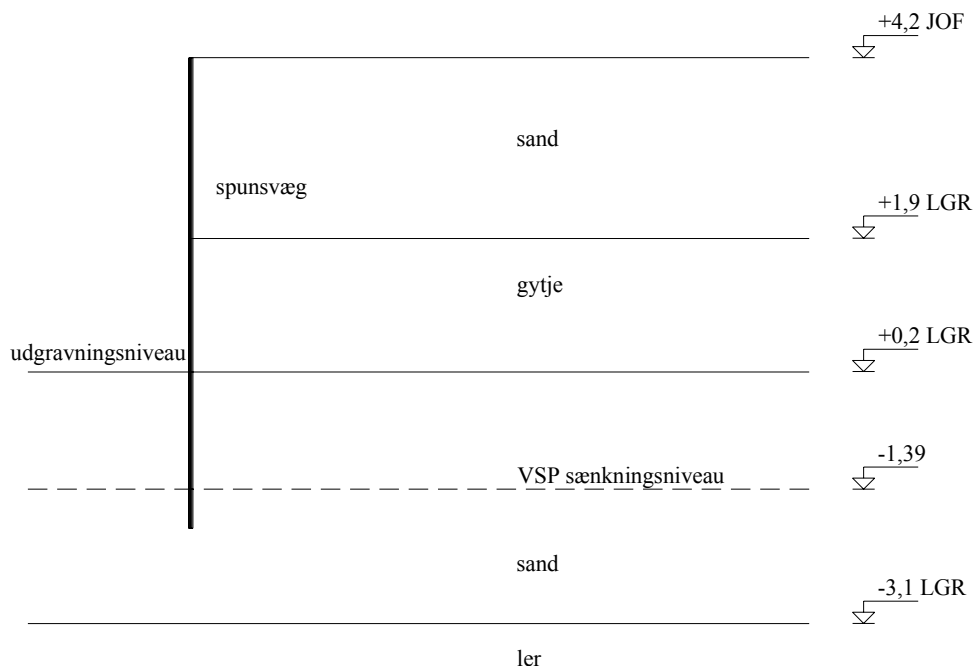
13.4 Midlertidig spunsvæg

På baggrund af pladsproblemerne omkring byggegruben, er det tidligere valgt, at stabilisere udgravningen i det sydøstlige hjørne af byggegruben med spunsvægge.

I det følgende bestemmes rammedybden af den midlertidige spunsvæg i byggegruben. Dettens gøres efter Brinch Hansens metode for en fri spunsvæg for en meter i bredden. Indledningsvis skitseres situation omkring den midlertidige spunsvæg i byggegruben.

13.4.1 Spunsvæg i byggegruben

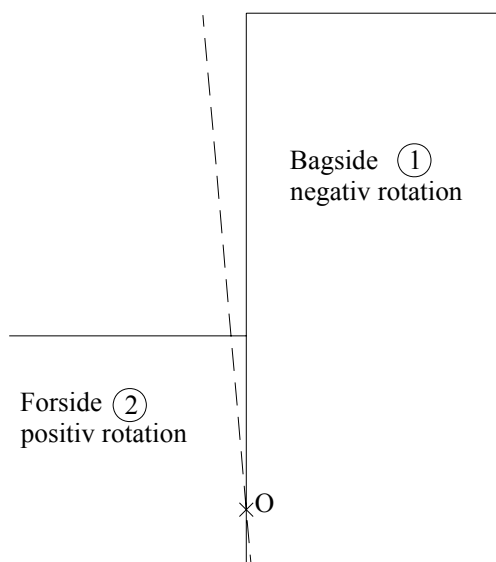
Spunsvæggene ønskes opført som fri spunsvæg, hvorved jordbundsforholdene omkring spunsvæggen skal klarlægges, jf. figur 13-10.



Figur 13-10: Illustration af jordbundsforholdene ved spunsvæggen, som betragtes indspændt i jorden.

Der ønskes en fri strømning under spunsvæggen, hvorved den ikke må rammes ned i lerlaget, hvilket begrundes med, at konsekvensen af en spærring af grundvandet ikke kendes.

Det forventes, at spunsvæggen vil rotere om et punkt nær foden, jf. figur 13-11, hvormed der opstår negativ rotation på spunsvæggens bagside, mens der er positiv rotation på væggens forside.



Figur 13-11: Rotation for en fri spunsvæg. Væggens omdrejningspunkt er benævnt O.

I forbindelse med udgravning af byggegruben og opførelse af den nye kælder må der forventes en nyttelast på jorden omkring spunsvæggen. I det følgende er der forudsat en nyttelast på både bagside og forside på 20 kN/m^2 . Denne nyttelast tager højde for, at der må benyttes tungt materiel omkring spunsvæggen.

13.4.2 Rammedybde af spunsvæg

Jordtrykket på spunsvæggen bestemmes ved hjælp af Brinch Hansens jordtryksdiagrammer, hvor indgangsparametrene er sandlagets regningsmæssige friktionsvinkel på 30° , mens der for gytjelaget benyttes en regningsmæssig forskydningsstyrke på $33,3 \text{ kN/m}^2$.

Endvidere sættes indgangsparameteren ρ til nul, da den er defineret som forholdet mellem de to ubekendte parametre $\frac{z_r}{h_1}$, hvor z_r er afstanden fra bunden af spunsvæggen og op til omdrejningspunktet, som forventes at ligge i nærheden af spunsvæggens bund.

Afstanden h_1 er spunsvæggens rammedybde, som på nuværende tidspunkt ikke kendes.

Det ønskes at benytte en spunsvæg, som er 10% ru, hvorved der er interpoleret mellem jordtrykskoefficienterne for henholdsvis glat og ru væg. Følgende jordtrykskoefficienter benyttes, jf. tabel 13-1.

Tabel 13-1: Benyttede jordtrykskoefficienter.

	Bagside, negativ rotation		Forside, positiv rotation
	Sand	Gytje	Sand
K_γ^x	0,33	1	3,3
K_p^x	0,33	1	3,2
K_c^x	-	-2,05	-
K_γ^y	6,7	1	0,3
K_p^y	6,55	1	0,3
K_c^y	-	3,2	-

Indledningsvis beregnes det horisontale jordtryk på spunsvæggen, hvilket gøres med følgende formel:

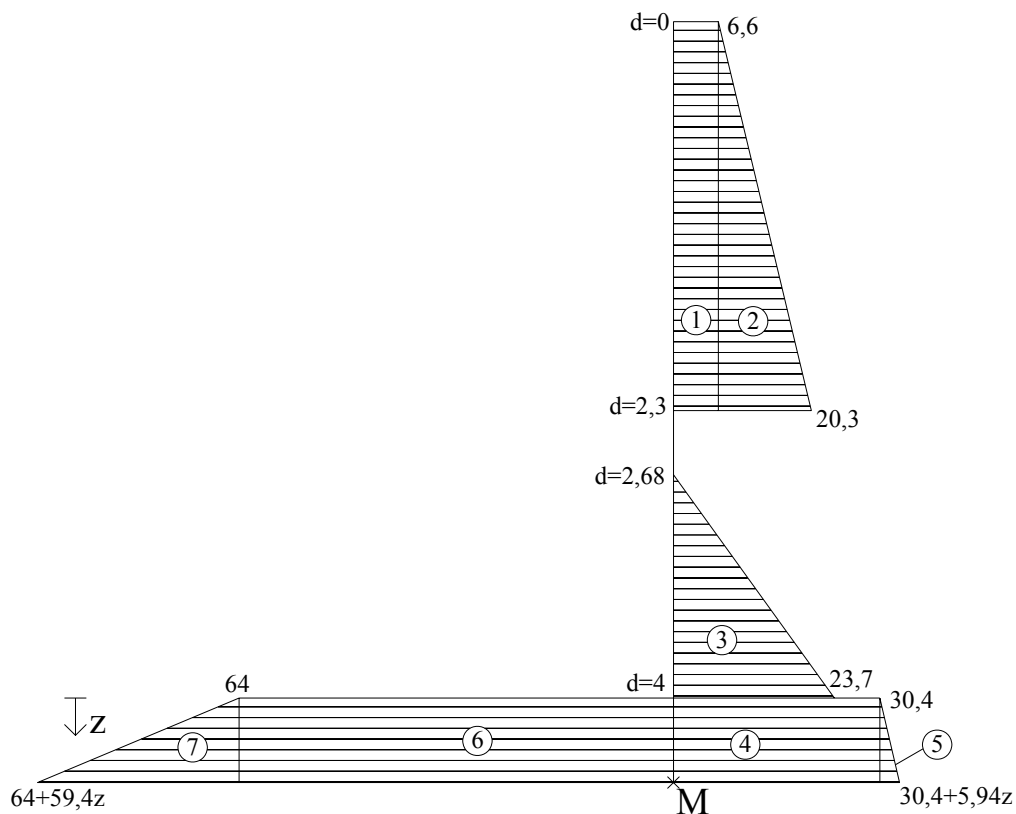
$$e^x = \left(\sum \gamma \cdot d \right) \cdot K_\gamma^x + p \cdot K_p^x + c \cdot K_c^x$$

Ved laggrænser forekommer der trykspring, som i det følgende er illustreret for en dybde på 2,3m, hvor der vises en beregning af det horisontale jordtryk i bunden af sandlaget og i toppen af gytjelaget:

$$\text{Sand} \quad e^x = \left(18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,3\text{m} \right) \cdot 0,33 + 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,33 = 20,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Gytje} \quad e^x = \left(18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,3\text{m} \right) \cdot 1 + 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 + 33,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (-2,05) = -69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Den samlede beregning af det horisontale jordtryk er vist grafisk på figur 13-12, hvor det erindres, at der ikke kan overføres træk i jorden, hvorved trækkræfter ikke er medtaget.



Figur 13-12: Grafisk illustration af horisontalt jordtryk på spunsvæggen.

Jordtrykkene under udgravningsniveau er udtrykt som funktion af z , som er afstanden fra udgravningsniveau og til punkt M, hvor det maksimale moment forekommer. For at bestemme denne ukendte afstand benyttes horisontal ligevægt, hvorved punktet med maksimalt moment bestemmes. Det grafiske resultat på figur 13-12 er gengivet i tabel 13-2, hvor der ud fra de angivne arealer, som funktion af z , opstilles ligevægt.

Tabel 13-2: Resultater for horisontalt tryk på spunsvæg. Benævnelser refererer til figur 13-12.

	Kraftresultant (z) kN/m	Kraftresultant (z = 0,83m) kN/m	Arm til M m	Moment kNm/m
1	15,2	15,2	3,7	55,9
2	15,8	15,8	3,3	52,1
3	15,6	15,6	1,3	19,9
4	$30,4 \cdot z$	25,2	0,4	10,5
5	$3 \cdot z^2$	2,1	0,3	0,6
6	$64 \cdot z$	53,1	0,4	-22,1
7	$29,7 \cdot z^2$	20,5	0,3	-5,7

Den angivne z-værdi bestemmes ved ligevægt, hvor kraftresultanterne i tabel 13-2 benyttes:

$$0 = 15,2 + 15,8 + 15,6 + 30,4 \cdot z + 3 \cdot z - 64 \cdot z - 29,7 \cdot z$$

$$\Downarrow$$

$$z = 0,83\text{m}$$

Den fundne z-værdi angiver punktet med største moment. Det største moment $M_{\max}$ beregnes med momentligevægt i punkt M, jf. figur 13-12:

$$0 = M_{\max} + (55,9 + 52,1 + 19,9 + 10,5 + 0,6 - 22,1 - 5,7) \text{ kNm/m}$$

$$\Downarrow$$

$$M_{\max} = -111,2 \text{ kNm/m}$$

I spunsvæggens omdrejningspunkt, som på nuværende tidspunkt stadig er ukendt, forekommer der et trykspring. Enhedsjordtrykket over omdrejningspunktet benævnes e^x , mens betegnelsen e^y benyttes under omdrejningspunktet. Som et estimat beregnes størrelsen af e_1^y og e_2^y i punkt M:

$$e_1^y = \left(\sum \gamma \cdot d \right) \cdot K_\gamma^y + p \cdot K_p^y + c \cdot K_c^y$$

$$\Downarrow$$

$$e_1^y = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,86\text{m} \cdot 6,7 + 20 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,55 = 713,5 \text{ kN/m}^2$$

Jordtrykket e_2^y beregnes ligeledes til $10,5 \text{ kN/m}^2$.

Med kendte størrelser af jordtrykkene e^x og e^y i punkt M, kan differensjordtrykket beregnes i det aktuelle punkt:

$$\Delta e^x = e_2^x - e_1^x = (59,4 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,83\text{m} + 64 \text{ kN/m}^2) - (5,94 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,83\text{m} + 30,4 \text{ kN/m}^2) = 78 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta e^y = e_1^y - e_2^y = 713,5 \text{ kN/m}^2 - 10,5 \text{ kN/m}^2 = 703 \text{ kN/m}^2$$

Rammedybden Δh under udgravningsniveau afhænger af konstanterne C_1 og C_2 , som beregnes til:

$$\left. \begin{matrix} C_1 \\ C_2 \end{matrix} \right\} = 1 + 0,1 \cdot \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi_d)} \pm \tan(\varphi_d) = 1 + 0,1 \cdot \frac{\tan(30)}{\tan(30)} \pm \tan(30) = \begin{cases} C_1 = 0,52 \\ C_2 = 1,68 \end{cases}$$

hvor

δ er vægfriktionsvinklen, der sættes lig φ ved ru væg.

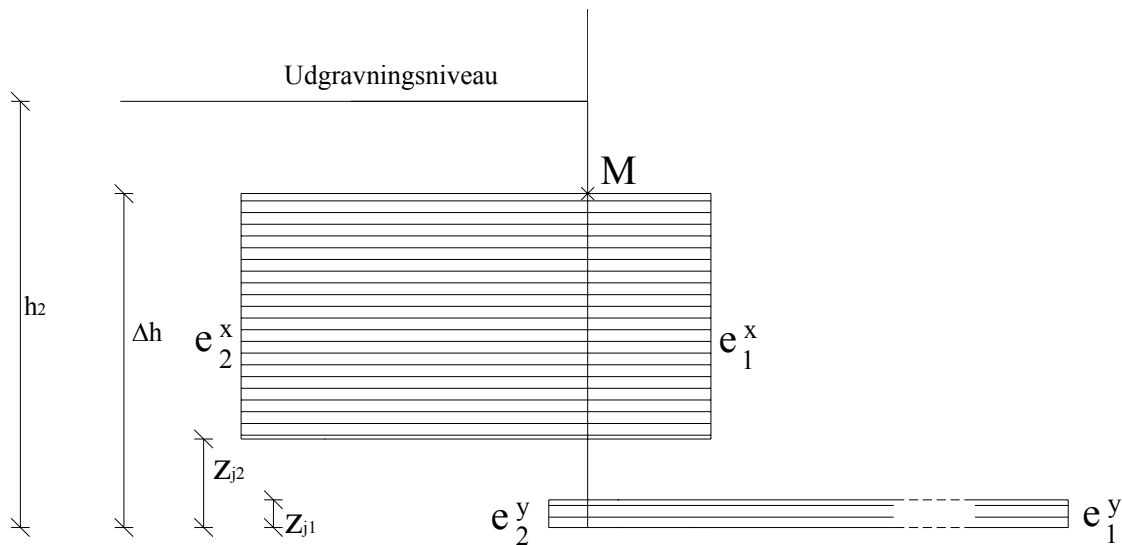
Ud fra differensjordtrykkene i punkt M og konstanterne C_1 og C_2 beregnes Δh :

$$\Delta h = \frac{\frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x}}{\sqrt{\frac{\Delta e^y}{2 \cdot M_{\max}} \cdot \left(2 \cdot \frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} - 1 \right)}} = \frac{\frac{1,68}{0,52} + \frac{703 \text{ kN/m}^2}{78 \text{ kN/m}^2}}{\sqrt{\frac{703 \text{ kN/m}^2}{2 \cdot 111,2 \text{ kNm}} \cdot \left(2 \cdot \frac{1,68}{0,52} + \frac{703 \text{ kN/m}^2}{78 \text{ kN/m}^2} - 1 \right)}} = 1,81\text{m}$$

Med fastlæggelse af rammedybden kan trykforholdene e^y bestemmes, hvilket gøres ud fra størrelserne z_{j1} og z_{j2} , som er defineret på figur 13-13:

$$z_{j1} = C_1 \cdot z_r$$

$$z_{j2} = C_2 \cdot z_r$$



Figur 13-13: Definition af jordtryk og afstande under punkt M.

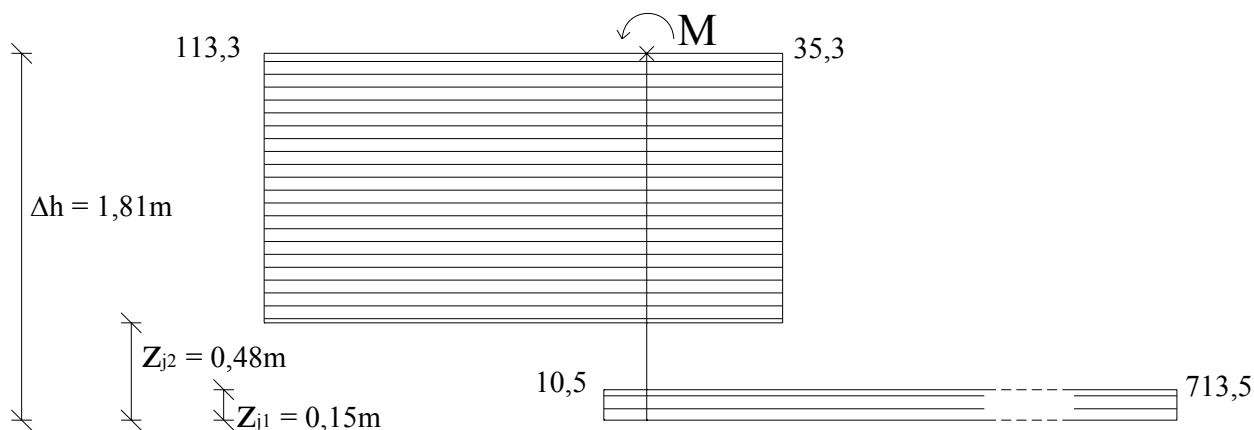
Den ubekendte afstand z_r , som er afstanden fra bunden af spunsvæggen og op til spunsvæggens omdrejningspunkt, bestemmes ved horisontalt ligevægt under punkt M:

$$\begin{aligned} \sum \vec{H} = 0 &= C_1 \cdot z_r \cdot \Delta e^y - (\Delta h - C_2 \cdot z_r) \cdot \Delta e^x \\ \Downarrow \\ 0 &= 0,52 \cdot z_r \cdot 703 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - (1,81\text{m} - 1,68 \cdot z_r) \cdot 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \Downarrow \\ z_r &= 0,28\text{m} \end{aligned}$$

Med den fundne værdi for z_r bestemmes z_{j1} og z_{j2} :

$$\begin{aligned} z_{j1} &= 0,52 \cdot 0,28\text{m} = 0,15\text{m} \\ z_{j2} &= 1,68 \cdot 0,28\text{m} = 0,48\text{m} \end{aligned}$$

Der foretages en kontrol af de fundne afstande, hvilket gøres ved at tage moment under punkt M. Situationen er illustreret grafisk på figur 13-14, mens resultater er angivet i tabel 13-3.



Figur 13-14: Jordtryk under punkt M, som bruges til udregning af moment

Tabel 13-3: Udregning af moment under punkt M, tallene refererer til figur 13-14.

	Kraftresultant	Arm	Moment
Δe^x	$(1,81\text{m} - 0,48\text{m}) \cdot 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 103,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$\frac{1}{2} \cdot (1,81\text{m} - 0,48\text{m}) = 0,66\text{m}$	$69 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
Δe^y	$0,15\text{m} \cdot 703 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 105,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$1,81 - \frac{1}{2} \cdot 0,15 = 1,7\text{m}$	$-183 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
Sum			$-114 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

Momentlignevægten, som skal være opfyldt for, at de anvendte afstande er realistiske, vurderes at være i orden, da $M_{\max} = -111,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \approx -114 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$.

En spunsvæg, der rammes 1,81m under udgravningsniveau, kan dermed modstå de horisontale jordtryk. Næste skridt er at kontrollere det vertikale jordtryk på spunsvæggen.

Det vertikale jordtryk benævnes f^x og f^y , som beregnes ved:

$$f^x = e_{\gamma}^x \cdot \tan(\delta_{\gamma}) + (e_p^x + e_c^x) \cdot \tan(\delta_p) + a$$

$$f^y = e_{\gamma}^y \cdot \tan(\delta_{\gamma}) + (e_p^y + e_c^y) \cdot \tan(\delta_p) + a$$

hvor

a er adhæsionen, som ikke medregnes da det er en midlertidig spunsvæg

Bæreevnekoefficienterne er angivet i tabel 13-4.

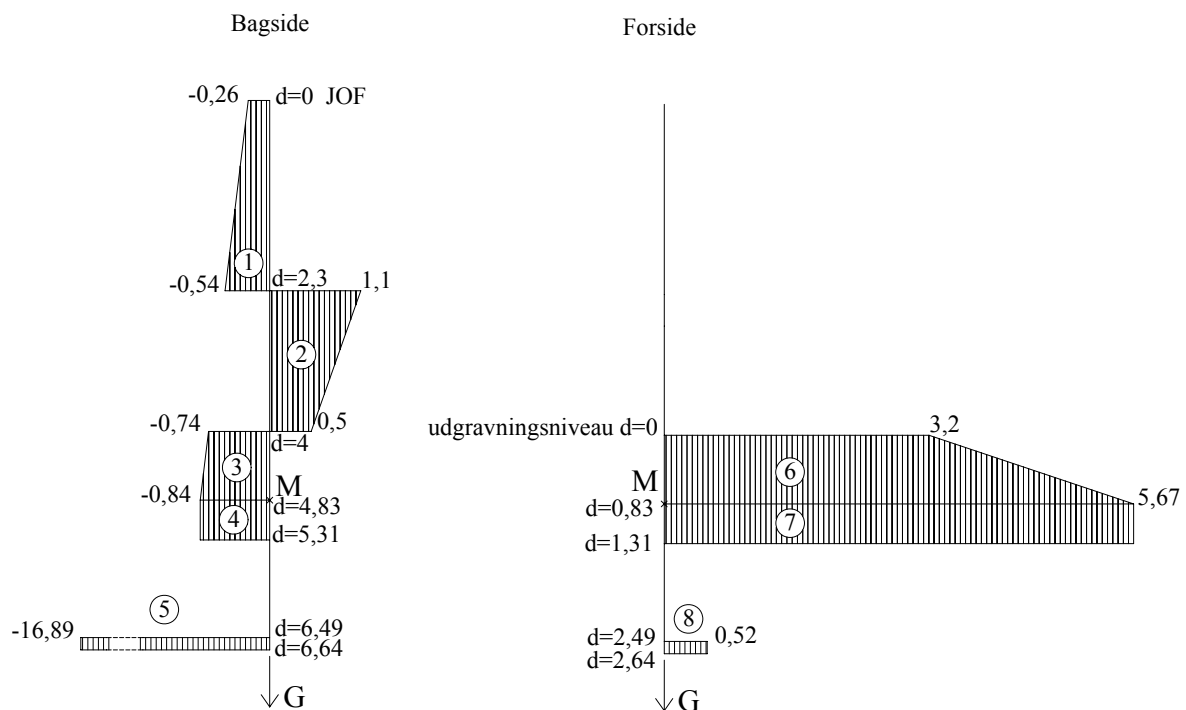
Tabel 13-4: Bæreevnekoeficienter. [Geoteknik 2, 1984]

	Bagside	Forside
ρ	0,04	0,11
$\tan(\delta_\gamma)$	-0,02	0,05
$\tan(\delta_p)$	-0,04	0,05

De vertikale kræfter beregnes i samme punkter som de horisontale kræfter. I det følgende er der vist et beregningseksempel i dybden $d = 2,3\text{ m}$ i bunden af sandlaget:

$$f^x = (18 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,3\text{ m}) \cdot 0,33 \cdot (-0,02) + (20 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,33) \cdot (-0,04) = -0,54 \text{ kN/m}^2$$

Det grafiske resultat for beregningen af vertikale kræfter er vist på figur 13-15.



Figur 13-15: Illustration af vertikale kræfter på spunsvæggen. Kræfter på højre side af spunsvæggen virker positivt opad og kræfter på venstre side virker positivt nedad. Spunsvæggens egenvægt er benævnt G.

Størrelsen af kraftresultanterne på figur 13-15 er angivet i tabel 13-5. I punkt 5 og 8 er der angivet jordtryk f^y , som er beregnet i punkt M, da Brinch Hansens model foreskriver, at jordtryk under punkt M skal beregnes i punkt M.

Tabel 13-5: Størrelse af vertikale kræfter på spunsvæg.

	Kraftresultant kN/m
1	0,9
2	0,7
3	0,4
4	2,5
5	1,4
6	3,7
7	2,7
8	0,1

Ved lodret ligevægt beregnes den nødvendige egenvægt af spunsvæggen, som sikrer, at spunsvæggen bliver i jorden. Der regnes positivt opad:

$$\sum V \uparrow = 0 = -(0,9 + 0,7 + 0,4 + 2,5) \text{ kN/m} + (1,4 + 3,7 + 2,7 + 0,1) \text{ kN/m} - G$$

$$G \geq 3,3 \text{ kN/m}$$

Ud fra den nødvendige egenvægt vælges det at benytte en 1N spunsvæg fra LMG Stål A/S, [LMG Stål, 2005]. Tekniske data for denne spunsvæg er gengivet i tabel 13-6.

Tabel 13-6: Tekniske data for 1N spunsvæg, [LMG Stål, 2005].

1N	
f_{yk}	270MPa
Vægt	$99,4 \text{ kg/m}^2$
Modstandsmoment	$714 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Spunsvæggens egenvægt beregnes til:

$$G = 99,4 \text{ kg/m}^2 \cdot 6,64 \text{ m} \cdot 10 \text{ N/kg} = 6,6 \text{ kN/m}$$

Det er hermed sikret, at spunsvæggen bliver i jorden, hvorefter det skal kontrolleres, om den valgte spunsvæg kan optage momentet $M_{\max}$. Det nødvendige modstandsmoment beregnes til:

$$W = \frac{M_{\max}}{f_{yd}} = \frac{111,2 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 556 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Den valgte spunsvæg har et større modstandsmoment end det krævede, hvorved det er eftervist, at den valgte spunsvæg kan benyttes som midlertidig spunsvæg i byggegruben.

13.5 Vurdering af grundvandssænkning og spunsvæg

Det er vist, at det opstillede grundvandssækningsanlæg kan holde byggegruben tør, men i denne forbindelse skal der gøres opmærksom på, at den dimensionsgivende vandmængde ligger i sugespidsernes øvre kapacitets område, hvilket gør sækningsanlægget følsomt overfor varierende pumpeydelse og tilstopning af sugespidserne. Det må derfor anbefales entreprenøren, at der er umiddelbar mulighed for anskaffelse af flere sugespidser, hvis dette skulle vise sig nødvendigt, da sugespidser ikke kan forventes at virke helt ens. Generelt må det anbefales, at grundvandssænkningen følges meget nøje i starten, indtil den er stabil. Det samme gør sig gældende for reinjeceringen, som dog skal kontrolleres i hele sækningsperioden. Desuden skal sugespidsanlægget tilkobles en nødgenerator, som skal gå i gang i tilfælde af strømsvigt.

Med hensyn til den midlertidige spunsvæg er det valgt at benytte en 10% ru stålpuns model 1N fra [LMG Stål, 2005], som skal rammes til kote -2,53DNN. Den valgte løsning medfører ikke en blokering af grundvandet, hvilket ses som en klar fordel. Spunsvæggen skal rammes inden udgravningen påbegyndes, og der må endvidere gerne arbejdes med tungt materielt omkring spunsvæggen.

14

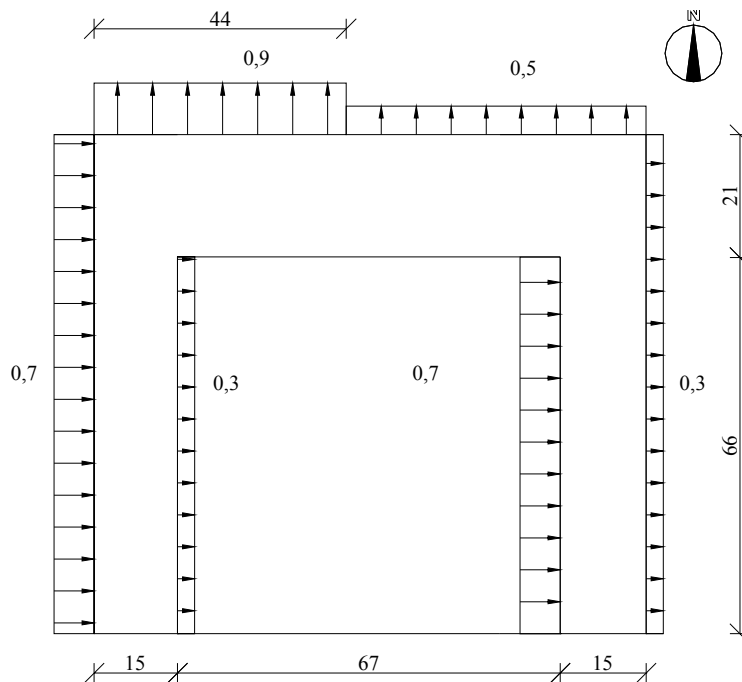
FUNDERING

I denne kapitel dimensioneres pæleværkerne under tårnet. Pæleværkerne skal så vidt muligt bestå af lodpæle, da skråpæle er dyrere, idet de skal specialfremstilles. Dette betyder en begrænsning af pæleværkernes evne til at optage vandrette kræfter og derfor foretages indledningsvis en vurdering af, hvordan vandrette laster på konstruktionen alternativt til skråpæle kan optages.

14.1 Optagelse af vandret last

Vandrette kræfter kan blandt andet optages ved friktion og jordtryk. De vandrette laster på Kennedy Arkaden kan for eksempel optages ved jordtryk på kældervæggen og lodpælene, hvis der tillades en flytning af konstruktionen. Desuden er der forskydningsmodstand mellem fundamenterne og sandpuden samt forskydningsmodstand mellem kælderen og jorden. Disse muligheder for optagelse af den vandrette kraft analyseres i det følgende afsnit ved et groft overslag.

Den vandrette last, der vurderes at være dimensionsgivende på Kennedy arkaden, er vindlasten i lastkombination 2 med en partialkoefficient på 1,5, jf. kapitel 10. Da Kennedy Arkaden er en noget mere kompleks konstruktion end standardbygningen i [DS 410, 1999], skal formfaktorerne fastsættes ved et skøn. Det skønnes, at den værste vindlast forekommer med de formfaktorer, der er skitseret på figur 14-1 med dimensioner. Der ses bort fra tårnets ekstra højde, da dette bidrag er forsvindende lille i forhold til resten af konstruktionens bidrag. Kennedy Arkaden regnes overalt til 22m høj bortset fra parkeringsdækket, der sættes til 13m.



Figur 14-1: Formfaktorer på Kennedy Arkaden.

Med de ovenstående antagelser kan den samlede vandrette vindlast regnes som en kraftresultant:

$$H_d = 1,5 \cdot 0,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \sqrt{\left(((0,7 + 0,3) \cdot 22\text{m} \cdot 87\text{m} + (0,3 + 0,7) \cdot 9\text{m} \cdot 66\text{m})^2 + (0,9 \cdot 44\text{m} \cdot 22\text{m} + 0,5 \cdot 22\text{m} \cdot 57\text{m})^2 \right)} = 3988\text{kN}$$

Der skal i det følgende kunne optages en vandret last på 4000kN.

14.1.1 Pæle

Pæle kan specialfremstilles således, at de kan optage en vandret last. Dette er i det aktuelle tilfælde ikke ønskeligt, da specialpæle ikke er en lagervare, og hver pæls bæreevne kan først bestemmes under ramning idet spidsen rammes i sand. Herved kan der komme unødvendige forsinkelser under ramningen i form af ventetid på pælelevering.

For at undgå lange ventetider bør der derfor anvendes standardpæle, der kan leveres fra dag til dag.

14.1.2 Sandpude

Sandpuden optager vandret last i form af en glidningsmodstand mellem fundamenter og sand. Størrelsen af denne glidningsmodstand kan bestemmes af [DS 415, 1998]:

$$H_d \leq S_d + E_d \quad (14.1)$$

hvor

H_d er den vandrette komponent af den regningsmæssige last [kN].

S_d er den regningsmæssige forskydningsmodstand mellem fundamentsfladen og jorden.

E_d er differensen mellem det stabiliserende og det drivende regningsmæssige jordtryk på fundamentets sider.

Her kan jorden være enten drænet eller udrænet. For den drænede tilstand gælder:

$$S_d = V'_d \cdot \tan \delta'_d + a'_d \cdot A' \quad (14.2)$$

hvor

V'_d er den effektive regningsmæssige last vinkelret på fundamentsfladen.

δ'_d er den effektive regningsmæssige friktionsvinkel mellem konstruktion og jord.

a'_d er den effektive regningsmæssige adhæsion mellem konstruktion og jord.

A' er det effektive fundamentsareal.

For den udrænede tilstand gælder, at S_d skal sættes til den mindste af følgende to udtryk:

$$\begin{aligned} S_d &\leq A' \cdot c_{ud} \\ S_d &\leq 0,4 \cdot V_d \end{aligned} \quad (14.3)$$

hvor

c_{ud} er den regningsmæssige udrænede forskydningsstyrke i glidefladen.

V_d er den totale regningsmæssige last vinkelret på fundamentsfladen.

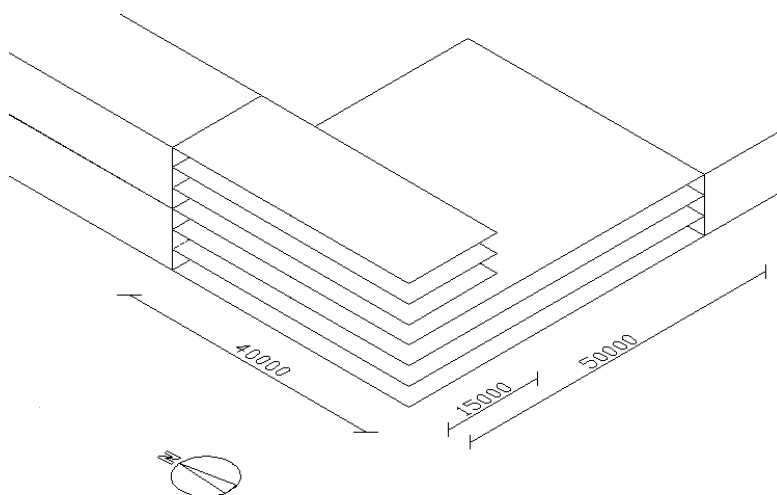
Det forventes, at sandpuden altid er i drænet tilstand ved fundamentsunderkant. Derfor anvendes formel (14.2). Da der ikke er nogen adhæsion, er det kun V'_d , der skal tages med i beregning. Her foreskriver [DS 409, 1998], at nyttelasten i parkeringshuset har en lastkombinationsfaktor på 1. Dette vurderes ikke at være sikkert for den følgende beregning, da denne lastkombinationsfaktor medfører en stor vandret bæreevne. Derfor ses der helt bort fra denne nyttelast, da dette vurderes som en mere sikker lastkombination. For at dokumentere, at denne antagelse er i orden, er der taget et billede af et parkeringsdæk en tilfældig dag, jf. figur 14-2.



Figur 14-2: Tomt parkeringsdæk en tilfældig hverdag.

Den eneste last, der med sikkerhed kan tages med i den lodrette last, er egenlasten. Denne er sat til $6,7 \text{ kN/m}^2$, som er den last, der anvendes i den resterende del af Kennedy Arkaden. Det bemærkes på figur 14-2, at gulvet i parkeringshuset har et slidlag af fliser, som ikke medtages i lasten. Ydermere ses der bort fra søjler, facader, bjælker og vægge i denne beregning. Såfremt den vandrette bæreevne er overholdt uden alle disse elementer, er det betydeligt på den sikre side, og en mere detaljeret beregning vurderes overflødig.

Det areal, der vurderes at bidrage til den lodrette last over sandpuden, er skitseret på figur 14-3, hvor de relevante mål er angivet.



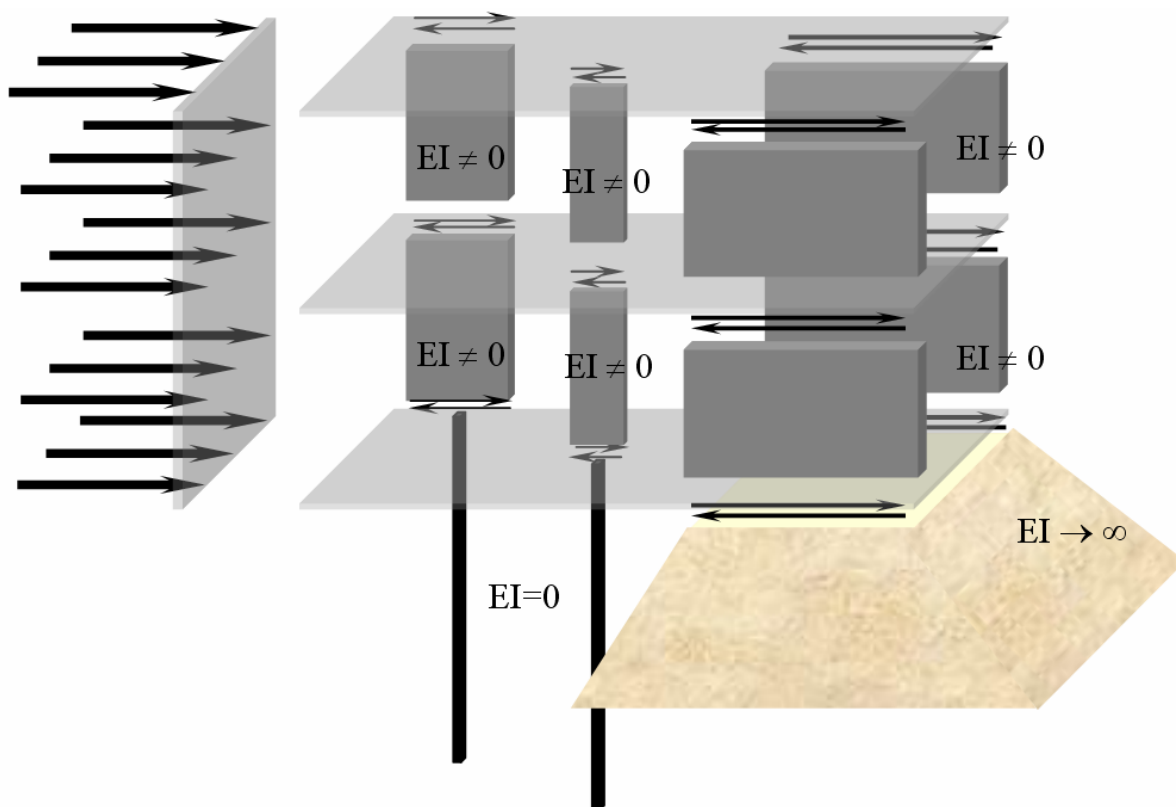
Figur 14-3: Etager over sandpuden, hvor de synlige etager medtages i egenvægten.

Den samlede regningsmæssige forskydningsmodstand kan nu beregnes i drænet tilstand for normal sikkerhedsklasse med en karakteristisk plan friktionsvinkel på 35° :

$$S_d = \left(6,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (4 \cdot 50\text{m} \cdot 40\text{m} + 3 \cdot 15\text{m} \cdot 40\text{m}) \cdot \tan\left(\frac{35^\circ}{1,2}\right) \right) = 36700\text{kN}$$

Denne glidningsmodstand er omkring en faktor 9 større end nødvendig, men alligevel beregnes bidraget fra kælderens i det følgende.

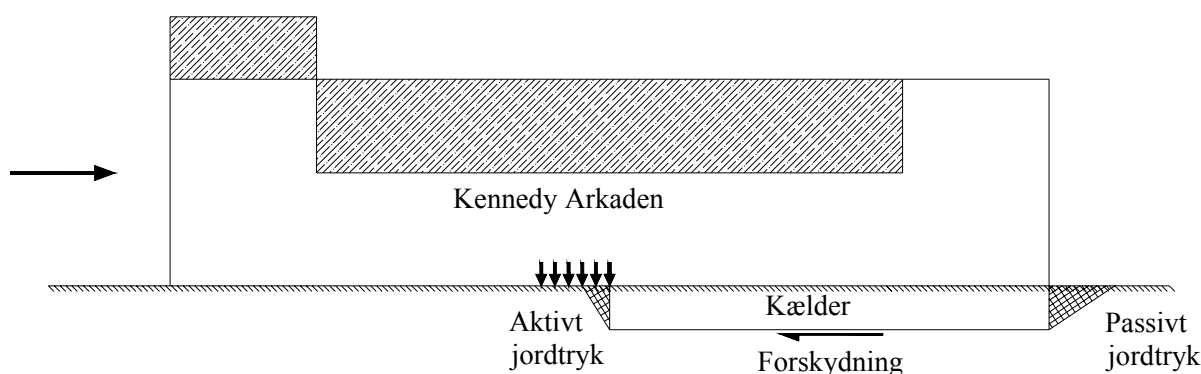
Der skal her gøres opmærksom på, at selvom sandpuden forventes at optage alt den vandrette last, skal der regnes med forskydningskræfter i jordniveau, altså i bunden af væggen. Dette gøres, da forskydningskraften først bliver overført til sandpuden i bunden af væggen gennem dækket, jf. figur 14-4.



Figur 14-4: Principskitse af fordelingen af den vandrette kraft.

14.1.3 Kælder

Kælderen kan i form af forskydning mellem gulv og jord samt jordtryk på væggene optage en del af den vandrette last. På figur 14-5 er brudsituationen skitseret for den vandrette last på konstruktionen, hvor der er glidningsmodstand mellem gulv og jord samt et aktivt jordtryk og et passivt jordtryk. For at kunne udnytte det fulde passive jordtryk kræves, at bygningen kan flytte sig i en størrelsesorden af 1-5% af kældervæggens højde [Geoteknik 2, 1984]. Dette svarer til 4-20cm, hvilket ikke vurderes acceptabelt, da dette blandt andet påvirker pælene med en flytning. Derfor ses der i beregninger af optagelse af den vandrette last bort fra jordtrykket.



Figur 14-5: Samlet brudfigur for kælderen ved vandretlast.

Da kælderens underside forventes at stå under vandoverfladen i hele bygningens levetid, skal beregninger af glidningsmodstanden regnes i den udrænedede tilstand med en opdrift fra poretrykket med formel (14.3). Der anvendes $\gamma_r = 1,05$ på opdriften og egenlasten er forsigtigt fastsat, hvorved beregningerne er i overensstemmelse med [DS415, 1984]. Det vurderes, at kælderen har den samme lodrette last som sandpuden bortset fra, at den er 40m bred, samt at den har en ekstra etage i form af kælderen. Vandspejlet vurderes i værste tilfælde til at stå i kote 1,5m under terræn, da der her er et omfangsdræn. Kælderen er 4m dyb kan glidningsmodstanden beregnes:

$$S_d = 0,4 \cdot \left(6,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (5 \cdot 40\text{m} \cdot 40\text{m} + 3 \cdot 15\text{m} \cdot 40\text{m}) - \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot (40\text{m} \cdot 40\text{m} \cdot 1,5\text{m}) \cdot 1,05 \right) = 16100\text{kN}$$

Det ses fra de ovenstående beregninger, at opdriften af kælderen har stor betydning for den regningsmæssige forskydningsmodstand, men glidningsmodstande er større end lasten.

Det bemærkes, at den vandrette masselast kan være større end den beregnede vindlast, men slet ikke i samme størrelsesorden som glidningsmodstanden.

14.1.4 Vurdering af optagelse af den vandrette last

Den største forekommende vandrette last er beregnet til 4000kN, hvilket er langt mindre end sandpudens forskydningsmodstand på 36700kN. Hertil kommer et bidrag fra forskydningsmodstanden under kælderen på 16100kN. Det vurderes derfor, at den vandrette last kan optages af fundamenter i sandpuden og under kælderen. Der er derfor ikke behov for skråpæle eller specialfremstillede pæle, der kan tage vandrette laster. Det bemærkes, at for at kunne benytte forskydningsbæreevnerne skal konstruktionen udformes på en sådan måde, at lasten kan føres over til sandpuden og kælderen.

14.2 Pæleværker under tårnet

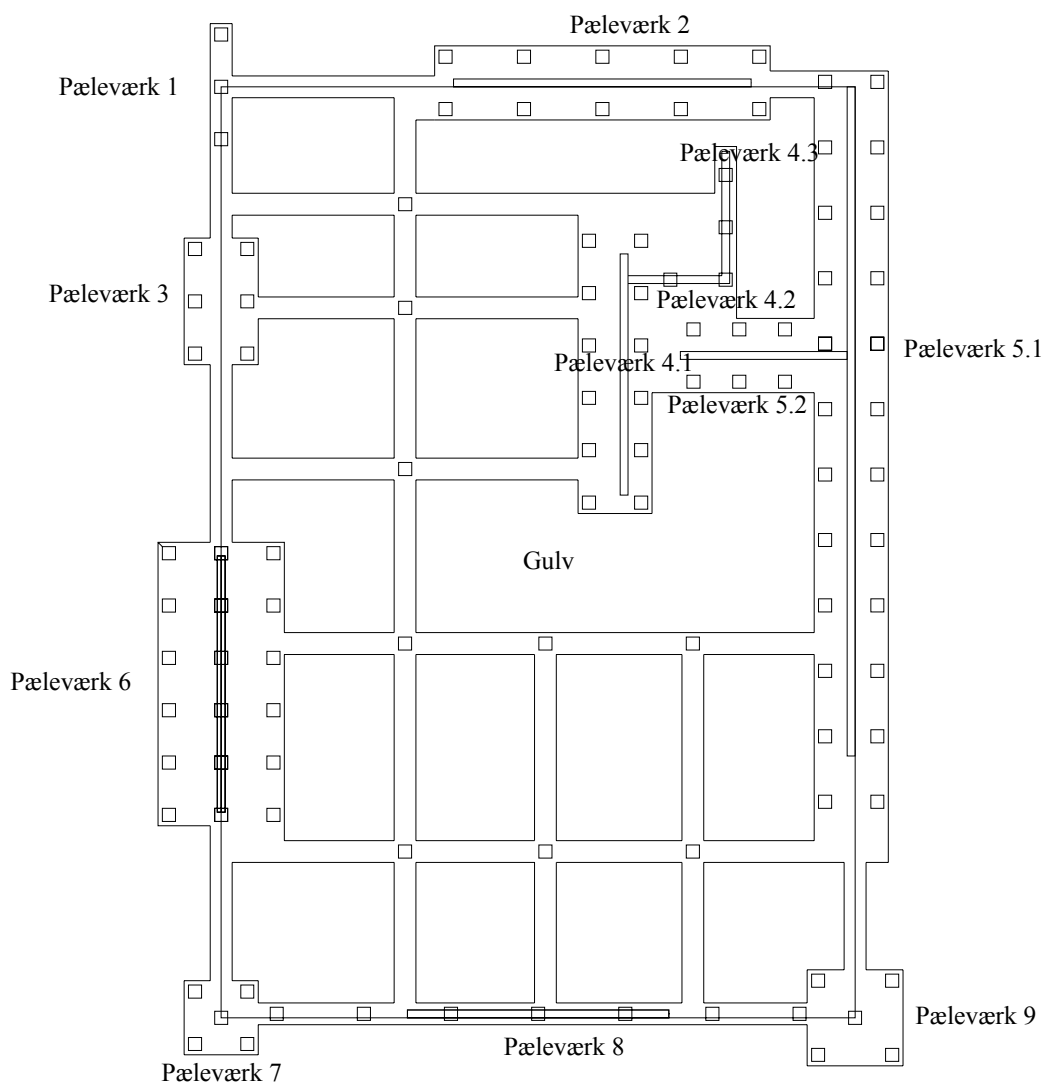
Det er i ovenstående eftervist, at de vandrette laster kan optages i sandpuden og kælderen, og derfor indgår der ingen vandrette laster i det følgende. De momenter, der opstår på grund af vandret last medtages for hvert pæleværk i form af lodrette laster. Momenterne er beregnet efter samme princip som i kapitel 9, og derfor indgår de kun som resultater i det følgende afsnit.

Der skal anvendes asfalterede jernbetonpæle, der alle har spidsen i sand. Da der ikke på forhånd kan beregnes en bæreevne for hver pæl, anvendes der for 30x30 pæle en regningsmæssig bæreevne på 400kN pr. pæl, jf. Appendiks I. Under ramningen skal bæreevnen bestemmes ved den danske rammeformel for hver pæl, således hver pæl opnår den ønskede bæreevne. Her er det vigtigt at nævne, at rammes en pæl ned i friktionsjord skal friktionsjorden have en samlet dybde under pælespids på 3 gange pælens mindste tværmål og 5 gange mindste tværmål over pælespids [Geoteknik 2, 1984]. Det vil sige, i dette tilfælde skal pælens spids minimum være placeret 1,5m nede i sandlaget med yderligere 0,9m sandlag under sig. Desuden bør kravet til sanddybden forøges, hvis der er tale om pæleværker med tætsiddende pæle, da disse vil belaste sandlaget som en stor pæl.

Desuden er der taget hensyn til afstanden mellem pælene ved, at de så vidt muligt er placeret med en indbyrdes afstand på 3 gange bredden, hvilket svarer til 0,9m. En grund til at placere dem med denne afstand er for at undgå, at belaste jorden for hårdt i små områder, hvilket kan føre til lokale

sætninger. Dernæst kræves det også i forhold til rammemaskinen, at der er en vis afstand mellem pælene.

Det er valgt at udføre 9 pæleværker til at understøtte tårnet og et pæleværk til at understøtte gulvet i stueetagen, jf. figur 14-6 og tegning F3 i tegningsmappen.



Figur 14-6: Skitse af pæleværker under tårnet.

Lasterne, der skal optages af pæleværkerne, er egenlast, nyttelast og naturlast samt vandret masselast. De karakteriske værdier er listet i tabel 14-1.

Egenlasten regnes af dæk, facader, bjælker og søjler. Beregningen af egenlasten på pæleværk 1 opstilles som eksempel af beregning af egenlasten:

$$G_{\text{dæk}} = 6,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 12 \text{m}^2 \cdot 8 = 643,2 \text{kN}$$

$$G_{\text{facade}} = 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 210,6 \text{m}^2 = 84,2 \text{kN}$$

$$G_{\text{bjælker}} = 3,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,61 \text{m} \cdot 8 = 66,8 \text{kN}$$

$$G_{\text{dæk}} = 8,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 28,7 \text{m} = 232,5 \text{kN}$$

$$\sum G = 643,2 \text{kN} + 84,2 \text{kN} + 66,8 \text{kN} + 232,5 \text{kN} = 1027 \text{kN}$$

Tabel 14-1: Karakteristiske værdier af lasterne.

Pæleværk	Etageareal [m^2]	Egenlast [kN]	Nyttelast [kN]	Snelast [kN]	Vind ^b [kNm]
1	12	1027	252	9	0
2 ^a	10	1894	210	8	2134
3	25	1772	525	18	0
4.1	45	3147	945	33	Tabel 14-7
4.2 ^b	1	419	21	1	
4.3	6	728	126	5	
5.1	80	6267	1680	58	Tabel 14-10
5.2	7	870	147	5	
6	77	5368	1617	56	428
7	18	1287	378	13	0
8	0	744	0	0	2509
9	22	1489	462	16	0

^a Medtaget elevator på 100kN + 30% i stødtillæg, fordelt ligeligt på de to pæleværker

^b Beregnet ud fra tidligere regneark i skitseprojekteringen.

I det følgende bestemmes de regningsmæssige laster for enten nyttelasten eller vindlasten som dominerende

14.2.1 Nyttelasten som dominerende

Det bemærkes, at når nyttelasten sættes til at være den dominerende last regnes der kun med $\gamma = 1,3$ på én etage og de resterende regnes med $\psi = 0,5$. Dernæst regnes der ikke med vindlast i disse kombinationer, da den vandrette masselast er væsentlig større.

Den vandrette masselast medtages i det følgende kun, når nyttelasten er dominerende. De regningsmæssige værdier af lasterne når nyttelasten er dominerende, regnes af:

$$F_{d,nytte} = 1,0 \cdot G + \left(\frac{1,3 + 0,5 \cdot 7}{8} \right) \cdot N + 0,5 \cdot S$$

Alle de regningsmæssige laster for ovenstående er vist i tabel 14-2

Tabel 14-2: Regningsmæssige laster med nyttelasten som dominerende last.

Pæleværk	Etageareal [m ²]	Egenlast [kN]	Nyttelast [kN]	Snelast [kN]
1	12	1027	151	5
2	10	1894	126	4
3	25	1772	315	9
4.1	45	3147	567	22
4.2	1	419	13	1
4.3	6	728	76	3
5.1	80	6267	1008	29
5.2	7	870	88	3
6	77	5368	970	28
7	18	1287	227	7
8	0	744	0	0
9	22	1489	277	8
sum		25012	3818	119

Den vandrette masselast har angrebspunkt i tyngdepunktet for den tilhørende lodrette last. For tårnet sættes den samlede vandrette masselast angrebspunkt midt i tårnet og den samlede kraft beregnes:

$$F_{vm} = 0,015(25012\text{kN} + 3818\text{kN} + 119\text{kN}) = 435\text{kN}$$

Denne last kan virke i en hvilke som helst retning og skal derfor vendes ugunstigst for hver konstruktionsdel.

14.2.2 Vindlasten som dominerende

Ved beregninger af vindlasten som dominerende last forekommer der ikke vandret masselast. Det er forskelligt for hver konstruktionsdel, hvilken retning vindlasten skal komme fra, for at den ugunstigste situation optræder. De mest ugunstige kombinationer er beregnet og vist i tabel 14-3 og beregnet ud fra:

$$F_{d,vind} = 1,0 \cdot E + 0,5 \cdot N + 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot V$$

Tabel 14-3: Regningsmæssige laster med vindlasten som dominerende last.

Pæleværk	Etageareal [m ²]	Egenlast [kN]	Nyttelast [kN]	Snelast [kN]	Vind ^b [kNm]
1	12	1027	126	5	0
2 ^a	10	1894	105	4	3201
3	25	1772	263	9	0
4.1	45	3147	473	22	Tabel 14-7
4.2 ^a	1	419	11	1	
4.3	6	728	63	3	
5.1	80	6267	840	29	Tabel 14-10
5.2	7	870	74	3	
6	77	5368	809	28	642
7	18	1287	189	7	0
8	0	744	0	0	3764
9	22	1489	231	8	0

^a Medtaget elevator på 100kN + 30% i stødtillæg, fordelt ligeligt på de to pæleværker

^b Beregnet ud fra tidligere regneark i skitseprojekteringen.

14.2.3 Brudgrænsen

Der er fire typer af pæleværker, der skal understøtte tårnet; en til søjlerne, en til de enkeltstående vægge, en til de sammensatte vægge og en til gulvet. I det følgende er der et beregningseksempel, der viser, hvorledes antallet af pæle under hver konstruktionsdel beregnes.

Pæleværk under søjler

Søjlerne overfører kun lodrette laster fra konstruktionen til fundamenterne. Der skal derfor ikke overføres momenter, hvorved pælene skal placeres symmetrisk under søjlerne.

I det følgende gennemgås udregningerne for pæleværk 1 med hensyn til last samt bæreevne. Den største last, der forekommer på pæleværk 1, er lastkombinationen med nyttelasten som den dominerende last. Den samlede lodrette last på pæleværket bestemmes:

$$\sum F_{\text{lod}} = 0 = R - 1027\text{kN} - 151\text{kN} - 5\text{kN} \Rightarrow R = 1183\text{kN}$$

For at kunne overføre denne last til jorden skal der anvendes 3 pæle med en samlet regningsmæssig bæreevne på 1200kN.

De resterende pæleværker under søjlerne er dimensioneret efter samme fremgangsmetode og resultaterne er vist i tabel 14-4.

Tabel 14-4: Regningsmæssige laster samt antal af pæle til hvert fundament.

Pæleværk	Punktlast [kN]	Antal pæle
1	1183	3
3	2096	6
7	1521	4
9	1774	5

Pæleværk under vægge

Pæleværk 2 udsættes for et moment fra enten vindlasten eller den vandrette masselast samt en lodret kraft, jf. tabel 14-5, hvor de ugunstigste laster er markeret.

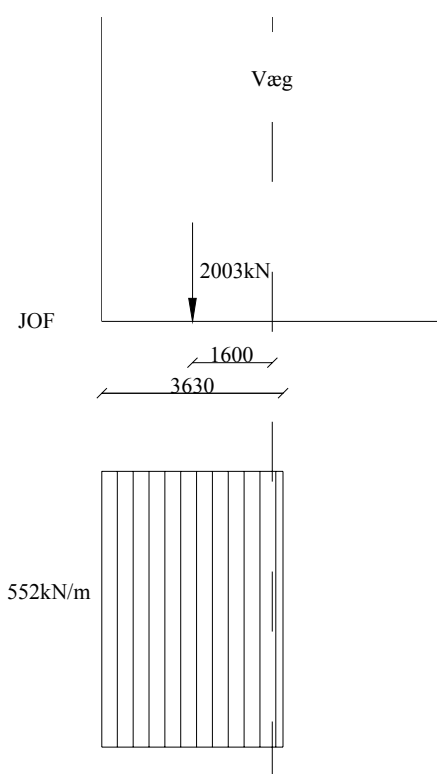
Tabel 14-5: Regningsmæssige laster for pæleværker under enkeltstående vægge.

Pæleværk	Vindlast som dominerende		Vandret masse last	
	$\sum F[\text{kN}]$	Moment [kNm]	$\sum \downarrow F[\text{kN}]$	Moment [kNm]
2	2003	3201	2024	1562
6	6205	642	6366	1015
8	744	3764	744	2662

Bæreevnen bestemmes ved en plastisk beregning ved at kræve ækvivalens mellem lasterne og en jævnfordelt linie-reaktionsfordeling under fundamentet. Den plastiske kraftfordeling regnes ved at flytte normalkraften i en afstand, der opfylder momentligevægt og er her beregnet for pæleværk 2:

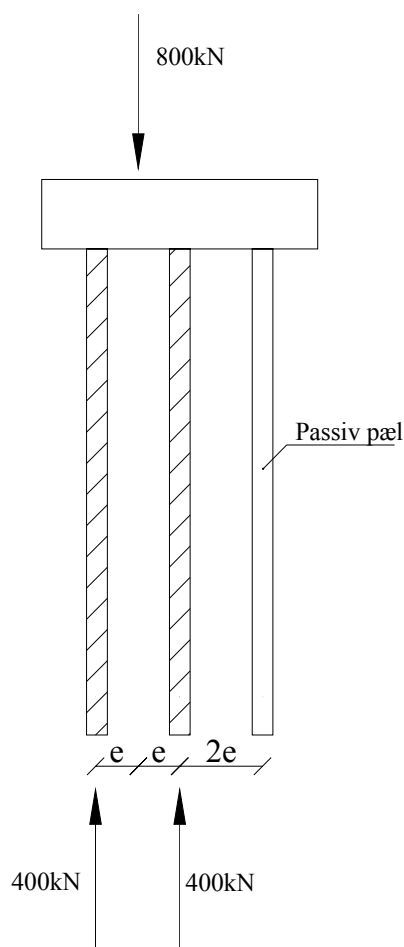
$$\sum M = 3201 \text{ kNm} = 2003 \text{ kN} \cdot e \Rightarrow e = 1,6 \text{ m}$$

Herefter fordeles normalkraften jævnt over det effektive tværsnit, jf. figur 14-7.



Figur 14-7: Plastisk kraftfordeling i jordniveau.

Denne linielast kan samles til en kraftresultant, og den skal kunne optages af pæleværket under konstruktionen. Dette gøres ved en statisk tilladelig kraftfordeling, jf. Figur 14-8, der er en principskitse af situationen.



Figur 14-8: Statisk tilladelig kraftfordeling.

Det vurderes, at denne fordeling kan optræde i begge ender af vægprofilet, hvorfor der skal være lige mange pæle i hver ende. Brudbæreevnen af pæleværker skal eftervises i en plastisk tilstand, og derfor skal pæleværket kunne overføre en linielast på $552 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, hvilket svarer til 1,4 pæl med en bæreevne på 400kN for hver meter.

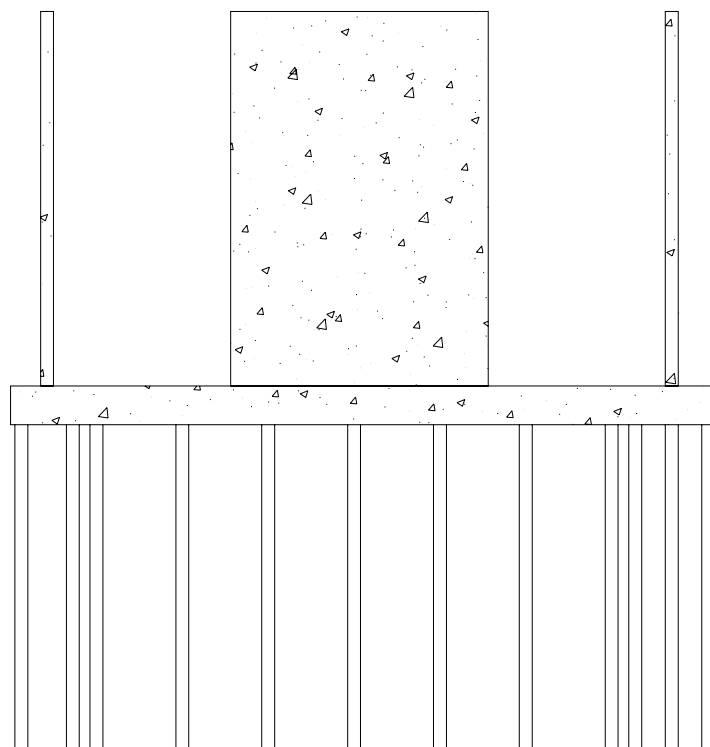
Tabel 14-6 indeholder resultaterne for de resterende pæleværker, der understøtter væggene i tårnet.

Tabel 14-6: Reaktioner under vægpæleværkerne samt antal pæle pr. meter.

Pæleværk	Liniebelastning [$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$]	Antal pæle pr. m
2	552	1,4
6	1147	3
8	Ikke mulig	Ikke mulig

Det viser sig, at det ikke er muligt at udføre pæleværk 8, da denne udsættes for et stort moment og samtidig ikke har tilstrækkelig lodret last til at kunne overføre lasten til pæleværket. Derfor skal dette pæleværk udføres på en alternativ måde. En metode er at anvende længere pæle, der rammes ned i moræneleret under sandlaget. Disse skal ikke udformes med asfalt, da de skal være kohæ-sionspæle og ikke spidsbærende. Dette medfører, at de skal være noget længere end de resterende pæle og muligvis over 18m, hvilket kræver, at de skal samles af to pæle. Dernæst skal de special-fremstilles til at kunne tage et træk, hvilket ikke overholder målet med standardpæle.

Det vurderes i stedet, at en mere fordelagtig udformning af pæleværk 8 er at slå det sammen med pæleværk 7 og 9, idet det forventes, at der i forvejen er et sribefundament mellem disse. Dette skal udføres meget stift, således det kan overføre det store moment, der forekommer i pæleværk 8. En skitse af sammenlægningen er vist på figur 14-9. Denne udformning giver mulighed for at fordele momentet ud til pæleværk 7 og 9.



Figur 14-9: Sammenlægning af pæleværk 7, 8 og 9.

Det nye pæleværk kaldes A, og det bemærkes, at pæleværk 7 og 9 har laster, der er regnet med nyttelasten som den dimensionsgivende, mens pæleværk 8 har vinden til at være den dimensionsgivende last. Den værste lastkombination for pæleværk A er beregnet til at være med nyttelasten som den dimensionsgivende last..

For fortsat at overholde de punktlaster, der forekommer under pæleværk 7 og 9 bibeholdes det samme antal af pæle under disse. Desuden sættes et antal pæle fra fundament 7 til fundament 9 svarende til, at disse kan bære egenlasten fordelt over 4m. Dette svarer til, at lasten virker excentrisk på grund af momentet. Derved skal der være en pæl pr. to meter.

Sammensatte vægge

Ved de rumlige vægprofiler virker lasten excentrisk i planen og har forskellige angrebepunkter for hver lastkombination. Det vælges at optage lasten med en statisk tilladelig kraftfordeling som ovenfor, hvor der anvendes momentligevægt mellem pælene for at sikre, at der ikke kommer en skæv kraftfordeling.

Det viser sig, at de værste lastkombinationer er, hvor nyttelasten er dominerende, og den vandrette masselast er vendt mod vest, samt når vinden kommer fra nord og er dominerende. Disse tilfælde er vist i tabel 14-7 med de på figur 14-10 viste regneretninger.

Tabel 14-7: Regningsmæssige laster virkende i pæleværk 4s tyngdepunkt.

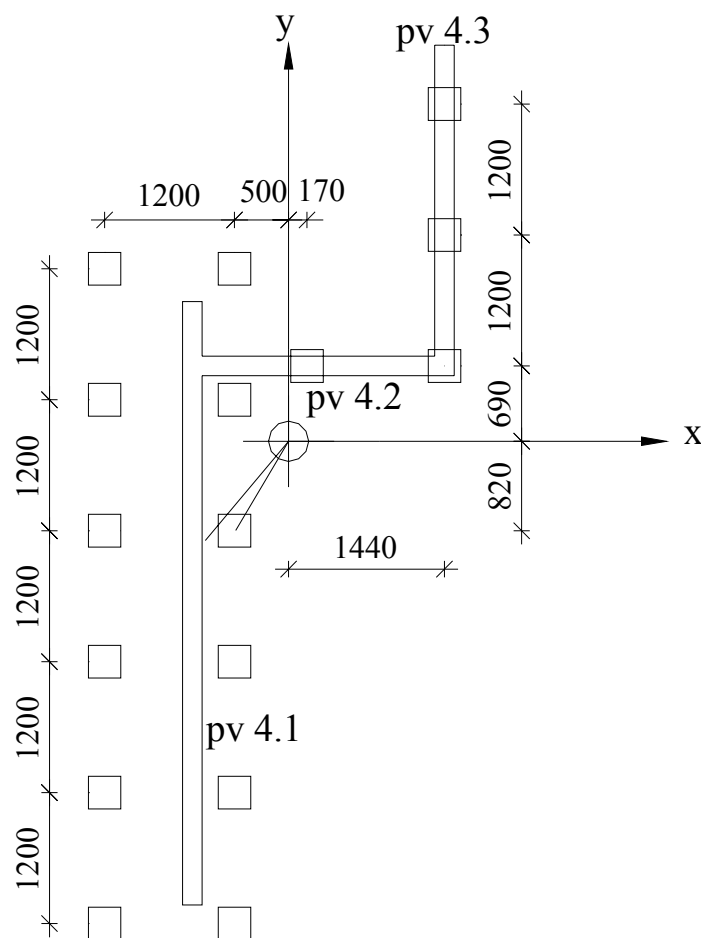
Dominerende last:	Vindlast	Nyttelast
Normalkraft [kN]	4867	4971
M_x [kNm]	-3800	-4553
M_y [kNm]	-3770	-2562

Når lasten er kendt, kan excentriciteten beregnes ved at gange den lodrette last med afstanden e som den lodrette kraft skal flyttes for at opretholde det samme moment. Dette skal gøres for begge akser, og her er beregningen opstillet for nyttelasten som dominerende:

$$-2562 \text{ kNm} = 4971 \text{ kN} \cdot x \Rightarrow x = -0,52 \text{ m}$$

$$-4553 \text{ kNm} = 4971 \text{ kN} \cdot y \Rightarrow y = -0,92 \text{ m}$$

De resterende excentriciteter er angivet i tabel 14-8, og de er skitseret på figur 14-10 med en streg ud fra origo.



Figur 14-10: Afstande i mm mellem pæle og koordinatsystemet.

Tabel 14-8: Excentriciteten af normalkraften for pæleværk 4.

Dominerende last:	x [m]	y [m]
Vindlast	-0,52	-078
Nyttelast	-0,77	-0,91

Med kendte afstande, laster og placering af resultant kan der opstilles momentlignevægt med nogle aktive pæle. I det følgende er der en beregning af momentlignevægt med nyttelasten som den dominerende last. Afstande i mm samt aktive pæle er skitseret på figur 14-11, hvor det bemærkes, at 15 pæle er aktive, mens en ikke er.

Tabel 14-9: Ligevægt af pæleværk 4.

Pæl	Pælekraft [kN]	y[m]	x[m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
1	300	-3,51	-0,93	-1053	-279
2	400	-3,51	0,27	-1404	108
3	400	-2,31	-0,93	-924	-372
4	400	-2,31	0,27	-924	108
5	400	-1,11	-0,93	-444	-372
6	115	-1,11	0,27	-127,65	31,05
7	375	0,09	-0,93	33,75	-348,75
8	400	0,09	0,27	36	108
9	400	1,29	-0,93	516	-372
10	400	1,29	0,27	516	108
11	400	2,49	-0,93	996	-372
12	400	2,49	0,27	996	108
13	200	1,6	0,94	320	188
14	214	1,6	2,21	342,4	472,94
15	400	2,8	2,21	1120	884
Sum	5204			-0,5	0,24

På samme vis som ovenstående er det eftervist, at det aktuelle pæleværk kan bære lasten for alle lastkombinationer.

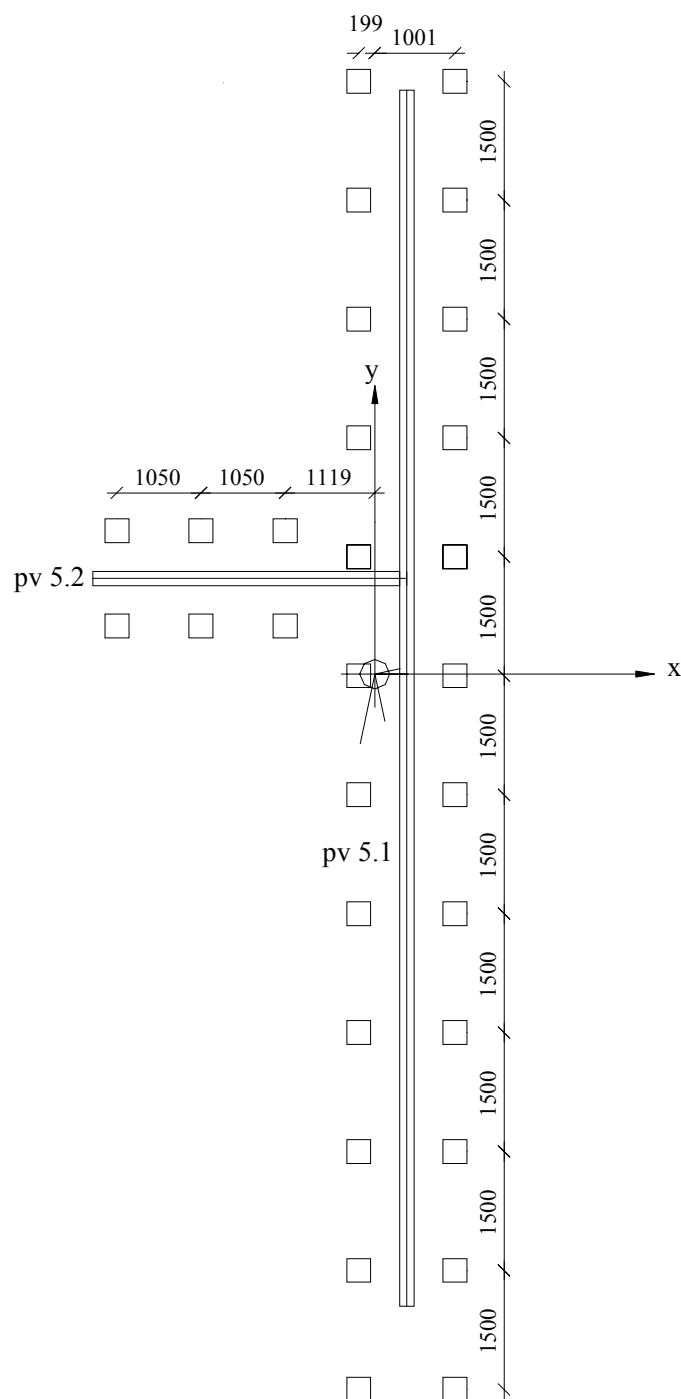
For pæleværk 5 er de dimensionsgivende laster vist i tabel 14-10.

Tabel 14-10: Regningsmæssige laster virkende i pæleværk 5s tyngdepunkt.

Dominerende last:	Vindlast	Nyttelast VM mod vest	Nyttelast VM mod syd
Normalkraft [kN]	8082	8265	8265
M _x [kNm]	-7070	-4935	571
M _y [kNm]	-1457	1044	2657

Ud fra lasterne er excentriciteterne beregnet, jf. tabel 14-11. Excentriciteterne er angivet ud fra det koordinatsystem, der er vist på figur 14-12. Ved den største lodrette last kræves der 21 pæle korrekt

placeret, hvilket er 9 mere end de 30 pæle, som er valgt. Der anvendes denne mængde af pæle, da excentriciteten er meget følsom overfor retningen af den vandrette masselast. Momentligevægten anvendes efter sammen princip som ovenfor, og det er eftervist, at lasten kan fordeles ud til alle pæle ved at vælge nogle som aktive og nogle som passive.



Figur 14-12: Afstande i mm mellem pæle og koordinatsystemet.

Tabel 14-11: Excentriciteten af normalkraften for pæleværk 5.

Dominerende last:		x [m]	y [m]
Vindlast		-0,18	-0,86
Nyttelast	VM mod vest	0,13	-0,60
Nyttelast	VM mod syd	0,32	0,07

Denne løsning kræver, at nogle pæle sidder tættere end 3 gange bredden, hvilket ikke er heldigt i forhold til eventuelle sætninger samt selv ramningen. De to pæle, der er tættest, er placeret med 0,62m mellem dem. Dette vurderes dog at være tilladeligt, da rammemaskinen kræver omkring en halv meter mellem pælene, for at kunne ramme dem.

Som ekstra sikkerhed mod brud støbes de to fundamenter sammen, og der lægges armering mellem dem, så de får en statisk sammenhæng. Dette er skitseret på figur 14-14. Der er ikke udført beregninger af armeringen i dette fundament.

Pæleværk under gulv

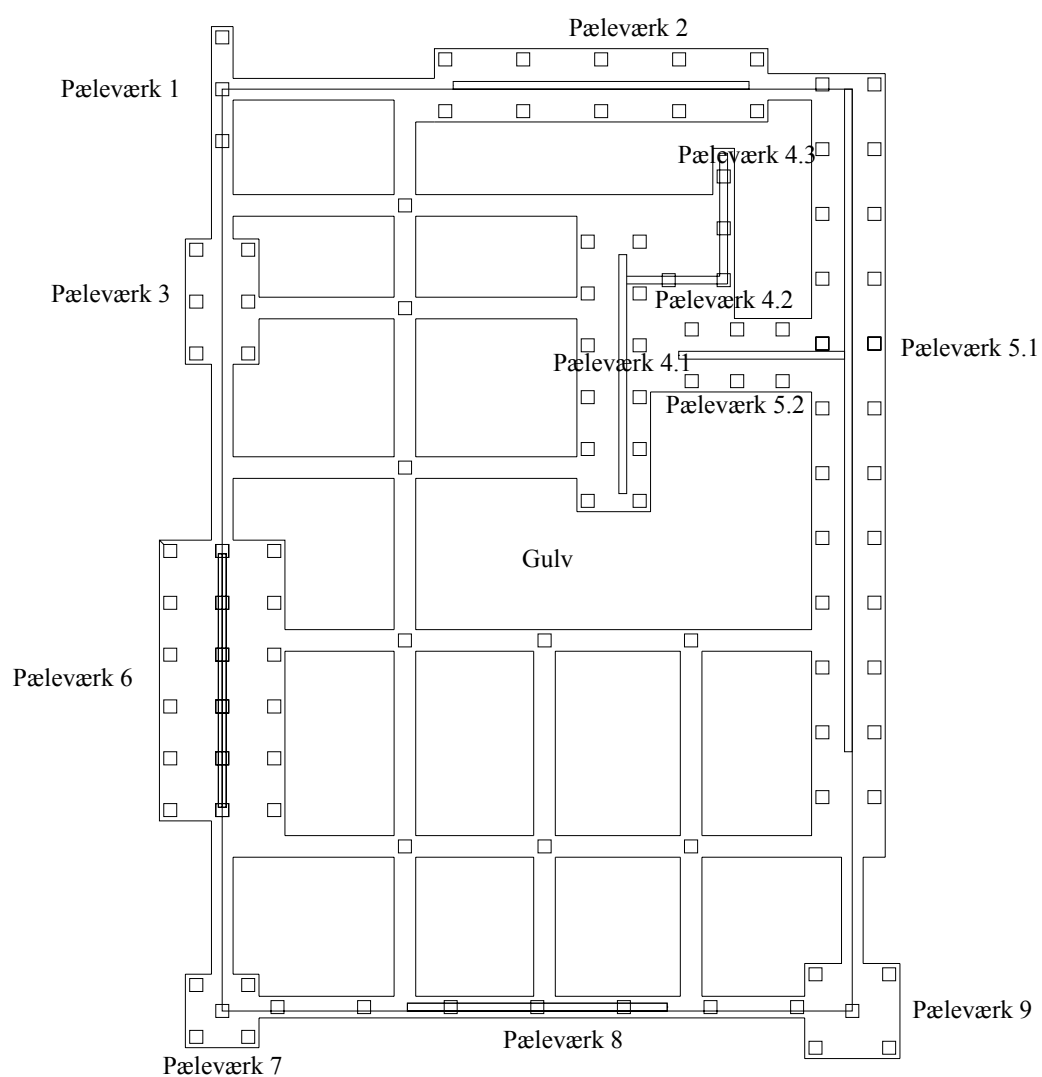
Den samlede last på gulvet er fra gulvets egenlast samt nyttelast. Der er derfor kun en relevant lastkombination, og den giver en fladelast på

$$q = 1 \cdot 6,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,3 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Her er det antaget, at gulvet vejer det samme som en etageadskillelse. Denne last betyder, at hver pæl kan bære 38m^2 gulv. Der er sammenlagt lidt under 320m^2 gulv, hvorved der skal anvendes 9 pæle fordelt jævnt over gulvet. Gulvet skal understøttes af bjælker, der spænder mellem pælene, jf. figur 14-14. På figur 14-14 er alle fundamenter sammensat, og de er vist med de sammenstøbninger, der vurderes bedst. På figur 14-13 vises et eksempel på en gulvkonstruktion, båret af bjælker og pæle.



Figur 14-13: Eksempel på gulvkonstruktion, båret af bjælker og pæle.



Figur 14-14: Samlede fundament under tårnet.

Bæreevnen af fundamenterne under tårnet er hermed eftervist og det næste, der skal udføres er sætningsberegninger i anvendelsesgrænsen.

14.2.4 Anvendelsesgrænsen

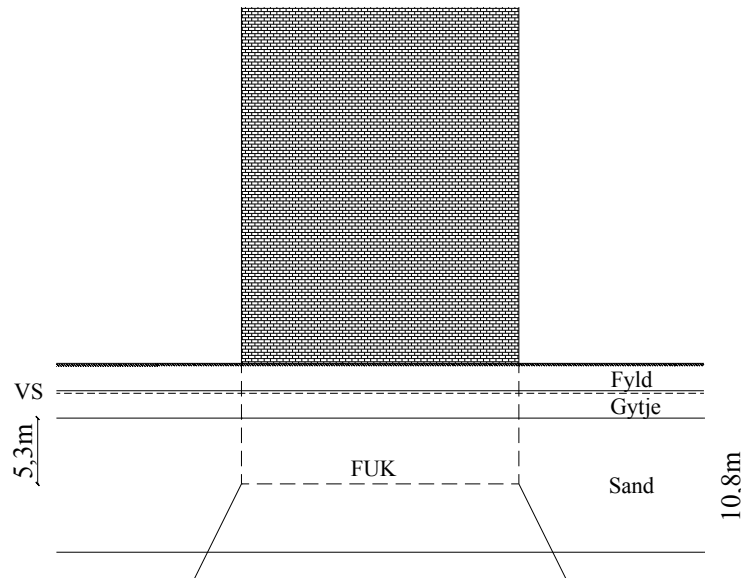
I dette afsnit følger en sætningsberegning for tårnet. Pælespidserne er rammet ned i et sandlag, hvormed der ikke er direkte fare for sætninger, da sætninger i sand foregår momentant med en øget last. Problemet opstår i stedet i lerlaget under sandet, da spændingerne fra pælene føres videre ned igennem sandlaget.

I anvendelsesgrænsen, antages det, at hver pæl viderefører en last i forhold til lastkombination 1 for anvendelsesgrænsen. Det antages også, at pælene er rammet fire meter ned i sandlaget, som foreskrevet i den geotekniske rapport, jf. Appendiks I og pæleværket under tårnet virker som én stor fundamentsflade, da pælene er placeret relativt tæt på hinanden, jf. figur 14-14. Herved antages også, at lasten er ligeligt fordelt ud på pæleværkerne. Desuden tages der højde for trykspredning, hvilket medfører øget areal af belastning på jorden.

Det vurderes ud fra et geologisk basiskort over Aalborg, at det senglaciale ler lag er 10m tykt. Desuden vurderes lerlaget lettere forkonsolideret, men i hvilken grad vides ikke.

Forkonsolideringen indikeres ved boring R103, der viser et ikke lineært stigende vingestyrke og boring B202, der viser en forholdsvis konstant vandprocent ned gennem det sætningsgivende lag. Ved normalkonsolidering stiger vingestyrken med dybden af laget, hvilket ikke er tilfældet i jordprøven [Geoteknik 1, 1984]. Dog beregnes sætningen både for normal- og forkonsolideret lerlag, da virkeligheden vurderes at være et sted midt imellem. Hvis det viser sig, at sætningerne er for store, kræves der udført et konsolideringsforsøg.

Til beregning af sætningen benyttes metoden for fundament på tyndt lerlag [Geoteknik 1, 1984], hvor initialsætninger negligeres. Dette gøres da lerlagets kan forudsættes tyndt i forhold til fundamentsfladens areal, jf. figur 14-15.



Figur 14-15: Tårn med fundamenterens virkemåde og trykspredning.

Til sætningsberegningen benyttes følgende udtryk:

$$\delta = h \cdot \varepsilon$$

hvor

h er dybden af det sætningsgivende lag.

ε er tøjningen for det sætningsgivende lag.

Tøjningen for det sætningsgivende lag ved normalkonsolidering findes ved:

$$\varepsilon = Q \cdot \log \left(\frac{\sigma'_1 + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_1} \right)$$

hvor

Q er dekadehældningen.

$\Delta\sigma'_z$ er den effektive spænding påført af bygningen.

σ'_1 er den effektive spænding i midten af det sætningsgivende lag.

Da der ikke er foretaget noget konsolideringsforsøg, benyttes en skønsmæssig værdi for dekadehældningen der findes ved:

$$Q = \frac{w - 25}{w + 40} \cdot 60$$

hvor

w er vandprocenten i det sætningsgivende lag.

Det skal bemærkes, at ligningen for dekadehældningen kun gælder for organisk, gytjeholdige jordarter. Ligningen benyttes, da der ikke findes en for ler.

Da der i den geotekniske rapport ikke er angivet en vandprocent for det gældende lerlag, benyttes vandprocenten i lerlaget i boring 202 der er midlet til ca. 28% gennem lerlaget .

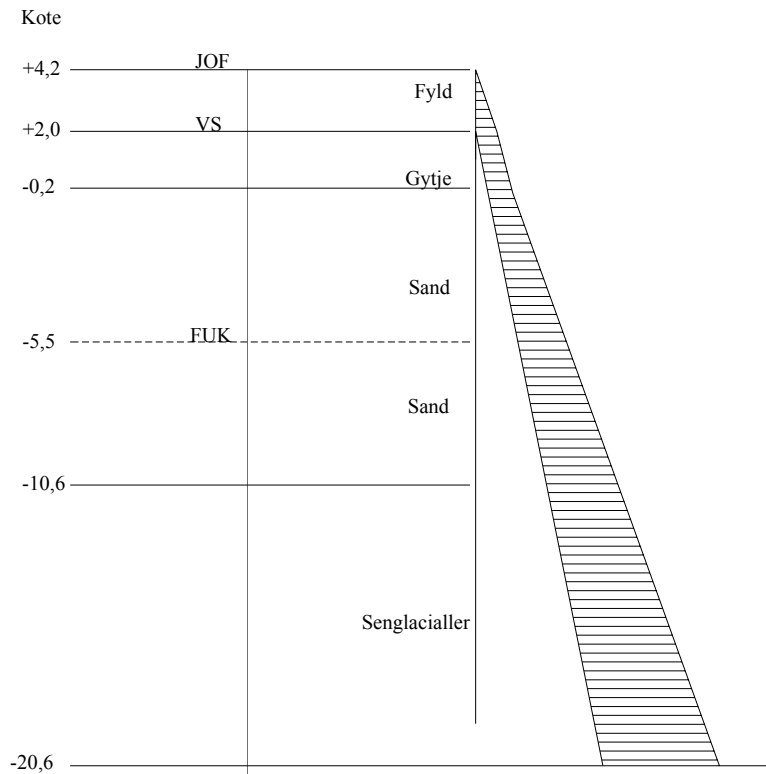
Det giver følgende dekadehældning:

$$Q = \frac{28 - 25}{28 + 40} \cdot 60 = 2,6\%$$

Hernæst bestemmes de effektive spændinger ned igennem jordlaget, jf. tabel 14-12 for lagenes rumvægt og figur 14-16 for lagdeling og spændingsfordeling. Lagdelingen svarer til boring B103, hvor vandspejlet er truffet i kote 2. Desuden er det senglaciale lerlag vurderet til at være 10m tykt.

Tabel 14-12: Karakteristika for jordlag.

Lagdeling, kote	Lagkarakter	Rumvægt	Kilde
+4,2 - +2,0	Fyldlag	17 kN/m ³	Skøn
+2,0 - -0,2	Gytjelag	13 kN/m ³	Skøn
-0,2 - -10,4	Sandlag	18 kN/m ³	Geoteknisk rapport
-10,6 - -20,6	Lerlag	18 kN/m ³	Geoteknisk rapport



Figur 14-16: Spændingsfordelingen ned gennem jordlagene.

Til beregning af den effektive spænding påført af bygningen skal der findes et effektivt areal af fundamentsfladen. Det antages, at spændingen fordeles sig med en trykspredning på 1:2. Det sætningsgivende senglaciale lerlag inddeles i 4 lag, og der gennemføres en beregning for tillægsspændingen i det ene lag. De resterende er vist i tabel 14-13.

Følgende beregningseksempel er foretaget i kote -11,1 hvor det effektive areal for fundamentsfladen er 585m^2 . Den effektive spændings til:

$$\Delta\sigma'_z = \frac{26604\text{kN}}{585\text{m}^2} = 45,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tøjningen findes herfra til:

$$\varepsilon = 0,026 \cdot \log\left(\frac{131,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 45,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{131,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}\right) = 0,003$$

Dette giver følgende sætning:

$$\delta = 1\text{m} \cdot 0,003 = 0,003\text{m} = 0,3\text{cm}$$

Tabel 14-13: Sætninger for pæleværk 6 ved normalkonsolidering.

Lag	h_i [m]	Kote:	σ'_1 [kN/m^2]	$\Delta\sigma'_z$ [kN/m^2]	ε_z	δ_i [cm]
1	1	-11,1	131,2	45,5	0,003	0,3
2	3	-13,1	147,2	38,7	0,003	0,9
3	3	-16,1	171,2	31,1	0,002	0,6
4	3	-19,1	195,2	25,5	0,001	0,3
Σ	10					2,1

For et forkonsolideret lerlag findes sætningen ved:

$$\delta_i = h_i \cdot \frac{\Delta\sigma'_z}{K}$$

hvor

K er konsolideringsmodulen.

Konsolideringsmodulen K findes ved:

$$K = \frac{4000}{w} \cdot c_v$$

hvor

w er vandprocenten.

c_v er lerets forskydningsstyrke.

Lerets forskydningsstyrke findes ved boring B103 til at være $c_v \approx 250 \text{ kN}/\text{m}^2$. Konsolideringsmodulen er herved:

$$K = \frac{4000}{28} \cdot 250 \text{ kN}/\text{m}^2 = 35700$$

Som ved beregningen af lerlaget som normalkonsolideret, gives her et beregningseksempel på snit-tet på figur 14-15 0,5m nede i lerlaget og sætningen fås herfra til:

$$\delta_i = 1\text{m} \cdot \frac{45,5 \text{ kN}/\text{m}^2}{35700 \text{ kN}/\text{m}^2} = 0,0013\text{m} = 0,13\text{cm}$$

I tabel 14-14 følger sætningerne for hele snittet, når den senglaciale ler betragtes som forkonsolideret.

Tabel 14-14: Sætninger for pæleværk 6 ved forkonsolidering.

Lag	h_i [m]	$\Delta\sigma'_z$ [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	$\Delta\sigma'_z/K$	δ_i [cm]
1	1	45,5	0,0013	0,13
2	3	38,7	0,0011	0,33
3	3	31,1	0,0009	0,27
4	3	25,5	0,0007	0,21
Σ	10			0,94

14.3 Vurdering

Det vurderes ud fra den vandrette bæreevne, at det ikke er nødvendigt med skråpæle eller pæle, der kan optage en vandret last, da denne kan optages i sandpuden og under kælderens ved glidningsmodstand.

Bæreevne af alle pæleværker under tårnet er eftervist for de belastninger, der er vurderet til at være de værste for hvert pæleværk. For nogle af pæleværkerne er kravet om en afstand mellem hver pæl på 3 gange pælens bredde ikke overholdt. Denne overskridelse vurderes at være i orden, hvis der ikke er for store sætninger.

Der er ikke foretaget et konsolideringsforsøg og sætningerne er derfor beregnet ud fra skøn. Det bemærkes, at sætningen der forekommer, når det er antaget, at lerlaget ikke er forkonsolideret, er meget afhængig af vandprocenten. Ved at sætte vandprocenten til 30%, bliver sætningen ca. dobbelt så stor, og den er derved ca. 4cm. Der er derfor behov for yderligere dokumentation for lerlagets tilstand og det foreslås, at der udtages prøver til konsolideringsforsøg, hvorved der kan udføres en nøjagtig beregning af sætningerne.

15

ANLÆGSTEKNIK

I denne kapitel behandles de anlægstekniske problemstillinger så som opførsel af byggegrube, forskalling af kælder vægge, montage af byggeelementer, byggepladsindretning, tidsplanlægning samt økonomi, hvor der laves en tilbudskalkulation af det behandlede arbejder. Under opførsel af byggegrube er det forudsat, at alt over jorden i form af asfalt, fliser osv. er fjernet.

15.1 Opførelse af byggegrube

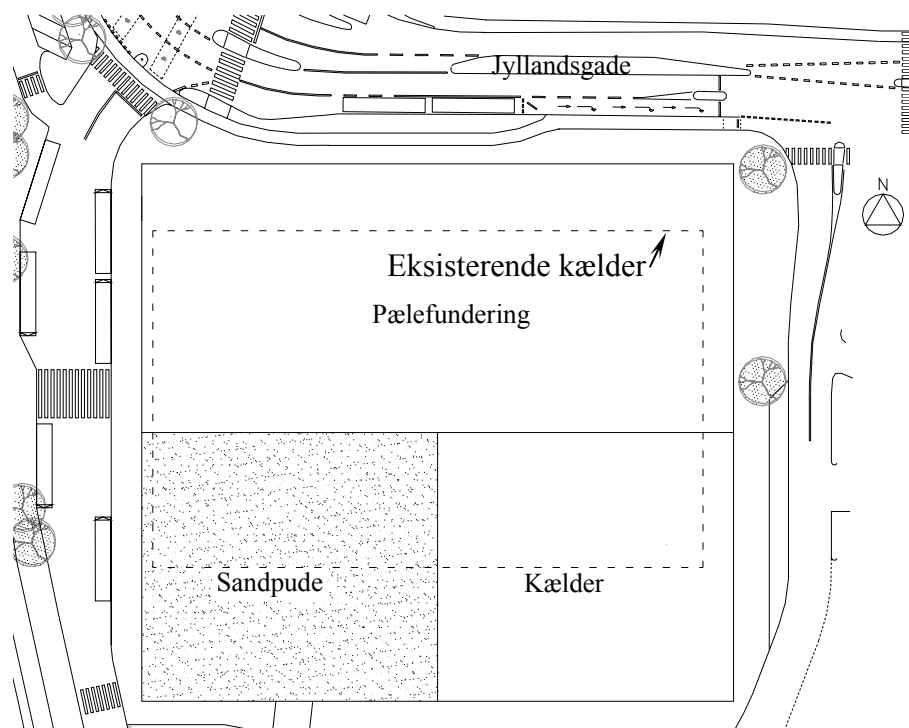
I dette afsnit behandles problemstillingen vedrørende udgravning af byggegruben, hvor det belyses, hvilken fremgangsmåde der anvendes ved nedrivning af den eksisterende kælder, udgravning til sandpude og ny kælder samt opførsel af sandpude. Desuden redegøres der for det valgte materiel til nedrivning af den eksisterende kælder, til udgravning, til flytning af jord samt til komprimering af sandpude.

15.2 Fremgangsmåde til udgravning af byggegrube

Ved start af byggearbejdet ved Kennedy Arkaden skal den eksisterende busterminal nedrives. Under den eksisterende busterminal er der en kælder, der er udført som sikringsrum. Det må derfor forventes, at nedrivningsarbejdet kan blive tidskrævende.

Under Kennedy Arkaden er det bestemt, at der skal være en ny kælder, der skal bruges som lagerplads til butikker. Desuden skal der udføres en sandpude under en del af bygningen, imens resten af Kennedy Arkaden skal pælefunderes, jf. figur 15-1.

Udgravning til sandpude og ny kælder skal påbegyndes på samme tid som nedbrydningen af den eksisterende kælder, da det anbefales, at en grundvandssænkning skal udføres over kortest mulig tid, jf. Appendiks I.



Figur 15-1: Plan over området, hvor det er vist, hvor der skal pælefunderes og sandpudefunderes. Endvidere er placeringen af den eksisterende og den nye kælder vist.

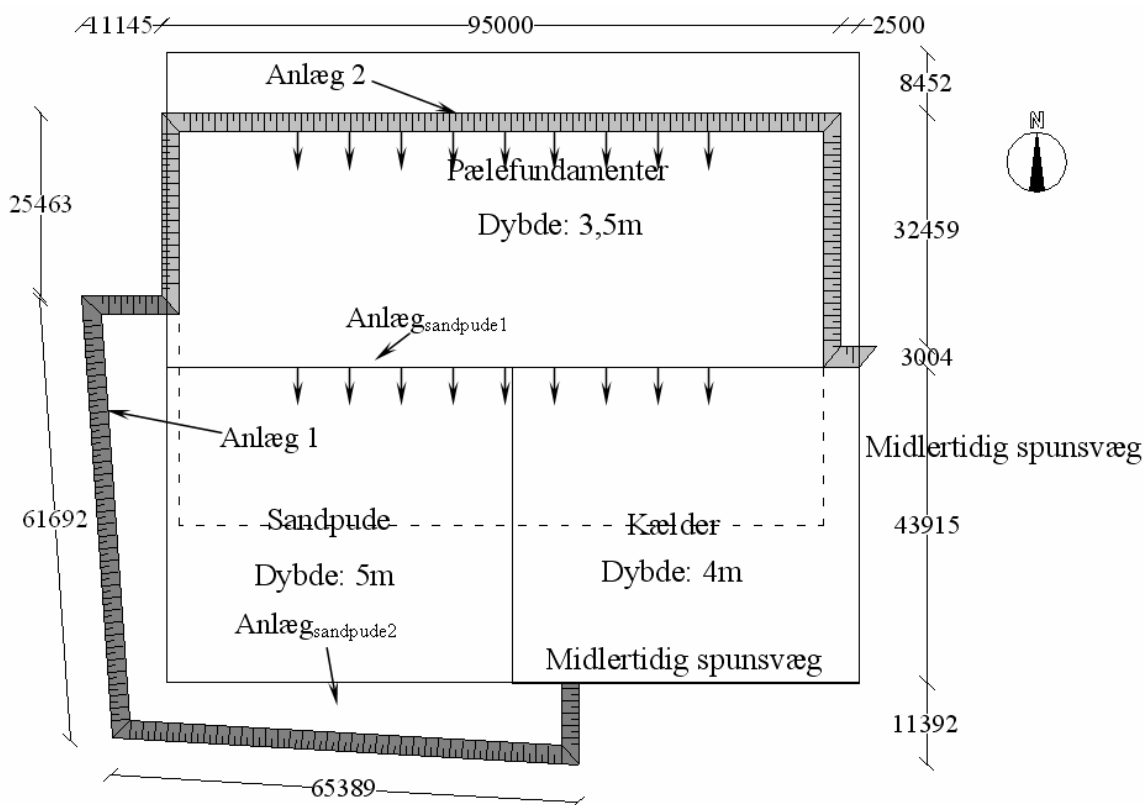
Fremgangsmåden, hvorpå nedrivnings- og udgravningsarbejdet udføres, er som følgende; jorden hele vejen rundt om den eksisterende kælderen udgraves for at sikre nedrivningsarbejdernes sikkerhed inde i den eksisterende kælder mod jordmasser uden om kælderen under nedrivningen. Derefter påbegyndes nedrivningen af den eksisterende kælder, udgravning til sandpude og udgravning til ny kælder på samme tidspunkt, jf. figur 15-2.

Denne fremgangsmåde sikrer mindst tidsspild, hvormed kravet med udførsel af grundvandssænkning over kortest tid overholdes. Den udgravede jordmængde skal flyttes over til det område, som skal pælefunderes, og hvor nedrivningen er gennemført. Denne jordmængde flyttes med en gummi-ged. Resten af den mængde jord der ikke skal genanvendes, bortkøres, herom senere.

15.3 Jordarbejde

I dette afsnit bestemmes mængden af den bortgravede jord til opførsel af sandpude og ny kælder. Desuden bliver en eventuel jordmængde, til genanvendelse/bortkørsel bestemt.

Dybderne, hvortil udgravning til sandpude og ny kælder skal foregå, er vist på figur 15-2, se eventuelt tegning A1. Desuden er dybderne, arealerne der skal udgraves i, samt mængden af den bortgravede jord opstillet i tabel 15-1.

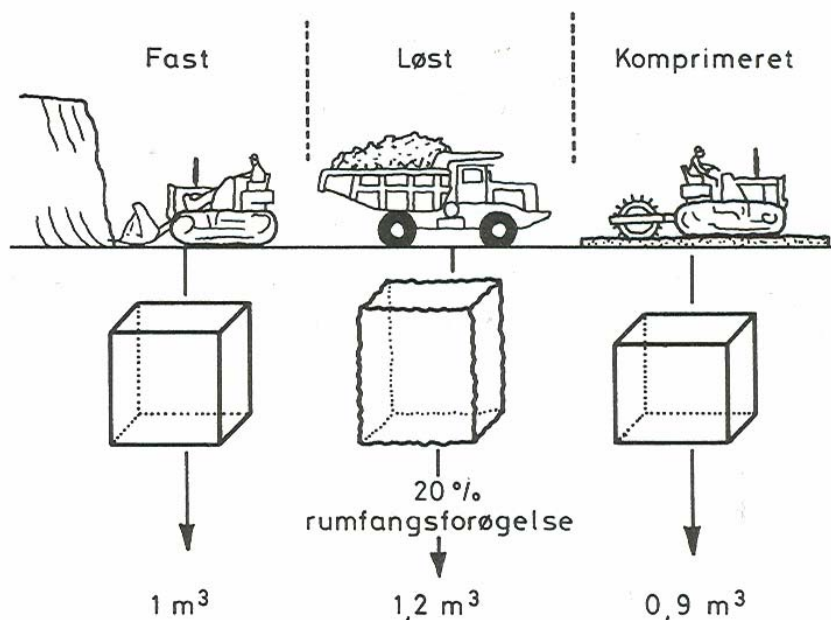


Figur 15-2: Dybder hvortil der skal graves i byggegruben. På figuren er anlæg 1 vist med mørkegrå farve, imens området med anlæg 2 er vist med lysegrå farve. Desuden er det vist med pile, hvor der skal startes med at nedrive og udgrave.

Tabel 15-1: Dybderne, arealerne, samt volumen af udgravet jord.

	Dybder [m]	Areal [m ²]	Volumen (fast jord) [m ³]
Sandpude	5	1400,9	7004,5
Ny kælder	4	1169,5	4678,0
Anlæg 1	5	358,1	895,3
Anlæg 2	3,5	391,7	685,5
Jord under eksisterende kælder	0,5	1028,2	514,1
Jord under eksisterende kælder	1	958,1	958,1
Σ			14735,5

Til den i tabel 15-1 bestemte jordmængde, kommer der et tillæg på 20%. Tillægget skyldes en rumfangsforøgelse fra fast til løs jord, jf. figur 15-3.



Figur 15-3: Jordens tilstandsformer.

Mængden af den udgravede jord fylder i løst form:

$$V_{\text{bortgravet}} = 14735,5 \cdot 1,2 = 17682,6 \text{ m}^3$$

15.3.1 Genanvendelse og bortkørsel

Mængden af jord, der skal genanvendes til opfyldning, bestemmes ud fra det delareal af den eksisterende kælder, som skal erstattes med jord, hvor der skal pælefunderes. Mængden af den jord, der skal genanvendes er bestemt i tabel 15-2.

Tabel 15-2: Mængden af den udgravede jord, som skal genanvendes.

	Dybder [m]	Areal [m ²]	Volumen [m ³]
Eksisterende kælder- Pælefundering	3,5	2966,7	10383,5
Anlæg 2	3,5	391,7	685,5
Anlæg _{sandpude1}	3,5	84,7	148,3
Anlæg _{sandpude2}	4,3	800,5	1721,1
Σ			12938,4

Der skal her gøres opmærksom på, at den udgravede jordmængde ikke skal komprimeres, da bygningen skal pælefunderes.

Mængden af den udgravede jord, som skal bortkøres, bestemmes ud fra differensen mellem den udgravede jordmængde og den genanvendte jordmængde, jf. tabel 15-3.

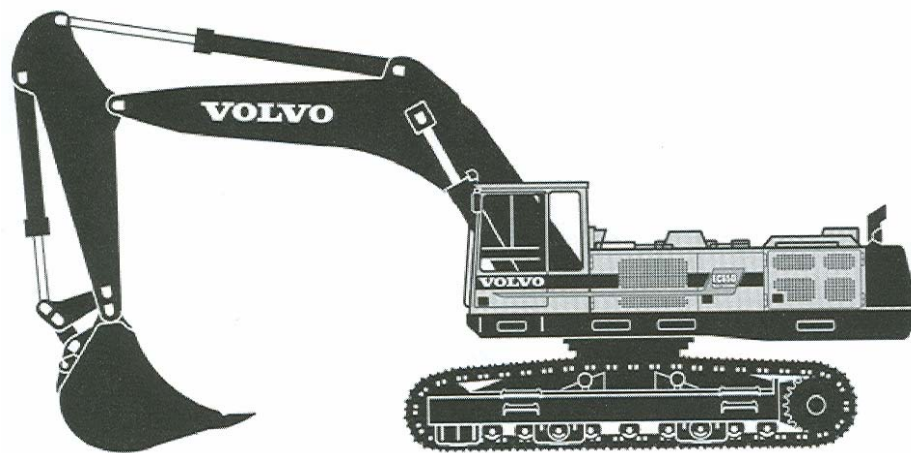
Tabel 15-3: Mængden af den udgravede jord, som skal bortkøres.

	Volumen [m ³]
Udgravede jord	17682,6
Genanvendt jord	12938,4
Mængden der skal bortkøres	4744,2

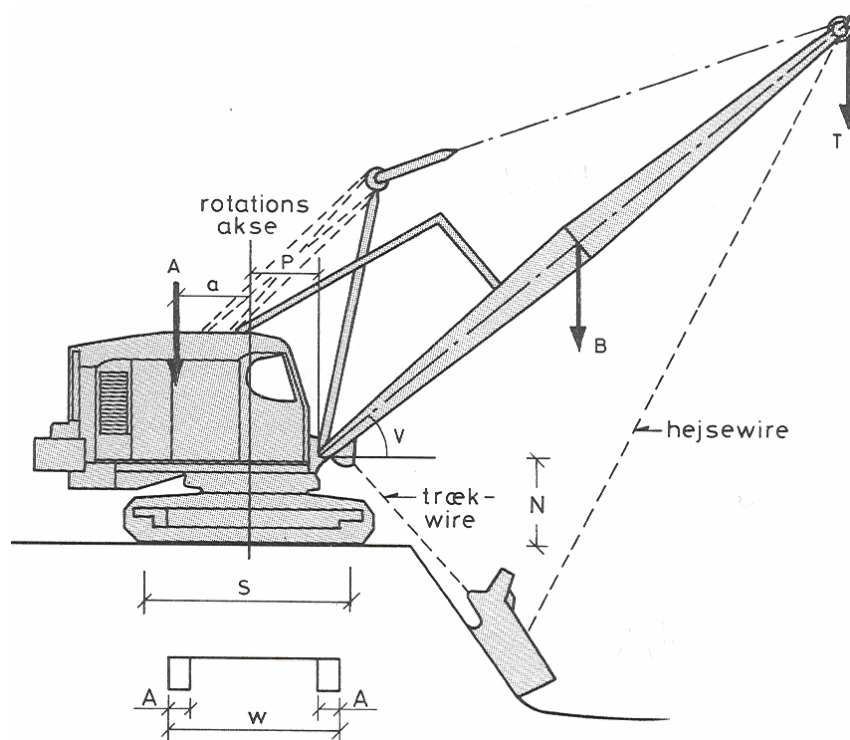
I det følgende bestemmes det nødvendige materiel til udgravning af jord, hvorefter materiellet til bortkørsel af den jordmængde, der ikke skal genanvendes, bliver bestemt.

15.3.2 Valg af materiel til bortgravning

I det følgende vurderes fordele og ulemper for en hydraulisk gravemaskine og en slæbeskovlmaskine. Disse maskiner er vist på henholdsvis figur 15-4 og figur 15-5.



Figur 15-4: Hydraulisk gravemaskine.



Figur 15-5: Slæbeskovlmaskine.

Fremgangsmåden for en slæbeskovlmaskine er som følger, bommen holder skovlen over det område, hvor der skal graves, hvorefter der gives slip for hejsewire, så skovlen bliver presset ned i jorden. Derefter trækkes skovlen ind til maskinen med trækwiren. Denne fremgangsmåde er meget upræcis og svær at anvende ved områder, hvor der eksempelvis er vægge.

Da gravemaskinen skal grave jorden op omkring den eksisterende kælder, vurderes det at en hydraulisk gravemaskine er bedre end en wiretrukken maskine, idet den hydraulisk gravemaskine er mere præcis til at grave jorden op ved den eksisterende kælders vægge end slæbeskovlmaskinen.

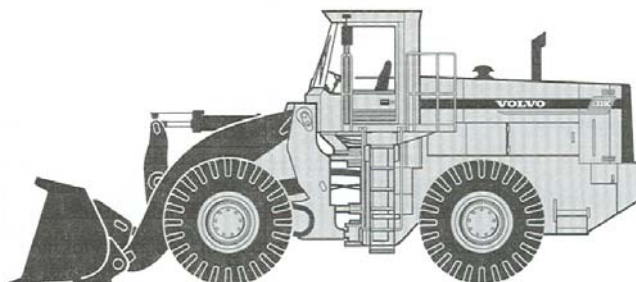
Desuden er en hydraulisk gravemaskine mere effektiv end en slæbeskovlmaskine. Idet en hydraulisk gravemaskine med en skovlstørrelse på 2m^3 har en effektivitet på omkring $270 \frac{\text{m}^3}{\text{time}}$ i råjord, imens en slæbskovlmaskine med en skovlstørrelse på 2m^3 kun har en effektivitet på omkring $210 \frac{\text{m}^3}{\text{time}}$ i råjord. [Anlægsteknik 1, 2004]

Endvidere har en hydraulisk gravemaskine en optimal gravedybde på 6,5m for en skovlstørrelse på 2m^3 , imens en slæbskovlmaskine kun har en optimal gravedybde på 3,3m ved en skovlstørrelse på 2m^3 ved råjord. [Anlægsteknik 1, 2004]

Det vurderes derfor, at hydraulisk drevne maskiner er hurtigere, stærkere og mere nøjagtige end wiretrukne maskiner.

Det vælges at benytte stationært materiel til udgravning af jord. Ved stationært materiel forstås gravemaskiner, som må aflevere jorden ved siden af sig og lade andet materiel om at transportere det videre. Til denne maskintype hører de hydrauliske grave maskiner. [Anlægsteknik 1, 2004]

Det vælges i det følgende at benytte en hydraulisk gravemaskine af typen RH16 PMS, jf. figur 15-4. Endvidere benyttes to gummigeder af typen 950G, jf. figur 15-6, den ene til flytning af jorden på byggepladsen, imens den anden skal bruges til nedrivning af den eksisterende kælder. Efter at gravearbejdet er afsluttet skal den første gummiged bruges til at flytte sand til sandpuden, mere herom senere.



Figur 15-6: Læssemaskine.

Specifikationerne for maskinerne er vist i tabel 15-4. [Anlægsteknik 1, 2004]

Tabel 15-4: Specifikationer af den udvalgte maskiner [Anlægsteknik 1, 2004].

Hydraulisk gravemaskine	Gravedybde [m]	Skovlstørrelse [m ³]
RH16 PMS	6,3	1,85
950G	-	2,7

Til gummigeden, der skal bruges til nedrivning af den eksisterende kælder, udskiftes skovlen med en hydraulisk hammer af typen SOOSAN SB151TS-P, jf. figur 15-7.



Figur 15-7: Hydraulisk hammer.

Specifikationer for den valgte hammer er opstillet i tabel 15-5.

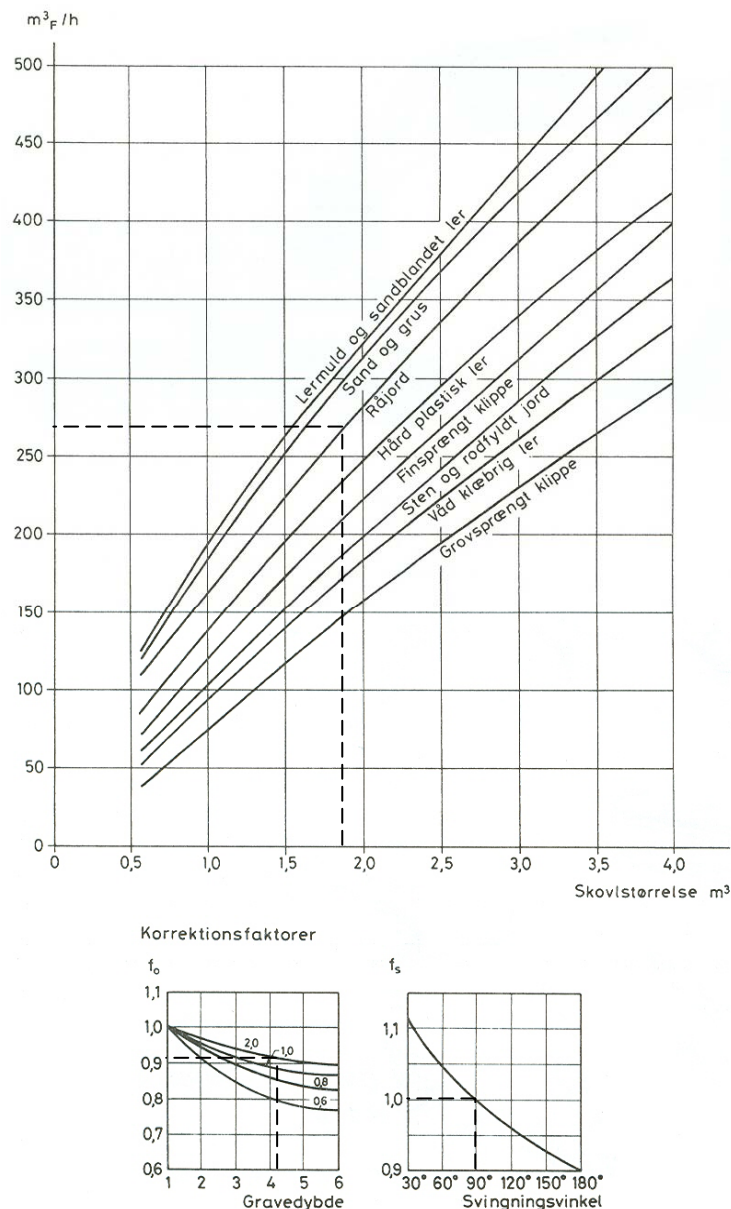
Tabel 15-5: specifikationer for den hydrauliske hammer.

Driftvægt	3991 kg
Højde inkl. mejsel	3764 mm
Hammer tryk	160-180 bar
Mejseldiameter	175 mm
Mejselvægt	247 kg
85db(A) radius	38-45 m
Bæremaskine	35-50 ton

Det vurderes ud fra den valgte hammer type, at nedrivningsarbejdet af den eksisterende kælder, vil varer i en måned med en gummiged. Hvis denne arbejdstid ikke overholdes, skal der bruges flere gummigeder. Desuden skal det bemærkes, at der ikke ses på bortkørsel af den nedrevne betonkælder.

Gravemaskinen, RH16 PMS, vælges ud fra dens store gravekapacitet, som for råjord er på $265 \text{ m}^3/\text{time}$, jf. figur 15-8.

Gummiged vælges, da det vurderes, at dens skovl størrelse giver en tilstrækkelige effektivitet og at den er optimal til at flytte jord over kortere afstande.



Figur 15-8: teoretisk ydeevne for hydraulisk gravemaskine for forskellige jordtyper [Anlægsteknik 1, 2004].

Den ovenfor bestemte gravekapacitet skal dog korrigeres for gravedybden, svingningsvinklen og effektiviteten. Dette gøres ved hjælp af formel (15.1):

$$P_{\text{korrigeret}} = 265 \frac{\text{m}^3}{\text{time}} \cdot f_o \cdot f_s \cdot c \quad (15.1)$$

hvor

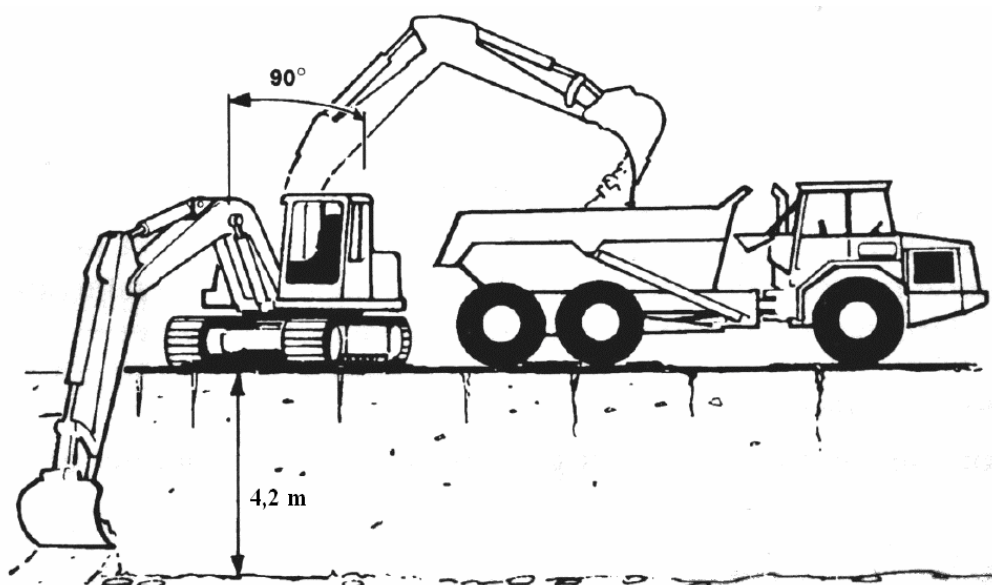
$P_{\text{korrigeret}}$ er den korrigerede gravekapacitet $\left[\frac{\text{m}^3}{\text{time}} \right]$.

f_o er korrektionsfaktoren for gravedybden.

f_s er korrektionsfaktoren for svingningsvinklen.

c er korrektionsfaktoren for effektiviteten.

Udførelsesmetoden for udgravningen er vist på figur 15-9.



Figur 15-9: Udførelsesmetoden. Figuren viser den gennemsnitlige gravedybde, samt svingningsvinklen, som gravemaskinen udfører.

Figur 15-9 viser den gennemsnitlige gravedybde på 4,2m. Desuden viser figur 15-9 svingningsvinklen på 90° , som gravemaskinen udfører, når den skal flytte jorden til transportvognen. Med den bestemte gennemsnitlige gravedybde på 4,2m og en skovlstørrelse på $1,85\text{m}^3$, findes f_o ved aflæsning på figur 15-8 til:

$$f_o = 0,91$$

Af samme figur bestemmes f_s ud fra svingningsvinklen til:

$$f_s = 1,0$$

Den teoretiske produktionsformel reducerer gravemaskinens produktion yderligere vha. effektivitetsfaktoren c :

$$c = k_p \cdot k_f \cdot k_s \cdot k_k \cdot k_a \cdot k_{le} \quad (15.2)$$

hvor

k_p er personfaktoren, som er et udtryk for små pauser og præcisionsniveau hos maskinføreren. Normalt regnes med 50 minutters arbejde af en time, hvilket medfører at $k_p = \frac{50}{60} = 0,83$. Der tages hensyn til, at gravemaskinen er afhængig af, hvor god vognmanden er.

k_f er kvalifikationsfaktoren, der vurderer førerens dygtighed. $k_f = 1,15$, svarende til dygtig fører.

k_s er sigtbarhedsfaktoren, som er et udtryk for nedsat arbejdstempo grundet dårlig sigtbarhed, $k_s = 1,0$, da etablering af byggegrube sker om sommeren.

k_k er koblingsfaktoren, som anvendes, når flere maskiner arbejder sammen. $k_k = 0,9$, da gravemaskinen skal arbejde sammen med vogne til bortkørsel af jord.

k_a er arbejdets artfaktor, der afhænger af, om gravemaskinen kan arbejde frit. $k_a = 1,0$ grundet gravemaskinen ikke skal tage hensyn til omkringliggende bygninger.

k_{le} er læsseeffektivitetsfaktoren, som udtrykker, hvor let det er for gravemaskinen, at komme af med jorden igen. $k_{le} = 0,9$, da gravemaskinen læsser fra samme niveau som køretøjerne, se figur 15-9.

Ud fra formel (15.2) fås en effektivitetsfaktor på:

$$c = 0,83 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 0,77$$

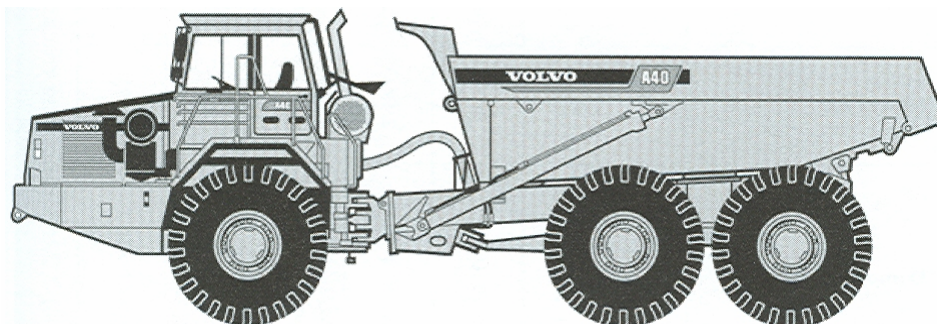
Den praktiske gravekapacitet for den valgte gravemaskine bestemmes nu ved ud fra formel (15.1):

$$P_{\text{korrigeret}} = 256 \text{ m}^3/\text{time} \cdot 0,91 \cdot 1,0 \cdot 0,77 = 186,4 \text{ m}^3/\text{time}$$

15.3.3 Valg af maskiner til bortkørsel

Mængden af den jord, som ikke skal genanvendes, skal bortkøres til Affalds og Genbrugscenter Rørdal i Aalborg Øst, der tager imod jorden. Ruten fra Kennedy Arkaden til Affalds og Genbrugscenter Rørdal er ca. 7km [Aalborg Renovation, 2005].

Til bortkørsel af jord vurderes der i det følgende to typer transportmaskiner, hvor den mest egnet udvælges. Det vælges at sammenligne en dumper af typen Dumper D250 E, jf. figur 15-10 med en lastbil af typen Scania R124CB, jf. figur 15-11.



Figur 15-10: Dumper D250 E.



Figur 15-11: Lastbil Scania R124CB.

Lastbilen har den fordel, at tophastigheden er høj i forhold til dumperen, samtidig med, at den er billigere at leje. Derudover er det vurderet, at lastbilen er bedre egnet til at transportere jorden væk på offentlige veje end dumperen, idet jordtrykket fra en lastbil er mindst, hvorved vi belaster kommune veje mindst. I tabel 15-6 er ovenstående opsummeret, hvor lastbilen sammenlignes med dumperen. Det ses tydeligt at lastbilen er den bedste.

Tabel 15-6: Sammenligning mellem lastbil og dumpere.

	Lastbil	Dumpere
Tophastighed	70 km/time	50 km/time
Nyttelast [kg]	18000kg	22680kg
Total vægt	32000kg	44280kg
Pris	476kr	1900kr
Støj	+	-

Det er derfor valgt at anvende en lastbil. Specifikationerne for lastbilen er opstillet i Tabel 15-7: Specifikationerne for Scania R124CB. tabel 15-7.

Tabel 15-7: Specifikationerne for Scania R124CB.

	Scania R124CB
Total vægt [kg]	32.000
Nyttelast [kg]	18.000
Volumen af læs med løst jord [m ³]	18

Antal lastbiler

Til bestemmelse af antal lastbiler skal omløbstiden for en lastbil bestemmes. Omløbstiden består af en gravemaskinetid, en kørselstid tur/retur, en manøvreringstid ved vending samt en eventuel ventetid. Omløbstiden bestemmes med formel (15.3).

$$T = t_g + t_k + t_a + t_m \quad (15.3)$$

hvor

t_g er gravetiden [min].

t_k er kørselstiden [min].

t_a er aflæsningstiden. $t_a = 0,5 \text{ min}$ [min].

t_m er manøvreringstiden. $t_m = 2 \text{ min}$, da det vurderes, at lastbilen skal vende ved aflæsningsstedet [min].

Ved beregning af kørselstiden, forudsættes gennemsnitlige hastigheder på tur/ retur ruterne. Der antages en hastighed på turen til Affalds og Genbrugscenter Rørdal på 40 km/time imens returen til

Kennedy Arkaden køres med en hastighed på 40 km/time. Da afstanden til Affalds og Genbrugscen-
ter Rørdal i Aalborg Øst er på 7km bliver kørselstiden:

$$t_k = \frac{7\text{km}}{40\text{km/time}} + \frac{7\text{km}}{40\text{km/time}} = 0,35 \text{ timer} = 21\text{min}$$

Gravetiden, som gravemaskinen tager for at læsse en lastbil, beregnes af formel (15.4).

$$t_g = t_l + t_{ko} = \frac{V_{t,fast}}{P_{korrigeret}} \cdot 60 + t_{ko} \quad (15.4)$$

hvor

t_l er læssetiden [min].

t_{ko} er koblingstiden. $t_{ko}=0,2\text{min}$, da der er mulighed for ringkørsel [min].

$V_{t,fast}$ er muligt læssevolumen på lastbilen [m^3].

$P_{korrigeret}$ er produktionen af gravearbejdet af gravemaskinen [m^3/time].

$V_{t,fast}$ er volumen af fast aflejring, som en lastbil kan transportere [m^3] og bestemmes som den mind-
ste af følgende to beregninger. Den første tager højde for volumenet af maksimal læs, imens den
anden tager højde for hvor meget jorden vejer:

$$V_{t,fast} = \frac{18\text{m}^3}{1,2} = 15\text{m}^3 \quad \text{eller} \quad V_{t,fast} = \frac{18000\text{kg}}{17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} = \frac{180\text{kN}}{17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} \approx 10,5\text{m}^3$$

Der med bliver den maksimale volumen fast jord pr. læs $10,5\text{m}^3$.

Gravetiden bestemmes ved formel (15.4) til:

$$t_g = \frac{10,5\text{m}^3}{186,4\text{m}^3/\text{time}} \cdot 60 + 0,2\text{min} = 3,6\text{min}$$

Omløbstiden for en lastbil bestemmes nu ved formel (15.3) til:

$$T = 3,6 + 21 + 0,5 + 2 = 27,1\text{min}$$

Ud fra den beregnede omløbstid samt gravetiden, kan det nødvendige antal lastbiler, n_t , bestemmes ved formel (15.5):

$$n_t = \frac{T}{t_g} = \frac{27,1 \text{ min}}{3,6 \text{ min}} \approx 8 \text{ lastbiler} \quad (15.5)$$

Ventetiden t_v i forbindelse med gravearbejdet og transporten, ved brug af otte lastbiler bestemmes ved formel (15.6) til:

$$t_v = n_t \cdot t_g - T = 8 \cdot 3,6 - 27,1 = 1,8 \text{ min} \quad (15.6)$$

Den effektive produktion for en gravemaskine og otte lastbiler for fast lejring beregnes ved formel (15.7):

$$P = \frac{V_{t, \text{fast}}}{t_g} \cdot 60 \quad (15.7)$$

Den effektive produktion bliver med formel (15.7):

$$P = \frac{10,5 \text{ m}^3}{3,6 \text{ min}} \cdot 60 = 175 \frac{\text{m}^3}{\text{time}}$$

15.3.4 Opførsel af sandpude

Sandpuden skal opføres efter at gravearbejdet er færdigt. For at sandpuden skal have de ønskede styrke- og deformationsegenskaber, skal den komprimeres.

Sandpuden opføres ved at påfylde en halv meter sand, hvorefter en komprimeringsmateriel skal presse det. Derefter påfyldes en halv meter sand igen og proceduren gentages indtil sandpudens overkant ligger i jordniveauet. Det er vurderet at vibrering af sandpuden ikke vil medføre sætninger på de omkringliggende bygninger.

Til opførsel af sandpuden udvælges materiel til komprimering af sand, lastbiler henter sand, hvorefter kommer en gummiged og flytter sandet hen til sandpuden, For sand anbefales det at benytte en glatvalset ståltromle, jf. figur 15-12, [Anlægsteknik 1, 2004].



Figur 15-12: Glatvalset ståromle.

For tilkørsel af sand vælges at benytte lastbiler af typen Scania R124CB, jf. figur 15-11. Til opførsel af sandpude er det nødvendig sandmængde beregnet i tabel 15-8.

Tabel 15-8: Nødvendig sandmængde.

	Dybde [m]	Areal [m ²]	Volumen [m ³]
Sandpude	5	2128,6	10643
Anlæg _{sandpude1}	3,5	84,7	148,3
Anlæg _{sandpude2}	4,3	800,5	1721,1
Σ			12512,4

Denne sandmængde er det komprimerede sandvolumen, derfor skal den omregnes til løst sandvolumen for at vide, hvor meget sand lastbilerne skal transportere. Den nødvendige sandmængde bliver:

$$V_{\text{sand}} = \frac{12512,4 \text{ m}^3 \cdot 1,2}{0,9} = 16683,2 \text{ m}^3$$

Da sands rumvægt er $2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$, må en lastbil kun bære 9 m^3 , idet den maksimale nyttelast den valgte lastbil har, er på 18.000kg. Dermed er det nødvendige antal vognlæs:

$$n_{\text{vognlæs}} = \frac{16683,2 \text{ m}^3}{9 \text{ m}^3} \approx 1854 \text{ vognlæs}$$

15.3.5 Tidsforbrug til jordarbejde

Tidsforbruget til bortkørsel af jord, beregnes ud fra den mængde jord, der skal fjernes, samt den effektive produktion for gravemaskinen og lastbilerne. Der arbejdes 8 timer om dagen eksklusiv pauser.

$$T_{\text{jord,bortkørsel}} = \frac{4744,2\text{m}^3}{175 \frac{\text{m}^3}{\text{time}} \cdot 8 \frac{\text{timer}}{\text{dag}}} \approx 4\text{dage}$$

Til beregning af tidsforbruget for flytning af den mængde jord, der skal genanvendes på pladsen, antages det, at gummigeden er mere effektiv end gravemaskinen, da skovlstørrelsen for gummigeden er større end gravemaskinens, jf. tabel 15-4, hvorved tiden til genanvendelse af jorden kun afhænger af gravemaskinens effektivitet.

Tidsforbruget for oplagring af den jord, der skal genanvendes, beregnes til:

$$T_{\text{jord,genanvendes}} = \frac{12938,4\text{m}^3}{186,4 \frac{\text{m}^3}{\text{time}} \cdot 8 \frac{\text{timer}}{\text{dag}}} \approx 8,7\text{dage}$$

Det samlede tidsforbrug for udgravning af jord, samt påfyldning af jord og bortkørsel er herved bestemt til 11,2 arbejdsdage.

Det vælges, at sandpuden skal udføres over 20 døgn, hvorfor det bestemte antal vognlæs skal deles over 20 døgn. Antallet af vognlæs pr. time bliver:

$$n_{\text{vognlæs/time}} = \frac{1854\text{vognlæs}}{20\text{døgn} \cdot 8 \frac{\text{timer}}{\text{døgn}}} \approx 12 \frac{\text{vognlæs}}{\text{time}}$$

Det bemærkes her, at der er konflikt i tiden i forhold til støbning af kældervægge, hvorfor sandpuden op mod kældervæggen først kan udføres omkring 20 dage senere. Det vurderes, at lastbilerne har en omløbstid på 25min, hvorfor antallet af nødvendige lastbiler bliver:

$$n_{\text{lastbiler}} = \frac{12 \frac{\text{vognlæs}}{\text{time}}}{60\text{min}} \cdot 25\text{min} = 5\text{lastbiler}$$

En tidsplan for arbejdet er vist i tabel 15-9.

Tabel 15-9: Tidsplan over jordarbejdet.

	Nedrivning af eksisterende kælder	1 Gummiged til nedrivning af kælder	Udgravning af jord	1 Hydraulisk Gravemaskine	8 Lastbiler til bortkørsel af jord	1 Gummiged til flytning af jord, som skal genanvendes	Glatvalset ståltromle til komprimering af sand	5 Lastbiler til at hente sand
Dag 1								
Dag 2								
Dag 3								
Dag 4								
Dag 5								
Dag 6								
Dag 7								
Dag 8								
Dag 9								
Dag 10								
Dag 11								
Dag 12								
Dag 13								
Dag 14								
Dag 15								
Dag 16								
Dag 17								
Dag 18								
Dag 19								
Dag 20								
Dag 21								
Dag 22								
Dag 23								
Dag 24								
Dag 25								
Dag 26								
Dag 27								
Dag 28								
Dag 29								
Dag 30								
Dag 31								

15.4 Forskalling til kældervæg

I det følgende behandles støbningen af kældervæggen, som skal in-situ støbes. Emner som forskalling, udførelsesmetode og et forventet tidsforbrug til den samlede støbning af væggen vurderes.

Den nævnte beton og armering i dette afsnit behandles kun ud fra et anlægsteknisk synspunkt, hvorved sammensætning, styrke og mængde ikke behandles, men forudsættes i orden.

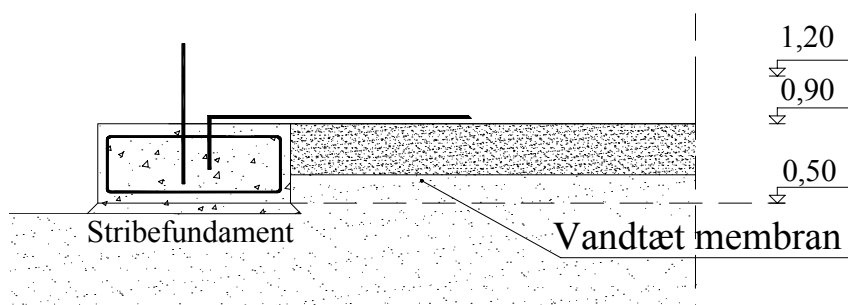
Betonen, der anvendes til støbningen af kældervæggen, er en portlandflyveaskecement i aggressiv miljøklasse, hvilket betyder et krav om et dæklag på 30mm plus tolerance. Betonens skal proportioneres med $\gamma_c = 0,40$.

Der indledes med en situationsbeskrivelse af problematikken vedrørende den nye kælder.

15.4.1 Situationsbeskrivelse

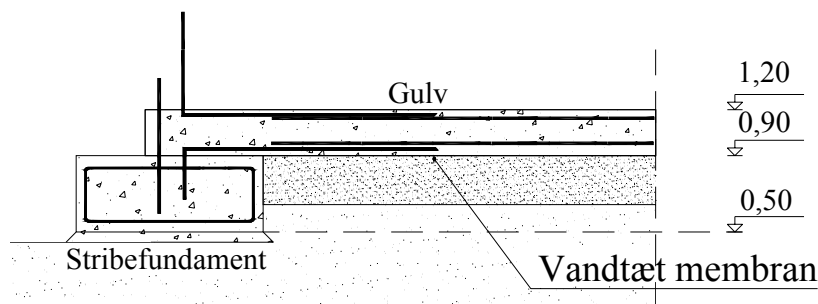
Der fokuseres på kældervæggen, der in-situ støbes med kældergulvet og dækket. Selve støbningen af gulvet og dækket er ikke behandlet i dette arbejdsblad, men samlingen mellem kældervæg og kældergulv skitseres for at sikre, at den valgte udførelses metode til væggen er i overensstemmelse med de faktiske forhold i forbindelse med støbning af hele kælderen.

På grund af vandtrykket på kældergulvet skal samlingen mellem dæk og gulv udformes med tilstrækkelig armering. Stribefundamentet under kældergulvet skal støbes på et renselag, hvorefter der fyldes sand indenfor stribefundamentet, jf. figur 15-13. Derudover er det vigtigt, at der udlægges en vandtæt membran før støbningen af gulvet, så der ikke kan trænge vand op gennem kældergulvet.



Figur 15-13: Til venstre er stribefundamentet støbt, og der er placeret armering til samlingen mellem gulv og væg.

Efter støbning af kældergulvet bemærkes det, at der er bukket armering op fra både stribefundamentet og kældergulvet, hvorved der opnås en solid samling, jf. figur 15-14. Der arbejdes videre fra situationen skitseret på figur 15-14.



Figur 15-14: Principskitse af sammenhængen mellem kældergulvet og kældervæggen.

Forskallingen til væggen skal placeres ovenpå og ved siden af gulvet, hvorved gulvet skal have tilstrækkelig styrke, inden væggen kan støbes. Forskallingen bygges op omkring den færdige armering, hvor armeringen til væggen er bundet sammen med armeringen i kældergulvet.

I forbindelse med armeringen vælges det at benytte præfabrikeret armeringsnet til dæk og vægge, og da den resterende bygning opføres med elementer, bortfalder behovet for at have armeringslager, klippe- og bukkebord på byggepladsen. Det må dog forventes, at der skal være tilstrækkelig bukkeværktøj til rådighed på pladsen, da armeringen i væggen skal bindes sammen med armeringen i kældergulvet.

Præfabrikeret armering sparer endvidere tid, da der på grund af vandtryk og jordtryk skal bruges betragtelige mængder netarmering i konstruktionen, hvilket er tidskrævende at binde på byggepladsen.

I det følgende vurderes forskellige materialer til forskallingen.

15.4.2 Valg af forskallingsmateriel

Valget af forskallingsmateriale står mellem den traditionelle udformning af forskalling i træ og en systemforskalling i form af Manto storkassetter af typen XXL. Disse to typer forskalling holdes op mod det aktuelle behov for kældervæggen. Vurderingen af forskallingen baseres dermed på faktorer som krav til betonoverflade, genanvendelsesmuligheder, arbejdstid, pris og nødvendigt formtryk.

Fordele og ulemper ved de to forskallinger opstilles efter en nærmere kortlægning af kravene, hvorudfra der vælges en forskalling.

Formtryk på forskalling

Det skal sikres, at den anvendte forskalling har tilstrækkelig bæreevne, så formen og dermed betonen ikke ødelægges.

Trykket, som betonen leverer på formen, er givet ved:

$$P_{\max} = \rho_{\text{beton}} \cdot \left(c_1 \cdot \sqrt{v} + c_2 \cdot K \cdot \sqrt{h_{\text{form}} - c_1 \cdot \sqrt{v}} \right) \quad [\text{Anlægsteknik 1, 2004}]$$

hvor

c_1 er en formparameter, som for en væg sættes til 1.

c_2 er en materialeparameter, som for den valgte beton er 0,3.

v er støbehastigheden, som vurderes at være 2 m/h .

h er formhøjden.

K er en temperaturkoefficient givet ved:

$$K = \left(\frac{36}{t + 16} \right)^2$$

hvor

t er betonens udstøbningsstemperatur, som forudsættes at være 15°C .

Formtrykket bestemmes hermed til:

$$P_{\max} = 23,50 \text{ kN/m}^3 \cdot \left(1 \cdot \sqrt{2 \text{ m/h}} + 0,3 \cdot \left(\frac{36}{15 + 16} \right)^2 \cdot \sqrt{4 \text{ m} - 1 \cdot \sqrt{2 \text{ m/h}}} \right)$$

$\Updownarrow$

$$P_{\max} = 48,5 \text{ kN/m}^2$$

Forskallingen skal hermed være i stand til at modstå et formtryk på $48,5 \text{ kN/m}^2$, hvorved det første krav til forskallingen er fastlagt.

Krav til betonoverflade

På betones inderside ønskes der en jævn og glat overflade.

En træforskalling benyttes ofte til støbninger, hvor der ikke stilles krav til overfladen, et sådant tilfælde kunne være kælderens yderside.

En systemforskalling har en mere jævn og homogen overflade, hvorved den ønskede kvalitet af kældervægge nemmere opnås. Desuden vurderes træ, at medføre ru væg og systemforskalling en glat væg

Genanvendelse af forskalling

I forbindelse med genanvendelse skal forskallingen være nem at rengøre, og der skal være mulighed for, at formen uden videre kan genbruges.

De to typer forskalling kan begge genanvendes, men det må dog bemærkes, at systemforskallingen er nemmere at flytte, da den er spændt sammen med formklamper. En træforskalling vil typisk være sammenholdt af søm, hvorved en flytning af forskallingen kræver mere arbejde.

Arbejdstid vedrørende opstilling og nedtagning af forskalling

Arbejdstiden for de to forskallinger vurderes ud fra et forventet mandtimeforbrug pr. m² forskalling. Vurderingen er overslagsmæssigt baseret på opbygning af 400m² forskalling på en 3,5m høj væg, [Anlægsteknik 2, 2003]. Tidsforbruget er angivet i tabel 15-10.

Tabel 15-10: Tidsforbrug ved opsætning og nedtagning af forskalling.

$\frac{mh}{m^2}$	Træforskalling	Systemforskalling
Arbejdsmængde 400m ²	1	0,7

Den bedste forskalling med hensyn til arbejdstiden er hermed systemforskallingen.

Økonomi

Begge forskallingstyper kan genbruges flere gange, hvorved økonomien udelukkende vurderes ud fra den krævede arbejdstid. Der skal bruges 30% mindre arbejdstid ved systemforskallingen, hvorved denne forskalling er billigere.

Valg af forskalling

De forskellige krav til forskallingen er opsummeret i tabel 15-11.

Tabel 15-11: Opsummering af fordele og ulemper ved forskalling.

	Krav til forskalling	Træforskalling	Systemforskalling
Formtryk	$48,5 \text{ kN/m}^2$	varierende	80 kN/m^2
Krav til overflade	Glat	-	+
Genanvendelse	Ja	+	+
Arbejdstid mh/m^2	Mindste	1	0,7
Økonomi pris/m^2	Billigste	-	+

Ud fra tabel 15-11 vurderes det, at den bedste forskalling til det aktuelle job er en systemforskalling, hvorved der arbejdes videre med denne løsning.

15.4.3 Udførelsesmetode

I det følgende beskrives udførelsen af den samlede proces i forbindelse med støbning af kældervæggen.

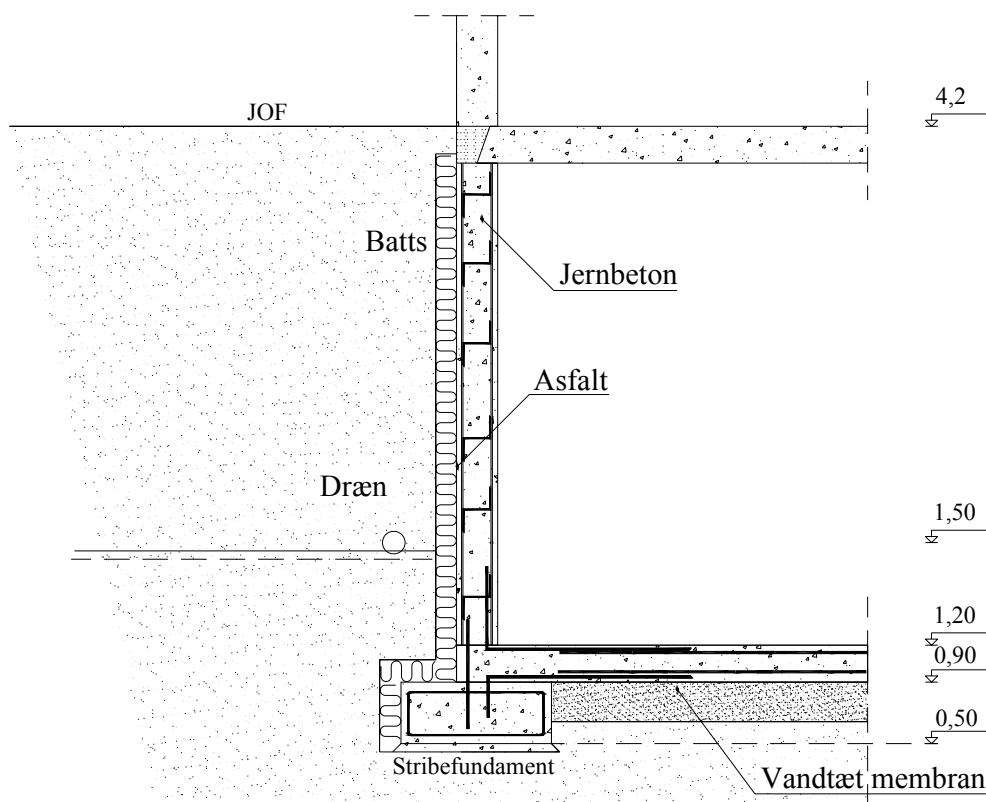
Udførelse af kældervæg

Der må ikke udføres en permanent grundvandssænkning, hvorfor kældervæggen udføres med et vandtæt lag. Dette vandtætte lag udføres som et tyndt asfaltlag, og der anvendes desuden udvendig isolering i form af batts, jf. figur 15-15.



Figur 15-15: Tænkt udformning af kælder, hvor der nederst til højre er et lag asfalt, mens der midt på billedet ses isolering i form af batts.

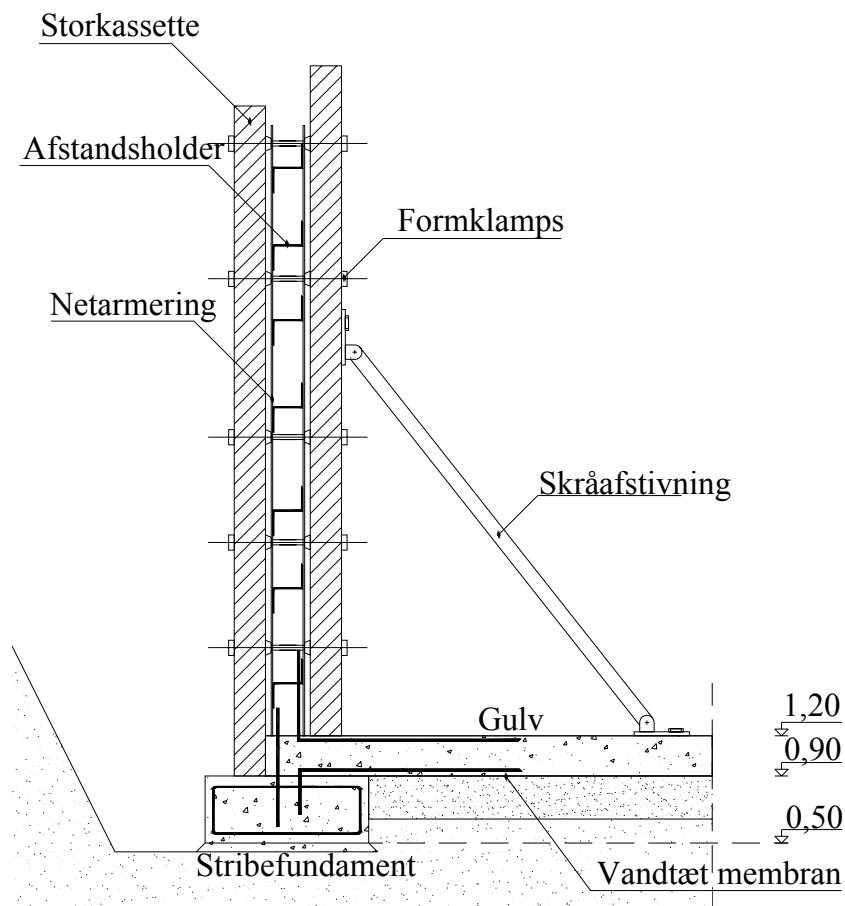
For at sikre at vandspejlet ikke kommer over kote 1,5, anlægges der et omfangsdræn i denne kote. Dette dræn medfører ikke en permanent grundvandssænkning, da vandspejlet naturligt står omkring kote 1,5. Opstalten af den færdige løsning er skitseret på figur 15-16.



Figur 15-16: Opstalt af kældervæg.

Forskalling til væggen

Den valgte systemforskalling er et storkassettesystem af typen Manto XXL, som leveres i varierende dimensioner. Kældervæggens højde er 2,70m, hvorved det vælges at benytte en storkassette med en højde på 3m. Den valgte forskalling placeres på begge sider af væggen, hvilket er illustreret på figur 15-17.



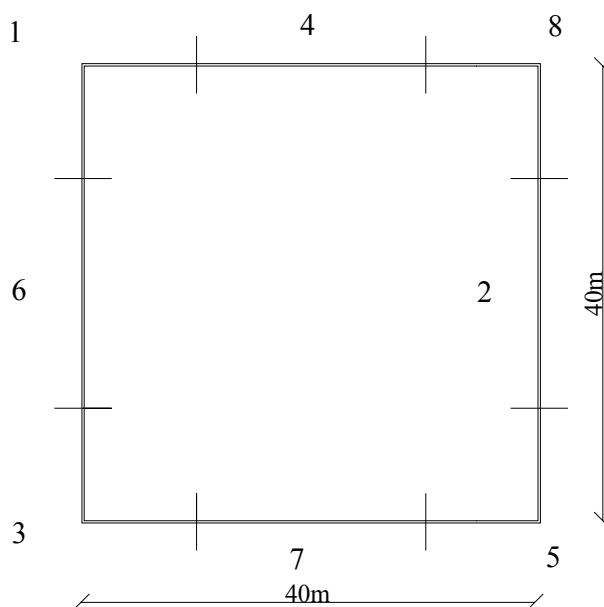
Figur 15-17: Placering af forskalling til væggen.

Den valgte forskalling holdes sammen med formklamper, mens kældervæggens foreskrevne armeringsplacering sikres med afstandsklodser. Forskallingen skal endvidere sikres med skråafstivninger efter anvisning fra producent, hvorved stabiliteten er sikret.

Støbningsprocessen

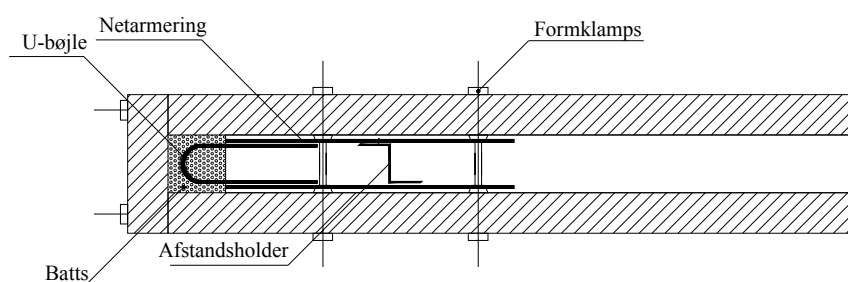
I det følgende gennemgås støbningsprocessen af kældervæggene.

Kælderen har en dimension på $40 \times 40\text{m}$, hvorved støbningen kan foretages i etaper, hvilket minimerer mængden af forskalling. Støbningen af kælderen opdeles i 8 etaper af 20m , jf. figur 15-18.



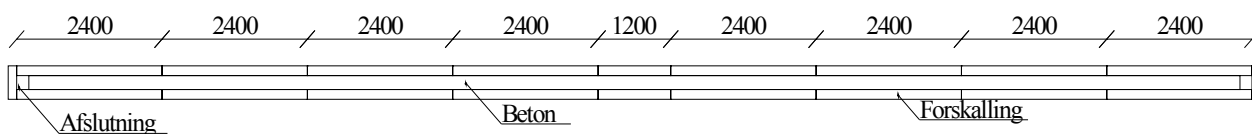
Figur 15-18: Inddelingen af kælderen i støbningsetaper.

Væggene skal være forskydningsoverførende, hvilket gøres ved at flette netarmeringen i de enkelte vægge sammen. I forbindelse med støbningen skal der derfor gøres plads i formen til, at U-bøjler fra væggen kan blottes og senere støbes sammen med næste etape. En del af armeringen holdes derfor fri af støbningen ved at indlægge et lag batts i formen, jf. figur 15-19. Battsene fjernes efter aforskalling og forventes at kunne genanvendes.



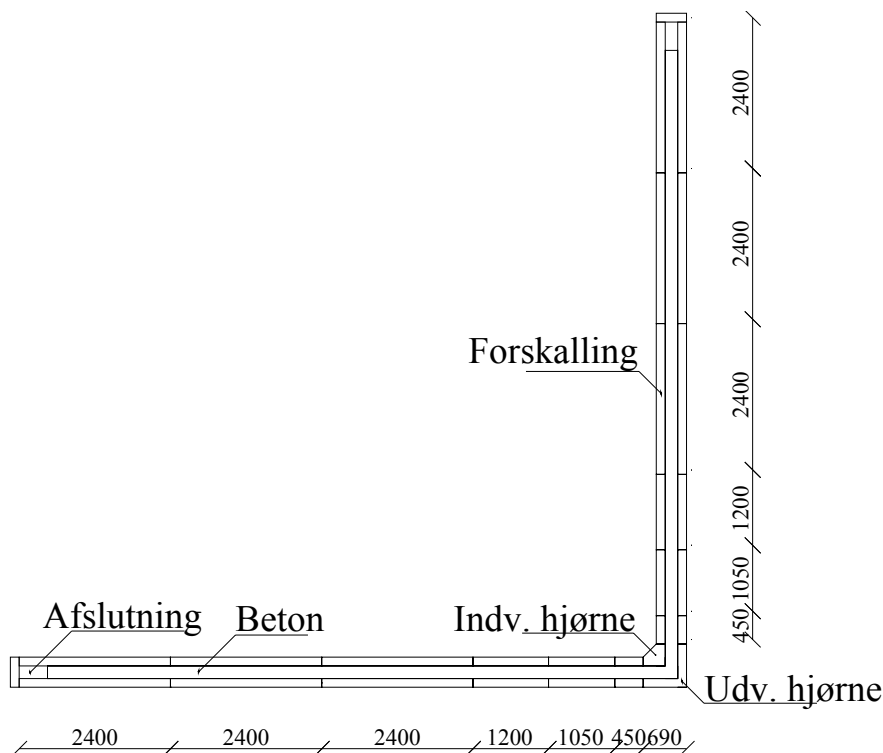
Figur 15-19: Illustration af afslutningen af en etape, hvor der tages højde for, at armeringen i væggene skal flettes sammen.

Den tosidede forskallingsopbygning for en lige etape er illustreret på figur 15-20, hvor målene af forskallingen endvidere er angivet.



Figur 15-20: Opbygning af forskalling til en lige etape.

Forskallingen til en hjørneetape er illustreret med mål på figur 15-21.



Figur 15-21: Opbygning af forskalling til hjørne etape.

Det vælges at arbejde med et sjak på 5 mand på pladsen. Sjakket forventes at være to dage om at rigge armering og forme til for hver etape. I denne tid er sammenbindingen af armering i gulvet og væggen medtaget. Endvidere forventes sjakket at kunne bidrage med støbning og afforskalling. Med denne arbejdsopdeling skal det bemærkes, at der kan forekomme lange arbejdsdage for sjakket, hvilket dog accepteres for at sikre kontinuiteten i støbningen.

Selve støbningen foregår med beton, som leveres fra eksternt firma, hvormed støbningen først foretages dagen efter, at formen forventes klar. Den leverede beton skal være af en sådan kvalitet, at der uden problemer kan foretages en afforskalling af væggen efter 2 dage. Det forventes, at der skal

anvendes plastificerende stoffer i betonen, der det er en høj væg, hvorfor betonen skal være bearbejdelig.

Der kan ikke støbes torsdag og fredag, da en afforskalling om mandagen vil være besværlig på grund af, at betonen kan brænde fast i formen.

Arbejdsplanen for støbning af kælderen er angivet i tabel 15-12.

Tabel 15-12: Arbejdsskema for støbning, hvor tallene refererer til etapeinddelingen, jf. figur 15-18.

Dag	Forskalling	Støbning	Afforskalling
Mandag	1		
Tirsdag	1		
Onsdag	2	1	
Torsdag	2		
Fredag	3		1
Mandag	3	2	
Tirsdag	4	3	
Onsdag	4		2
Torsdag	5		3
Fredag	5		
Mandag	6	4+5	
Tirsdag	6		
Onsdag	7	6	4+5
Torsdag	7		
Fredag	8		8
Mandag	8	7	
Tirsdag		8	
Onsdag			7
Torsdag			8

Materiale opgørelse

Ud fra arbejdsplanen kortlægges behovet for forskalling på det kritiske tidspunkt til at omfatte to lige etaper og en enkelt hjørne etape. Den nødvendige forskallingsmængde er opgjort i tabel 15-13.

Tabel 15-13: Materialeopgørelse for forskalling.

Storkassette	Mål [m]	Antal
Kassette 1	2,4×3	44
Kassette 2	1,2×3	8
Kassette 3	1,05×3	4
Kassette 4	0,45×3	4
Kassette 5 (indvendige hjørne)	0,35×0,35×3	1
Kassette 6 (udvendige hjørne)	0,69×0,69×3	1

I forbindelse med montagen af forskallingen skal der udover den angivne mængde forskalling bruges en gummiged til transport. Transport med maskinen på pladsen er nødvendig, da den største kassette vejer 344kg, hvilket sjakket ikke må håndtere.

15.4.4 Vurdering

Støbningen af kældervæggene tager 4 arbejdsuger, og der skal bruges et sjak på 5 mand til opgaven. Sjakket skal have adgang til en gummiged i de 4 uger. Endvidere må der reserveres plads på byggepladsen til opmagasinering af forskallingen i de perioder, hvor den ikke bruges.

15.5 Montagearbejde

I dette afsnit bestemmes en plan for montagearbejdet af råhuset for Kennedy Arkaden. Denne plan udarbejdes kun for tårnet på Kennedy Arkaden. Tårnet har otte etager, hvor stueetagen er 5m høj og de øvrige etager 3,4m. Der er den samme opbygning af bærende elementer på alle etager, jf. kapitel 9. Indledningsvis beskrives logistikken omkring montagearbejdet

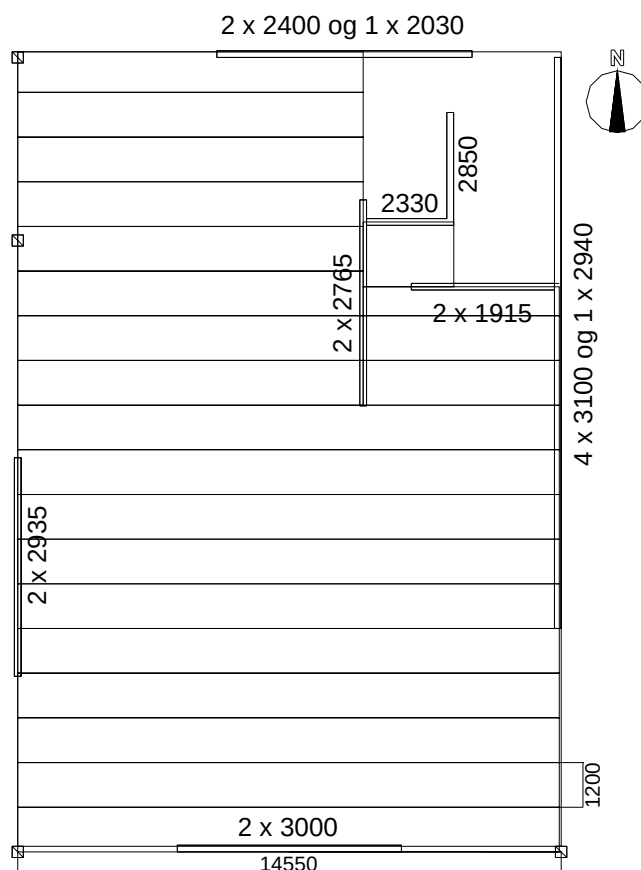
15.5.1 Planlægning

Det er vigtigt, at logistikken omkring montagearbejdet er god, således at de rigtige elementer er på byggepladsen, når de skal bruges. Ved at styre leveringen af elementerne efter princippet ”Just in time” kan der opnås fordele som en reduceret procestid og en nedbringning af svind og spild. Såfremt lastbilen er forsinket, vil montagesjakket også blive forsinket.

For at følge op på planlægningen foretages en modtagekontrol af elementerne. Denne kontrol foretages af byggelederen på pladsen, og det undersøges, om der er overensstemmelse mellem rådgiverens specifikationer, de bestilte produkter og de leverede produkter. Derudover skal elementerne undersøges for eventuelle skader.

15.5.2 Elementtyper

De forskellige elementtyper, der anvendes til tårnet, er søjler, bjælker, vægelementer og dækelementer. I det følgende gennemgås hvilke elementer, der skal bruges i stueetagen. Der anvendes samme antal og størrelse på de øvrige etager, bortset fra en mindre højde og dermed også egenvægt. De elementer, der anvendes til stueetagen, er vist i tabel 15-14, jf. desuden figur 15-22.



Figur 15-22: Inddeling af elementer.

Elementerne monteres fra øst mod vest, idet lastvognene, der kommer med elementerne, skal parkere vest for bygningen, da det ikke er ønskeligt, at foretage løft over allerede monterede elementer. På en etage monteres først vægge og søjler, derefter bjælker og til sidst monteres dækelementerne.

Det forudsættes, at krantiden for et element er 6 minutter. Denne tid er en gennemsnitstid og indeholder både anhugning af elementet og selve transporten med kranen.

Montagetiden M og fugetiden F er fastsat ud fra [Anlægsteknik 2, 2003]. I tabel 15-14 ses specifikationer på elementer i stueetagen i tårnet og i tegning A3 ses montageplanen.

Tabel 15-14: Elementer i stueetagen i tårnet.

Søjler	Dimension [b×l×h]	Vægt [t]	Antal	M [mh/stk]	F [mh/stk]
	300×300×4700	0,99	4	0,9	0,1
Bjælker	Dimension [b×l×h]	Vægt [t]	Antal	M [mh/stk]	F [mh/stk]
	180×3980×300	0,51	1	0,57	0,13
	180×4900×300	0,62	1	0,57	0,13
	180×5830×300	0,74	1	0,57	0,13
	180×4700×300	0,60	1	0,57	0,13
	180×6000×300	0,76	1	0,57	0,13
Vægge	Dimension [b×l×h]	Vægt [t]	Antal	M [mh/stk]	F [mh/stk]
	220×2935×4700	5,84	2	1	0,38
	180×3000×4700	5,96	2	1	0,38
	180×2400×4700	4,77	2	1	0,38
	180×2030×4700	4,04	1	1	0,38
	180×3030×4700	6,02	1	1	0,38
	180×2150×4700	4,27	1	1	0,38
	180×2765×4700	5,50	2	1	0,38
	180×1915×4700	3,81	2	1	0,38
	180×3100×4700	6,16	4	1	0,38
	180×2940×4700	5,85	1	1	0,38
Dæk	Dimension [b×l×h]	Vægt [t]	Antal	M [mh/stk]	F [mh/stk]
	1200×14500×300	10,61	10	0,25	0,39
	1200×9250×300	6,77	7	0,25	0,39
	1090×9250×300	6,15	1	0,25	0,39
	1200×5250×300	3,84	2	0,25	0,39
	780×5250×300	2,5	1	0,25	0,39
	1740×2420×300	2,57	1	0,25	0,39

Den samlede montagetid for søjlerne i stueetagen beregnes som i følgende eksempel, idet der udover kranføreren er to mand i et sjak.

$$t = 4\text{stk} \cdot \left(\frac{0,9 \frac{\text{mh}}{\text{stk}} + 0,1 \frac{\text{mh}}{\text{stk}}}{2\text{mand}} + 0,1 \frac{\text{h}}{\text{stk}} \right) = 2,4\text{h}$$

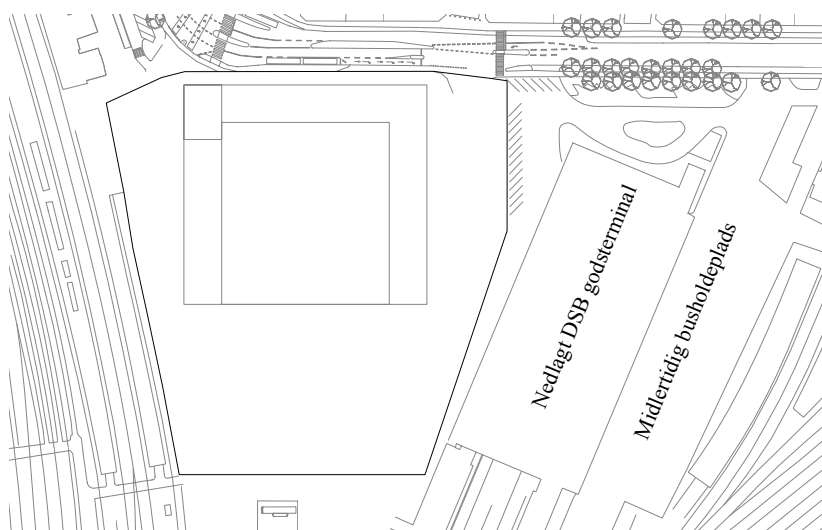
På tilsvarende vis beregnes montagetiden for de andre elementtyper og for de øvrige etager.

Den samlede montagetid for tårnet bliver derved 224,9h, hvilket svarer til 5,6 uger ved en arbejdsuge på 5 dage á 8 timer.

I følgende afsnit behandles indretning af byggepladsen, for at sikre orden på byggepladsen.

15.6 Indretning af byggeplads

Inden byggeriets start skal den offentlige trafik, der benytter busterminalen, omlægges. Denne trafik omlægges til øst for den nedlagte DSB godsterminal, jf. figur 15-23.



Figur 15-23: Den offentlige trafik henlægges til en midlertidig plads øst for DSB's nedlagte godsterminal.

I det følgende beskrives indhegning af området, vand- og elforsyningen, placering af skurby, valg af kraner og kørearealerne på byggepladsen.

15.6.1 Indhegning

Indhegning af byggepladsen har to formål: at sørge for at uvedkommende ikke kan komme ind på byggepladsen samt at besværliggøre tyveri af materiel og byggematerialer. Det bemærkes i den anledning, at der skal anskaffes aftale med et vagtfirma.

Ved Kennedy Arkaden er der et eksisterende trådhegn mod vest, der sørger for, at folk ikke kan komme ind på DSB's banelegeme. Dette hegn anvendes som en del af indhegningen af byggepladsen. Mod syd og øst placeres et tilsvarende trådhegn med en sikkerhedsafstand på mindst 8m. Ud mod Jyllandsgade opstilles et plankeværk med tæt beklædning, så trafikanterne ikke kan kigge ind på byggepladsen. Desuden kan sikkerhedsafstanden på 8m ikke overholdes, og det vurderes derfor mere sikkert for fodgængere med et plankeværk end et trådhegn. Efterhånden som bygningen bliver højere, skal der etableres et sikkerhedsnet fra toppen af bygningen ned til plankeværket, så der ikke kan ryge materialer eller værktøj ud på fortovet.

15.6.2 Forsyning

Det er vigtigt, at vandforsyningen på byggepladsen er i orden både med hensyn til skurbyen, men også til eksempelvis blanding af beton. Det forudsættes, at byggepladsen kan tilkobles det eksisterende forsyningsnet, og at der er tilstrækkelig kapacitet i dette net til at forsyne byggepladsen gennem hele byggeperioden, idet byggepladsen ligger midt i Aalborg.

Elforsyningen på byggepladsen skal tilkobles den nærmeste transformerstation, da der er meget strømkrævende materiel på byggepladsen, eksempelvis fire tårnkraner.

Desuden skal der i starten af byggeprocessen anskaffes en nødgenerator til grundvandssænkingsanlægget. Denne generator skal træde i kraft i tilfælde af strømsvigt, så byggegruben ikke oversvømmes.

Afhængig af årstiden kan det være nødvendigt med belysning på byggepladsen, således der gennemføres et behageligt arbejdsmiljø. Fejlbelysning kan forårsage langsommere arbejde og dårligere præcision og i værste tilfælde arbejdsulykker. Herudover kan dårlig belysning forårsage fysiske men så som hovedpine og træthed. Det foreskrives, at montagearbejde kræver 300 lux [Anlægstek-

nik 1, 2004], hvilket der skal tages hensyn til under opstilling af lyskilder. Der skal gøres opmærksom på, at eventuelle master til ophæng af lys ikke må placeres således, de er til gene for kraner.

15.6.3 Skurby

Skurbyen placeres i byggepladsens nordvestlige hjørne, hvor der samtidig er indkørsel til byggepladsen fra Jyllandsgade. Herved kan byggelederen have overblik over alle materialer, der kommer til byggepladsen. Der anvendes containerskure, så skurvognene kan placeres oven på hinanden og derved fylde mindst muligt arealmæssigt, jf. figur 15-24.



Figur 15-24: Skurvognopstilling på byggeplads.

Det er ikke muligt at placere parkeringspladser ved skurbyen. Der anlægges derfor en midlertidig parkeringsplads umiddelbart øst for byggepladsen ved siden af den nedlagte godsterminal.

15.6.4 Kraner

Under montagearbejde arbejdes der med store elementer, der skal fragtes over forholdsvis store afstande. Derfor er det nødvendigt med noget materiel, her i form af kraner, der kan assistere med dette. Som valg af kran vælges en tårndrejekran med bom, jf. figur 15-25. Denne type kran udmær-

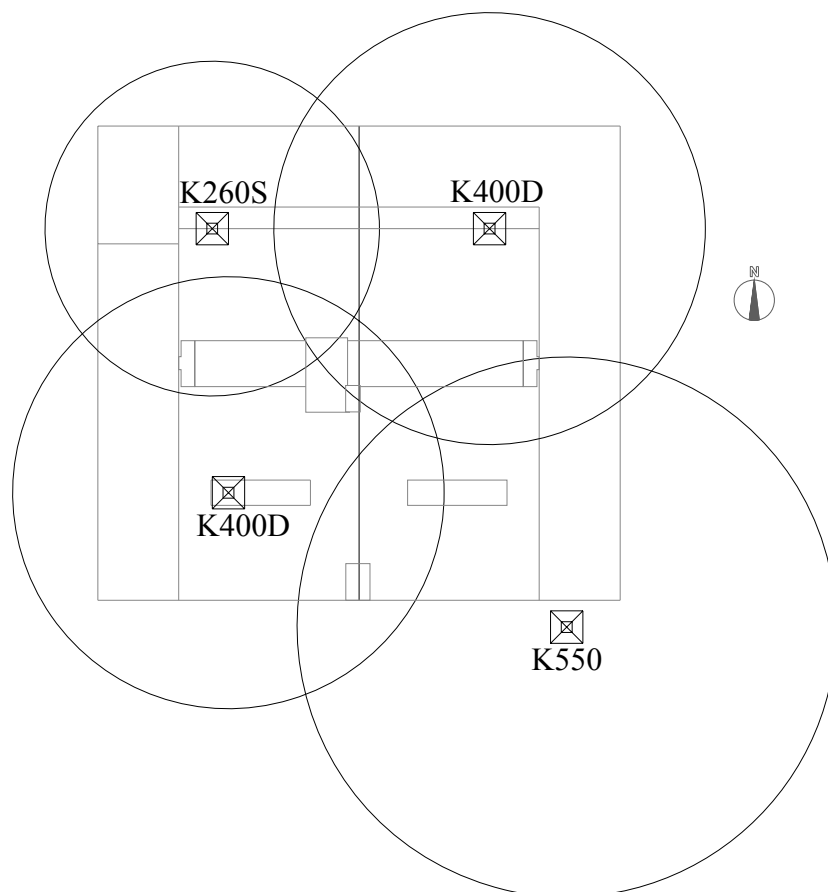
ker sig ved en stor løftekapacitet over store spænd. Herudover kan tårndrejekraner, udover opstilling stationært på et fundament, gøres mobile ved at placere dem på enten skinner eller bogie.



Figur 15-25: Tårndrejekran med bom.

I opførelsen af Kennedy Arkaden vælges at benytte stationært placerede kraner, der skal stå under hele montagearbejdet. Skinner og bogie fravælges, da disse kræver mere plads omkring sig, hvorimod stationære kraner kan placeres tæt ved og i bygninger. De fire kraner vælges placeret som på figur 15-26. Der er i hensyntagen til kraners placering forudsat, at de tungeste elementer vejer 10,7t, svarende til det største dæk. Herudover er kranerne placeret i forskellige højde, således deres udlæggere kan krøje frit i vinden uden fare for kollision.

Yderligere gøres det opmærksom på, at der skal undersøges for jordbundsforhold til fundering af kraner, da der over hele området forefindes sætningsgivende jordarter. Dette behandles dog ikke videre i dette afsnit.



Figur 15-26: Kraners placering, type og virkeområde på Kennedy Arkaden.

Der benyttes kraner fra Krøll Kraner A/S, og fra deres produktserie vælges at benytte en K-550, to K-400D og en K-260S. I tabel 15-15 ses specifikationerne for hver krantype.

Tabel 15-15: Specifikationer af kraner, herunder spænd og løftekapacitet [Krøll Kraner, 2005]

5.15. Specifikationer af kraner, herunder spænd og løftekapacitet (Kron Kran)			
Model	Tårnhøjde [m]	Spænd [m]	Kapacitet [t]
K-550	56	30,2	20
		40	14,5
		50	11,2
K-400D	74	23,4	20
		30	15
		40	10,7
K-400D	68	23,4	20
		30	15
		40	10,7
K-260S	53	20	12,9
		31	7,6

Udover tårnkraner skal der i få tilfælde benyttes mobilkraner til opstilling og nedtagning af de stationære kraner, hvilket ikke er nærmere behandlet her.

15.6.5 Jorddepoter og lagerplads

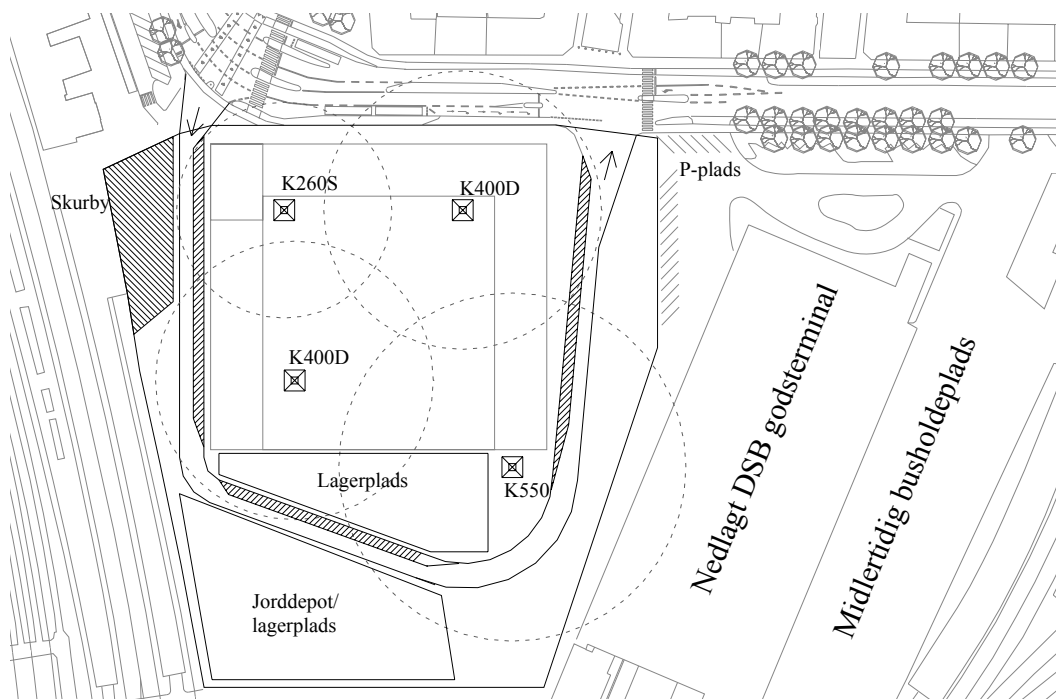
Der er i hensyntagen til f.eks. materiel og jord, afsat områder til opbevaring af disse. I den sydlige ende af byggepladsen etableres et område til opbevaring af jord under udgravning af kældere og byggegrube. Da jordarbejdet står på før et egentlig konstruktionsarbejde, er pladsen til rådighed under opførelsen af selve Kennedy Arkaden. Herudover etableres en lagerplads tæt op af den sydlige facade af konstruktionen, der blandt andet kan benyttes til opbevaring af forskalling til kælderen.

15.6.6 Kørearealer

Kørearealerne på byggepladsen er meget vigtige, og de skal udformes, så der undgås unødvendig ventetid for lastbiler, der til og fra pladsen.

Der er indkørsel til pladsen i det nordvestlige hjørne og udkørsel i det nordøstlige hjørne. Vejen på pladsen er syv meter bred og ensrettet. På denne måde kan lastbiler passere hinanden på byggepladsen, samtidig med, at den ene del af vejen kan benyttes som aflæsnings- og anhugningsplads.

På figur 15-27 er byggepladsindretningen vist. For mere detaljeret oversigt jf. tegning A1.



Figur 15-27: Byggepladsindretning

15.7 Tidsplan

I dette afsnit udarbejdes en samlet tidsplan over jordarbejde, opbygning af kælder og fundamenter samt montagearbejde for hele konstruktionen. Der tages udgangspunkt i de varigheder, der er beregnet i de forrige afsnit. I tabel 15-16 ses arbejdet og dets varighed.

Tabel 15-16: Varighed af arbejde.

Arbejder	Varighed [arbejdsdage]
Nedrivning af Kælder	30
Jordarbejde	31
Forskalling af kælder	19
Pæleramning	19
Støbning af fundamenter	19
Montage [tårn]	28

Det bemærkes, at varigheden af pæleramning og støbning af fundamenter ikke er behandlet tidligere. Disse antages at have en varighed lig den for forskallingen. Til forskalling og fundering tillægges et bidrag på 10 dage, hvori betonen hærder og opnår en tilstrækkelig styrke.

Da varigheden af montagearbejdet kun er udarbejdet for tårnet, laves en skønsmæssig beregning af varigheden for hele montagearbejdet.

Varigheden af montagen af tårnet er fundet til 28 dage. For at føre denne størrelse videre til hele konstruktionen, skønnes der i forhold til tårnets volumen $V_{\text{tårn}}$ og hele konstruktionens volumen V_{Arkaden} ved en lineære sammenhæng. Volumen af tårn og hele konstruktionen findes til:

$$V_{\text{tårn}} = 15,1\text{m} \cdot 21,7\text{m} \cdot 28,7\text{m} = 9404\text{m}^3$$

$$V_{\text{Arkaden}} = 9404\text{m}^3 + (15\text{m} \cdot 220,7\text{m} \cdot 18,6\text{m}) + (72,7\text{m} \cdot 67\text{m} \cdot 8,4\text{m}) = 111895\text{m}^3$$

Herfra findes varigheden af montagen til:

$$T_{\text{Montage}} = \frac{V_{\text{Arkaden}}}{V_{\text{Tårn}}} \cdot T_{\text{Tårn}} = \frac{111895\text{m}^3}{9404\text{m}^3} \cdot 28 \text{ dage} = 334 \text{ dage}$$

Da der arbejdes med 4 sjak, et pr. kran, fås en varighed af montagearbejdet på 84 arbejdsdage.

Det samlede tidsforbrug for jordarbejde, forskalling og fundamenter samt montage bliver 173 dage inklusiv weekender, jf. tegning A2 i tegningsmappen. Det bemærkes på tidsplanen, at forskalling af kælder overlapper jord- og nedrivningsarbejdet, hvilket er muligt, da jordarbejdet begynder, hvor den nye kælder skal opføres. Dette medfører yderligere, at montagearbejdet kan starte tidligere over

kælderen, hvilket betyder, at montagearbejdet over kælderen ender tidligere end det resterende montagearbejde. Det vurderes dog ikke at ændre på varigheden af arbejdet, og en arbejdstid på 84 dage bibeholdes.

15.8 Tilbudskalkulation

I dette følgende laves et overslag over prisen på råkonstruktionen. I kalkulationen medtages byggegrube, forskallingsarbejde, byggepladsindretning samt montagearbejde. Der ses der bort fra omkostninger til mandskab udover dem, der er inkluderet i priserne. Hvor andet ikke er angivet, er alle priser taget fra [V&S, 2005] og er nettopriser.

15.8.1 Byggegrube

Her følger en tilbudskalkulation på byggegruben, herunder sugespidsanlæg, spunsvægge, jordarbejde og nedrivning af kælder.

Sugespidsanlæg

Inden jordarbejdet kan begynde opstilles sugespids til sænkning af grundvandet. Der skal benyttes 104 sugespids til grundvandssænkningen eksklusiv sugespids til reinjecering. Anlægget skal stå indtil montagearbejdet er påbegyndt, hvilket vurderes til ca. 100 dage. Dog forventes det at nogle af sugespidsene fjernes tidligere eller flyttes, hvilket der ikke tages højde for. I tabel 15-17 ses den samlede omkostning for grundvandssænkningen.

Tabel 15-17: Omkostninger for sugespidsanlæg.

V&S prisnr.	Beskrivelse	Enhed	Pris/leje	Pris [kr.]
01.07,01	Nedspulning og optagning	104 stk.	15.700 kr./20 stk./døgn	81.640
01.07,03	Leje af anlæg	100 døgn	903 kr./20 stk./døgn	474.075

Spunsvægge

For at sikre byggegruben opstilles spunsvægge. Der skal i alt bruges 83m spunsvæg. Til ramning af spunsvægge benyttes en rammemaskine, hvilket antages medregnet i prisen. Der er ikke angivet en pris for leje af spunsvæg, hvilket der dermed ses bort fra. tabel 15-18 angiver omkostninger for spunsvæggen.

Tabel 15-18: Omkostninger for spunsvæg.

V&S prisnr.	Beskrivelse	Enhed	Pris/leje	Pris [kr.]
32.03,01	Anstillings- og afrigningsudgift	1 stk.	15.800 kr./stk.	15.800
32.03,02	Spunsvæg	83m	952 kr./lbm	79.016

Jordarbejde

Jordarbejdet er fastsat til i alt at vare 31 arbejdsdage, hvori der skal benyttes en gravemaskine, en gummiged, otte lastbiler og en vejtrømler til komprimering af sand. Hertil kommer en merudgift fra sand til sandpude, hvilket der ses bort fra. Jf. tabel 15-19 for omkostninger til jordarbejdet. Alle priser er inklusiv chauffør og drift af maskiner.

Tabel 15-19: Omkostninger for jordarbejde.

V&S prisnr.	Beskrivelse	Antal	Enhed	Pris/leje	Pris [kr.]
02.11,02	Gummiged	1 stk.	10 dage	746 kr./time	59.680
01.91.10	Lastbil	8 stk.	24 dage	476 kr./time	731.136
02.26,04	Gravemaskine	1 stk.	12 dage	602 kr./time	57.792
02.31,01	Ståltrømler	1 stk.	20 dage	503 kr./time	80.480

Nedrivning af eksisterende kælder

Nedrivningen af den eksisterende kælder er fastlagt til at vare 30 dage. Til nedrivningen skal der anvendes 1 gummiged. Der er i beregningen set bort fra bortkørsel af nedbrudt kælder, jf. tabel 15-20, for omkostninger til nedrivningsarbejdet.

Tabel 15-20: Omkostninger for nedrivning af eksisterende kælder.

V&S prisnr.	Beskrivelse	Antal	Enhed	Pris/leje	Pris [kr.]
02.11,02	Gummiged	1 stk.	30 dage	746 kr./time	179.040

Den samlede omkostning til byggegruben bliver 1.484.483 kr.

15.8.2 Forskalling

I forbindelse med opbygningen af kælderen benyttes systemforskalling. Herudover skal der bruges en gummiged til at fragte de tungeste forskallingslementer. Gummigeden forventes at skulle stå til rådighed de 19 dage, forskallingsarbejdet varer. Der ses bort fra betonpriser. I tabel 15-21 ses omkostningerne til forskallingsarbejdet.

Tabel 15-21: Omkostninger af forskallingsarbejde.

V&S prisnr.	Beskrivelse	Antal	Enhed	Pris/leje	Pris [kr.]
-	Forskalling ¹	-	371m ²	130 kr./m ²	48.230
02.11,02	Gummiged	1 stk.	19 dage	746 kr./time	113.392

¹ Her er skønnet et tillæg på 20 kr./m², da den egentlige pris fra [V&S, 2005] gælder for minimum 5000 m² forskalling.

Forskallingsarbejdet kommer dermed samlet til at koste 161.622 kr.

15.8.3 Byggeplads

Til byggepladsen er der lavet et overslag på opstilling og leje af belysning, leje af hegn, leje af skurby og anlæg af vej. Alt forventes at stå i 173 dage. Jf. tabel 15-22 for omkostninger til byggepladsen.

Tabel 15-22: Omkostninger for opførsel af byggeplads.

V&S prisnr.	Beskrivelse	Antal	Enhed	Pris/leje	Pris [kr.]
02.61,01	Opstilling og nedtagning af belysning	-	16 stk.	5.190 kr./stk.	83.040
02.61,02	Leje af belysning	-	25 uger	455 kr./stk./uge	182.000
01.31,01	Leje af hegn	-	573m	33,95 kr./lbm	19.454
01.11,02	Mandskabsvogn (10 mand)	3 stk.	6 måneder	3.570 kr./måned	21.420
01.11,04	Kontor u. toilet	1 stk.	6 måneder	2.650 kr./måned	15.900
01.11,05	Kontor m. toilet	4 stk.	6 måneder	3.530 kr./måned	84.720
01.51,01	Anlæg af vej	-	2500m ²	128 kr./m ²	320.000

Den samlede omkostning til byggepladsen bliver 662.994 kr.

15.8.4 Montagearbejde

Til beregning af de samlede omkostninger af monteringsarbejdet inkluderes priser på elementer og kraner.

Kraner

Der skal opstilles fire kraner på byggepladsen, hvoraf op- og nedtagning samt leje af kraner er skønnet ud fra priseksempler i [V&S, 2005]. I tabel 15-23 ses den samlede omkostning for kraner. Kranerne forventes at stå de 84 arbejdsdage, montagearbejdet varer.

Tabel 15-23: Omkostninger for kraner.

V&S prisnr.	Beskrivelse	Antal	Enhed	Pris/leje	Pris [kr.]
-	Opstille/ nedtage K-260S	1 stk.	-	-	125.000
-	Opstille/nedtage K-440D	2 stk.	-	-	300.000
-	Opstille/nedtage K-550	1 stk.	-	-	175.000
-	Leje af K-260S	1 stk.	672 timer	550 kr./time	369.600
-	Leje af K-440D	2 stk.	1344 timer	600 kr./time	806.400
-	Leje af K-550	1 stk.	672 timer	650 kr./time	436.800

Elementer

Ud fra [V&S, 2005] er der lavet et overslag af prisen på henholdsvis søjler, bjælker, vægge og etagedæk. I tabel 15-24 ses et overslag på prisen af elementer.

Tabel 15-24: Pris af elementer.

V&S prisnr.	Beskrivelse	Enhed	Pris/leje	Pris [kr.]
04.10.81,01	Søjler	32 stk.	3970 kr./stk.	127.040
04.10.81,02	Tillæg til søjler	9,6m	443 kr./ekstra meter	4.253
04.10.83,01	Bjælker	172m	426 kr./lbm	73.272
04.10.54,09	Vægge	773 m ²	715 kr./m ²	552.695
04.10.69,10	Etagedæk	1932 m ²	540 kr./m ²	1.043.280

Da elementerne kun repræsenterer tårnet, gives et overslag på hele i bygningen. Den samlede pris skønnes efter volumen af tårn i forhold til hele konstruktionen og giver en omkostning for alle elementer på 21.424.013 kr. Medtages kraner bliver den samlede omkostning for montagen 23.636.813 kr.

Den samlede omkostning for hele råkonstruktionen bliver for det udregnede arbejde knap 26,3 millioner kroner, jf. tabel 15-25.

Tabel 15-25: Samlet omkostninger for hele råkonstruktionen.

	Pris [kr.]
Sugespidsanlæg	555.715
Spunsvægge	94.816
Jordarbejde	929.088
Nedrivning af kælder	179.040
Forskalling	161.622
Byggeplads indretning	726.534
Montage	23.636.813
Σ	26.283.628

I kalkulationen er der blandt andet er set bort fra, mandskab, eventuelt flytning af sugespidsen, sand til sandpude, bortkørsel af nedbrudt kælder og betonpriser.

16

LITTERATURLISTE

[Anlægsteknik 1, 2004]

Anlægsteknik 1 - Materiel og udførelsesmetoder, 2. udgave, 2004

Willy Olsen m.fl.

[Anlægsteknik 2, 2003]

Anlægsteknik 2, - Styling af byggeprocessen, 1. udgave, 2003

Willy Olsen m.fl.

[Betonelement A/S, 2005]

<http://www.betonelement.dk>, 2005

[Betonportal, 2005]

<http://www.betonportalt.dk>, 2005

[Bolonius, 2004]

Brandteknisk dimensionering af bærende konstruktioner, 2004

Frits Bolonius

[BR-95, 1995]

Tillæg 8 til Bygningsreglement 1995 - RGM nr. 4002 af 13.02. 1995

[DS409, 1998]

Norm for sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner, 2. udgave, 1998

Dansk Standard

[DS410, 1998]

Norm for last på konstruktioner, 4. udgave 1998

Dansk Standard

[DS411, 1999]

Norm for betonkonstruktioner, 2. udgave, 1999

Dansk Standard

[DS411/Ret. 1, 2002]

Norm for betonkonstruktioner – tillæg, 2002

Dansk Standard

[DS 412, 1998]

Norm for stålkonstruktioner, 3. udgave, 1998

Dansk Standard

[LMG Stål, 2005]

<http://www.lmgstaal.dk>, 2005

[DS 415, 1998]

Norm for fundering, 4. udgave, 1998

Dansk Standard

[Mekanik 3.1, 1968]

Deformationer og spændinger i plane, lige bjælker, 1968

M.P. Nielsen m.fl.

[DS 415, 1984]

Norm for fundering, 3. udgave, 1984

Dansk Standard

[Miljøstyrelsen, 2001]

Udvidet geologi og grundvand, 2001

Jørgen Bach m.fl.

[Geoteknik 1, 1984]

Lærebog i geoteknik 1, 5. udgave, 1984

Harremoës m.fl.

[N.I.S.T, 2005]

National Institute of standards and technology

<http://www.boulder.nist.gov/>, 2005

[Geoteknik 2, 1984]

Lærebog i geoteknik 2, 4. udgave, 1984

Harremoës m.fl.

[New York Public Library, 2005]

<http://www.nypl.org>, 2005

[Kloch, 2005]

Noter til kurset spændbeton på AAU foråret 2005, 2001

Søren Kloch

[SBI anvisning 115, 1979]

Skivebygningers stabilitet 2 - beregningsmetoder, 1979

Mogens Buhelt m.fl.

[Krøll Kraner, 2005]

<http://www.krollcranes.dk>, 2005

[Teknisk Ståbi, 2003]

Teknisk ståbi, 18. udgave, 2003

[V&S 1, 2005]

V&S priser – Anlæg – Netto, 2005

[Aalborg Renovation, 2005]

Aalborg renovationscenter - Affald- og Genbrugscenter Rørdal

<http://www.skidt.dk>, 2005

[V&S 2, 2005]

V&S priser – Husbygning – Netto, 2005

Appendiks I

TK Development
Vestre Havnepromenade
DK-9000 Aalborg



Carl Bro 
Intelligent Solutions

Miljø
Industri & Marine
IT & Telekommunikation
Management
Byggeri
Anlæg
Energi
Landbrug

Aalborg. Rutebilstation.

Projektundersøgelse

Udgivelsesdato : 14. december 2001
Projekt : 25.0014.42

Udarbejdet : Benjaminn Nordahl Nielsen
Kontrolleret : Poul O. Jørgensen
Godkendt : Benjaminn Nordahl Nielsen

Indholdsfortegnelse	Side
1 INDLEDNING	4
1.1 Formål	4
2 REFERENCER	4
3 UNDERSØGELSER	4
3.1 Markarbejde	4
3.2 Laboratoriearbejde	5
4 RESULTATER	6
4.1 Topografi og anvendelse	6
4.2 Geologiske forhold	6
4.3 Vandspejlsforhold	7
5 VURDERINGER OG ANBEFALINGER	8
5.1 Projektbeskrivelse	8
5.2 Eksisterende fundering	8
5.3 Vurderingsgrundlag	8
5.3.1 Fundering	8
5.4 Fundering	9
5.4.1 Pæle	9
5.4.2 Direkte fundering	9
5.4.3 Kælder	10
6 UDFØRELSE	11
7 PRØVEPUMPNING	12
7.1 Pumpeboring	12
7.2 Prøvepumpning	12
7.3 Resultater	12
7.4 Kontrolprogram	13

Bilag:

Boreprofiler, R100 – R103,
B200 – B203,
pumpeboring

Pejleresultater, prøvepumpning

Situationsplan med boringsplaceringer

Prøvepumpning, potentialekort

Signaturforklaring A

1 INDLEDNING

1.1 Formål

Projektundersøgelsen er en sammenskrivning af de tidligere udarbejdede orienterende undersøgelser, supplerende boringer og prøvepumpning. Formål er at give et samlet overblik over de geotekniske data der foreligger i sagen.

2 REFERENCER

/Ref.1/ Aalborg Rutebilstation. Orienterende grundundersøgelse. 11. januar 2001.
Sag 25.0014.41, Carl Bro as.

/Ref.2/ Aalborg Rutebilstation. Nedlagt tankstation, Jyllandsgade 4. Supplerende undersøgelse. Januar 2001. Sag 25.0014.41, Carl Bro as.

/Ref.3/ Aalborg Rutebilstation. Supplerende boringer. 1. november 2001.
Sag 25.0014.42, Carl Bro as.

3 UNDERSØGELSER

3.1 Markarbejde

Der er ultimo december 2000, primo januar 2001 og ultimo oktober 2001 gennemført en række geotekniske boringer som anført i nedenstående boringsoversigt. I forbindelse med borearbejdet er der registreret laggrænser og udtaget omrørte prøver for geologisk klassifikation. I boringerne er der udført in situ SPT forsøg og vingeforsøg til bedømmelse af aflejringerne fasthed.

Ultimo november 2001 er der gennemført en pumpeboring af Brøndborefirmaet Jørn Kramer med henblik på prøvepumpning. Pumpeboringen er filtersat med 10" PVC filter slidsebredde 0,3 mm, filtersand 0,4 – 0,8 mm.

Boringerne er søgt placeret bedst muligt under hensyn til de eksisterende pladsforhold på arealet og de løbende reviderede planer for bebyggelse. Pga. af eksisterende bygninger og eksisterende parkeringskælder har det alene muligt at placere boringer i den yderste periferi af byggefeltet.

Boring nr.	Terrænkote m DNN	Boringsdybde m	Forsøg	Filtersat
R100	+ 4,2	12	Ja	Ja
R101	+ 4,2	15	Ja	Ja
R102	+ 4,0	13	nej	Ja
R103	+ 4,2	20	Ja	Ja
B200	+ 4,2	18	Ja	Ja
B201	+ 4,2	18	Ja	Ja
B202	+ 4,1	18	Ja	Ja
B203	+ 4,0	9	nej	Ja
Pumpeboring	+ 4,1	14	nej	Ja

Boringsoversigt

Borepunkterne er nivelleret til terræn og top pejlerør med udgangspunkt i fixpunkt, bolt placeret på transformatorstation ved Jyllandsgade 4, punkt 50-09-359, kote + 4,059 m DNN.

Resultatet af de udførte boringer fremgår af boreprofilerne bilagene nr. 1 - 9.

Der henvises i øvrigt til signaturforklaringen, bilag A.

3.2 Laboratoriearbejde

Samtlige udtagne omrørte prøver er beskrevet og geologisk klassificeret i laboratoriet.

På udvalgte prøver er udført standardbestemmelse af det naturlige vandindhold, w.

Resultaterne af det udførte laboratoriearbejde er optegnet på boreprofilerne, bilag nr. 1 - 8.

4 RESULTATER

4.1 Topografi og anvendelse

Arealet er plant. Området udgøres af Aalborg rutebilstation med tilhørende bygninger og busanlæg. Der er parkeringskælder og kælder under en stor del af rutebilstationen.

Arealerne mellem de eksisterende bygninger er stort set overalt udlagt med asfalt, beton eller flisebelægning.

Det må generelt forventes at de forskelligartede aktiviteter på området betyder at der vil være fyldforekomster i hele byggefeltet, hvilket også afspejler sig i borerne. Fyldforekomsterne må forventes at være af regelløs karakter.

4.2 Geologiske forhold

Rutebilstationen er beliggende i Østerådal. De udførte borer viser generelt et areal præget af vekslende fyldmægtigheder og blødbund over senglaciale aflejringer af sand og ler.

Belægningerne ved borerne udgøres af asfalt.

Fyld er truffet i alle de udførte borer. Fyldmægtigheden udgør i borerne 1,5 å 2,3 m. I borerne er fylden primært truffet som fin-mellemkornet sand med indhold af bl.a. grus og muld. Fyld må generelt forventes i hele byggefeltet. Specielt i forbindelse med den eksisterende parkeringskælder, ledninger i jorden og lignende må der forventes fyld som følge af udgravnings- og anlægsarbejder. Ved den eksisterende parkeringskælder må fylden forventes at træffes til større dybde end 2,3 m. Dette gælder også ved nedgravede tanke etc.

Boring nr.	Terrænkote m DNN	Underside fyld m DNN	Underside af gytje / postglaciale lag m DNN	Underside senglaciale sand m DNN
R100	+ 4,2	+ 2,7	+ 2,3	- 5,9
R101	+ 4,2	+ 1,9	- 0,9	- 10,2
R102	+ 4,0	+ 2,0	- 3,8	< - 9 (ikke gennemboet)
R103	+ 4,2	+ 2,0	- 0,2	- 10,6
B200	+ 4,2	+ 1,9	+ 0,2	- 3,1
B201	+ 4,2	+ 0,9	- 2,5	- 9,2
B202	+ 4,1	+ 0,5	+ 0,5	- 1,2
B203	+ 4,0	+ 0,4	- 0,3	- 4,7

Lagfølgeoversigt

Under fylden er truffet postglaciale ler, gytje og tørv. Gytje- og tørvemægtigheden er stærkt varierende i de udførte borer. Fylden er truffet med underside mellem kote + 0,4 (B203) og + 2,7 (R100). Det skal bemærkes at boring B203 er udført tæt op ad eksisterende kælder.

De postglaciale aflejringer er væsentligst truffet som stærkt sætningsgivende gytje- og tørv-lag samt mindre sandlag. Undersiden varierende mellem kote - 2,5 (B201) og + 2,3 (R100).

Basis under de postglaciale aflejringer udgøres af senglaciale brakvands- / ferskvandsaflejringer af sand. Sandet er truffet som overvejende fin-mellemkornet, men med indslag af mere groft materiale og grus.

Alle borerne med undtagelse af R102 er ført gennem de seneglaciale sandlag ned i ret fed til fed seneglacialt ler, der er truffet indtil 20 m under terræn i R103.

Overordnet set er den seneglaciale overflade faldende ud mod Jyllandsgade.

For en mere detaljeret beskrivelse af de trufne jordbundsforhold henvises til de optegnede boreprofiler, bilag nr. 1 - 8.

4.3 Vandspejlsforhold

Der er etableret pejlerør i alle borerne.

Vandspejlsforholdene fremgår bedst af skema vedlagt fra prøvepumpningen, bilag 10.

Kælderkonstruktioner skal dimensioneres for opdrift. Det foreslås at der sker en fiksering af vandspejlet ved omfangsdræn i kote + 1,5 m, se efterfølgende afsnit.

5 VURDERINGER OG ANBEFALINGER

5.1 Projektbeskrivelse

Projektet forventes at omfatte en ny forretnings-, kontor og biografbebyggelse. Byggeriet forventes udført i 3 - 6 etager. Der forventes kælder og depotrum under den sydlige trediedel / halvdel af bebyggelsen.

Det eksisterende byggeri på arealet nedrives.

Byggeriet forventes opført som traditionelt elementbyggeri med facader i mursten og glas.

Gulve i stueetage forventes udført tæt ved eksisterende terræn, dvs. kote ca. + 4,2 meter og kældergulv i kote ca. $\pm 0,5$ meter.

5.2 Eksisterende fundering

I Aalborg Kommunes byggesagsarkiv er der fremfundet to fundamentsplaner vedrørende funderingen af den eksisterende hovedbygning og parkeringskælder. Tegningerne er dateret 15.12.59 og har tegn. nr. 2101 og 2102.

Iflg. disse fundamentsplaner er den eksisterende hovedbygning funderet på 30 x 30 cm jernbetonpæle rammet med spids omkring kote - 4 m. Parkeringskælderens er funderet på rammede jernbetonpæle 30 x 30 cm med spids omkring kote - 12 m.

5.3 Vurderingsgrundlag

5.3.1 Fundering

På det foreliggende grundlag vurderes følgende:

Overordnet er det vigtigste princip for funderingen at de senglaciale leraflejringer, der træffes under hele byggefeltet, opfatter funderingen / belastningerne ensartet. Dette for at sikre et ensartet sætningsbillede under hele byggeriet.

Der er planlagt kælder svarende til ca. den sydlige trediedel af byggeriet. Kælderhøjden er p.t. ca. 3,5 m. I dette område viser de udførte boringer at den senglaciale sandoverflade er relativt højtliggende, ca. 2,5 á 4 m under eksisterende terræn. Sandmægtigheden er specielt i boringerne B200 og B202 relativt begrænset. Det vil derfor ikke være muligt at foretage pæleramning med spidsen i sand i dette område. Eventuelle pæle vil skulle rammes ned i leraflejringerne. I boring R101 dykker den senglaciale overflade til ca. 6 m under terræn.

I det område der svarer til den planlagte kælder vurderes det muligt at gennemføre en direkte fundering i de senglaciale sandaflejringer. Partiel udskiftning af blødbundslag under kælder må påregnes.

I den øvrige del af byggefeltet forudsættes udført pælefundering ved rammede jernbetonpæle, asfalteret gennem de sætningsgivende lagfølger. Fundamenter og gulve udføres selv bærende med alle belastninger overført til jorden via pælene.

For at belastningerne på leraflejringerne er så ensartede som muligt må der ikke gennemføres en hård udnyttelse af pælene således at der forekommer et væsentligt spring i belastningerne mellem den direkte funderede del og den pælefunderede del. Bæreevneudnyttelsen af pælene indrettes tilsvarende den direkte funderede del.

5.4 Fundering

5.4.1 Pæle

Dimensioneringen gennemføres i henhold til DS 415, Norm for Fundering, af februar 1984.

Projektet udføres som for normal funderingsklasse.

Med forventet pælespids i sand skal pælenes bæreevner fastsættes efter rammeresultaterne ved anvendelse af "Den danske Rammeformel". Med forhold som truffet ved boring R103 forventes der at kunne påregnes en regningsmæssig pælebærevne i sandet på i størrelsesordenen 400 kN/pæl for en 30 x 30 cm lodret jernbeton pæl. Pælen er forudsat asfalterede gennem de sætningsgivende lagfølger, hvorved den negative overflademodstand reduceres.

Udgangspunktet for pælelængerne er ramning 3 – 4 m ned i det senglaciale sand og forudsat mindst 3 – 4 m sand under pælespids.

Pælebæreevner baseres på prøveramninger. Det anbefales at der planlægges og udføres prøveramninger så tidligt i projektførløbet som muligt for endelig fastsættelse af bæreevner. Prøveramningerne kan desuden benyttes til optimering af pælelængder over arealet.

5.4.2 Direkte fundering

For den planlagte kælder forventes der at kunne gennemføres en direkte fundering i senglaciale sandaflejringer.

Ved dimensioneringen vurderes der at kunne benyttes følgende karakteristiske styrkeparametre:

Sand, senglaciale: $\phi_{k,pl} \geq 35^\circ$

Ler, senglaciale: $c_u = 50 - 300 \text{ kN/m}^2$

I begge tilfælde vurderes der at kunne benyttes en rumvægt over vandspejlet $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ og rumvægt under vandspejlet $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$.

5.4.3 Kælder

Kældergulve forventes udført i kote ca. $\pm 0,5$ m. Vandspejlet er indmålt svarende til kote ca. + 1,5 m. Kælderen vurderes at skulle udføres som en kombineret vandtæt konstruktion under et fikseret vandspejl i kote + 1,5 m og en effektiv drænet og asfalteret konstruktion herover.

Det kan ikke anbefales at der foretages en permanent sænkning af vandpejlet. Dette vil således kunne betyde sætninger og skader af konstruktioner placeret over / i blødbundslag som truffet. Det skal desuden bemærkes at Aalborg Rutebilstation er beliggende netop uden for den områdefrænsning indenfor hvilken Aalborg Kommune ikke tillader permanent grundvandssænkning og kræver skærpede forhold omkring midlertidig grundvandssænkning.

Fikseringen af vandspejlet udføres som effektive omfangsdræn. Med mindre der udføres tætte belægninger i terræn helt ind til bygningen, anbefales der etableret et effektivt omfangsdræn tæt under terræn. Dette dræn skal sikre bortledning af overfladevand før det søger ned langs kældergbvæggene. Der skal udføres rense- og inspektionsbrønde med passende afstand.

Der skal sikres gode afvandingsmuligheder af terræn / belægninger. Terræn og belægninger gives fald bort fra bygningen.

Der skal medregnes kapillarbrydende lag på normal vis.

Kælderydervægge skal dimensioneres for ensidigt jordtryk i henhold til DS 415 afsnit 6.3 m.fl. Der skal ved dimensioneringen tages hensyn til eventuelle belastninger i terræn, herunder trafik og lignende. Eventuel bidrag fra højere liggende fundamenter udenfor kælder skal også indregnes ligesom der skal tages hensyn til trafikbelastning i terræn. Ved komprimering af tilfyldningen omkring kælderen skal der ved dimensioneringen tages hensyn til særligt bidrag på kælderydervæggene som følge af denne komprimering, DS 415 afsnit 6.3.2. m.fl.

Særlige forhold vedrørende laster er gældende for sikringsrum.

Der skal sikres gode udluftningsmuligheder af kælderrummene.

6 UDFØRELSE

Ved udgravnings- og funderingsarbejder under kote ca. + 2 m á + 1,5 m skal der iværksættes en midlertidig grundvandssænkning. I sand som truffet kan grundvandssænkningen forventes ved brug af pumpeboringer og alternativ ved nedspulede sugespidses afhængig af udgravningens / kælderens endelige omfang. Pga. blødbundsaflejringer af tørv og gytje vil der ved grundvandssænkningen være risiko for skader på utilstrækkeligt funderet nabobyggeri. Det forventes at en række af de ejendomme der er beliggende i Jyllandsgade er funderet på træpæle.

Grundvandssænkningen skal derfor begrænses mest muligt i tid og omfang.

Den planlagte bebyggelse er beliggende tæt ud til eksisterende veje og pladser. Med et forventet kældergulv i kote $\pm 0,5$ m må det nøje overvejes om det er nødvendigt helt eller delvist at sikre byggegruben for kælder ved en indfatning. Indfatningen kan foretages som en spuns-væg, københavner-væg eller tilsvarende. Der skal foretages nøje overvejelser omkring hvilken sikring af byggegruben og eksisterende bygninger der vil være mest hensigtsmæssig alle forhold taget i betragtning. Indfatningen skal dimensioneres for jordtryk, trafik, evt. oplag ovenfor byggegruben m.v.

Det skal under hele byggeriet tilses, at stabiliteten af eksisterende bygværker ikke berøres hverken i den midlertidige eller permanente fase.

Det skal ved alle rammearbejderne tages i betragtning at en del af nabobyggeriet er gamle bygninger, som konstruktionsmæssigt er følsomme overfor vibrationer. Der bør derfor indarbejdes krav og rutiner for overvågning af nabokonstruktioner. Iflg. vore oplysninger er Aalborg rutebilstation netop beliggende uden for den områdefrænsning indenfor hvilken, der gælder skærpede krav til fundering og grundvandssænkning. Indenfor områdefrænsningen er der krav om en maksimal vibrationshastighed på 2,5 mm/s. Der kan muligvis blive pålagt byggeriet restriktioner omkring vibrations- og støjniveauer under anlægsarbejdet.

Det anbefales at der forinden byggeriet igangsættes foretages en registrering af omkringliggende byggeri, der kan blive berørt af grundvandssænkning og pæleramning. Det anbefales desuden at der tegnes bygherreforsikring til dækning af eventuelle skader.

I henhold til byggeloven § 12 skal der ske varsel af berørte naboer senest 14 dage før arbejdet igangsættes. Varslet skal være skriftlig. Varslet bør som minimum omfatte en beskrivelse af de planlagte arbejder samt en tidsplan.

7 PRØVEPUMPNING

7.1 Pumpeboring

Der er etableret pumpeboring.

Pumpeboringen er installeret med vandur.

7.2 Prøvepumpning

Prøvepumpning er opstartet den 26. november 2001 kl. 8.15 og afsluttet den 5. december 2001 kl. 12.30.

I perioden er der løbende gennemført pejlinger i de etablerede pejlerør. Ved opstart og afslutning af prøvepumpningen er vandspejlet pejlet ca. 1 gang i timen gennem ca. 8 timer. I den mellemliggende driftsperiode er der gennemført 1 – 2 pejlerunder hver dag.

Resultaterne af de gennemførte pejlinger er vist i skema bilag 10.

Der er i perioden oppumpet en meget konstant vandmængde på 10 m³ pr. time. Den oppumpede vandmængde svarer til at vandspejlet i pumpeboringen konstant har været i niveau med eller under pumpens indtag.

7.3 Resultater

Boring B201 er placeret ud mod Jyllandsgade. Der er i boringen konstateret en afsenkning fra kote + 1,16 m DNN til kote + 0,79 m DNN, dvs. 0,37 m. Der er allerede i de første timer af prøvepumpningen konstateret en effekt i boring B201. B201 er beliggende i en afstand af ca. 80 m fra pumpeboringen.

I borerne B200 og B203 er begge beliggende ca. 20 m fra pumpeboringen i en nogenlunde ensartet lagfølge af sand til kote – 8,5 á – 7,2. Afsenkningen er i begge borer ca. 0,70 m svarende til en afsenkning til kote ca. + 0,4 m DNN. Boring B202 der er beliggende i 30 m's afstand viser en afsenkning til kote ca. + 1 m. Det skal her tages i betragtning af leroverfladen er beliggende 2 – 3,5 m højere end i boring B200 og B203. Den eksisterende parkeringskælder og kælder må forventes at have en effekt på prøvepumpning, men det er usikkert hvorledes indflydelsen er da det er har været muligt at placere pejleboringer inden for området af kældrene. Det kan være den eksisterende parkeringskælder der er årsag til den tilsyneladende større afsenkning i boring B201 mod Jyllandsgade.

Samlet set har prøvepumpningen vist en meget flad sænkningstragt med stor rækkevidde specielt mod nord (Jyllandsgade). Mod syd hvor leroverladen er stigende er afsænkningen og rækkevidden mindre. Med den flade afsænkning vurderes det i forhold til byggegruben og en så kort rækkevidde som muligt at være en fordel med flere pumpeboringer hvorfra der ikke pumpes særlig kraftigt i stedet for få pumpeboringer med stor pumpekapacitet. Alternativt anvendelse af sugespidsen afhængig af den endelige udstrækning af kælderen og hvor dybt kælderen placeres under terræn. Grundvandssænkningen skal således være så lokal som muligt. Med flere pumpeboringer i et tættere net vil det i højere grad være muligt at styre grundvandssænkningen og afbryde denne lokalt straks det ikke længere er nødvendigt med en sænkning af grundvandsspejlet ligesom igangsætningen lokalt kan udsættes mest muligt.

Pumpeboringerne foreslås placeret efter en maksimal rækkevidde i byggegruben på 15 – 20 m.

Den væsentligste styringsparameter for grundvandssænkningen vurderes at være en sikring af så kort en rækkevidde som mulig under hensyn til den nødvendige afsænkning i byggegruben. Der kan ikke bare pumpes løs af hensyn til bl.a. risiko for skader på eksisterende bebyggelse og vejanlæg i specielt Jyllandsgade. Der skal etableres pejleboringer for kontrol ved bebyggelsen i Jyllandsgade, se afsnit 7.4. For at modvirke en afsænkning af vandspejlet i Jyllandsgade kan der overvejes gennemført en reinjecering. En reinjecering vil også kræve en stor styring. Det kan således være problematisk med for omfattende en reinjecering, der kan betyde oversvømmelse af eksisterende kældre m.v.

Der må forventes at skulle betales en vandafledningsafgift til Aalborg Kommune. Denne afgift kan blive et meget betragteligt beløb, hvorfor det anbefales afklaret snarest muligt.

Uanset hvilken grundvandssænkning der besluttet skal grundvandssænkningen udføres med den mindst mulige afsænkning over kortest mulige tid.

7.4 Kontrolprogram

Der skal opstilles og gennemføres et kontrolprogram for den midlertidige grundvandssænkning.

Som basis for kontrolprogrammet skal der ske en gennemgang og registrering af nabokonstruktioner, specielt i Jyllandsgade.

Kontrolprogrammet skal som minimum omfatte:

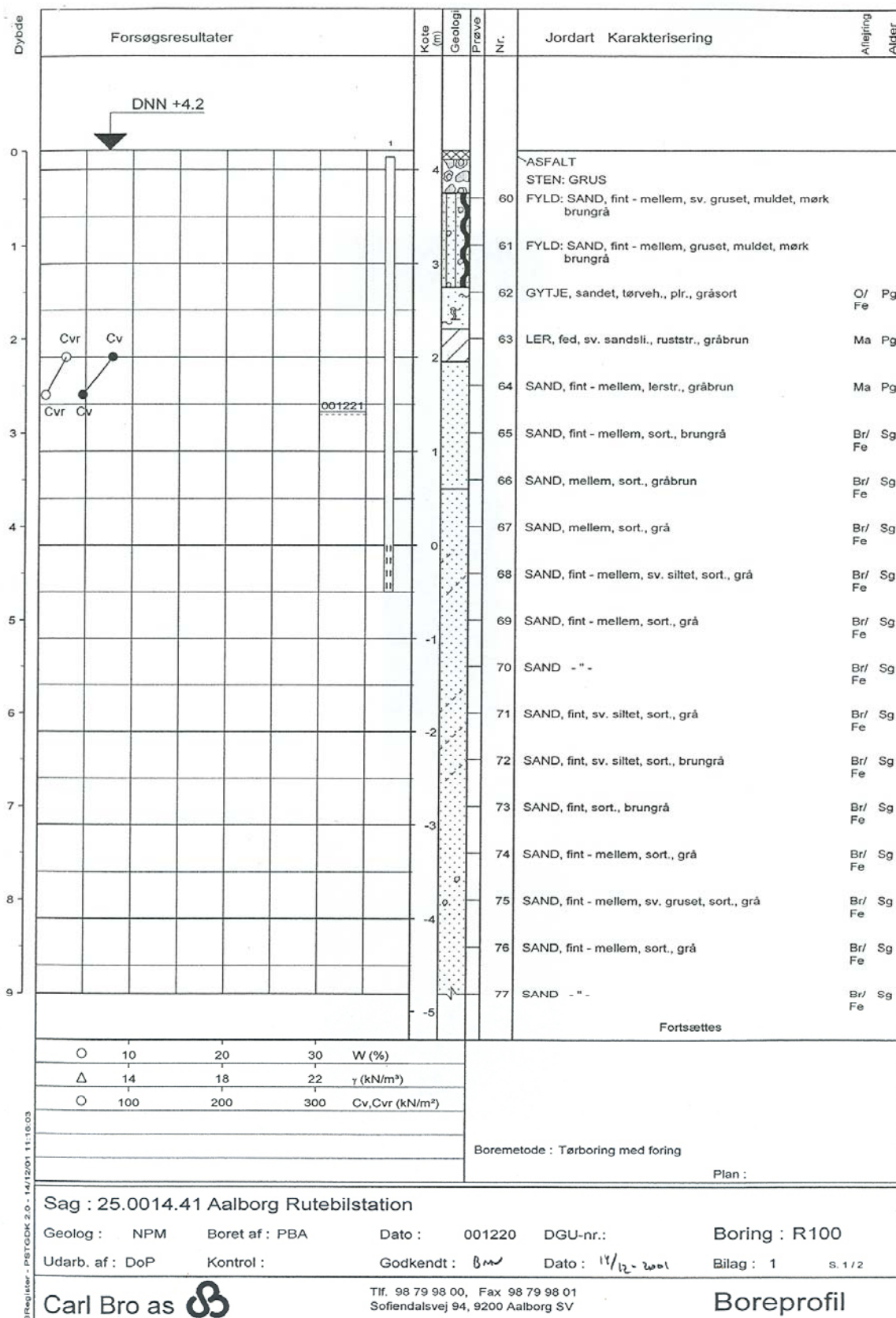
- etablering af pejleboringer ved eksisterende bebyggelse i Jyllandsgade
- sikring af allerede etablerede pejleboringer eller erstatning af disse såfremt udgravninger, byggeplads m.v. umuliggør at bibeholde de eksisterende placeringer
- mindst en daglig pejlerunde i samtlige pejleboringer.
Der føres skriftlig journal med angivelse af
 - dato,
 - klokkeslet
 - initialer

- boringsnr.
- pejling
- kontrol og justering af pumpeboringer / sugespidsanlæg mindst en gang dagligt.

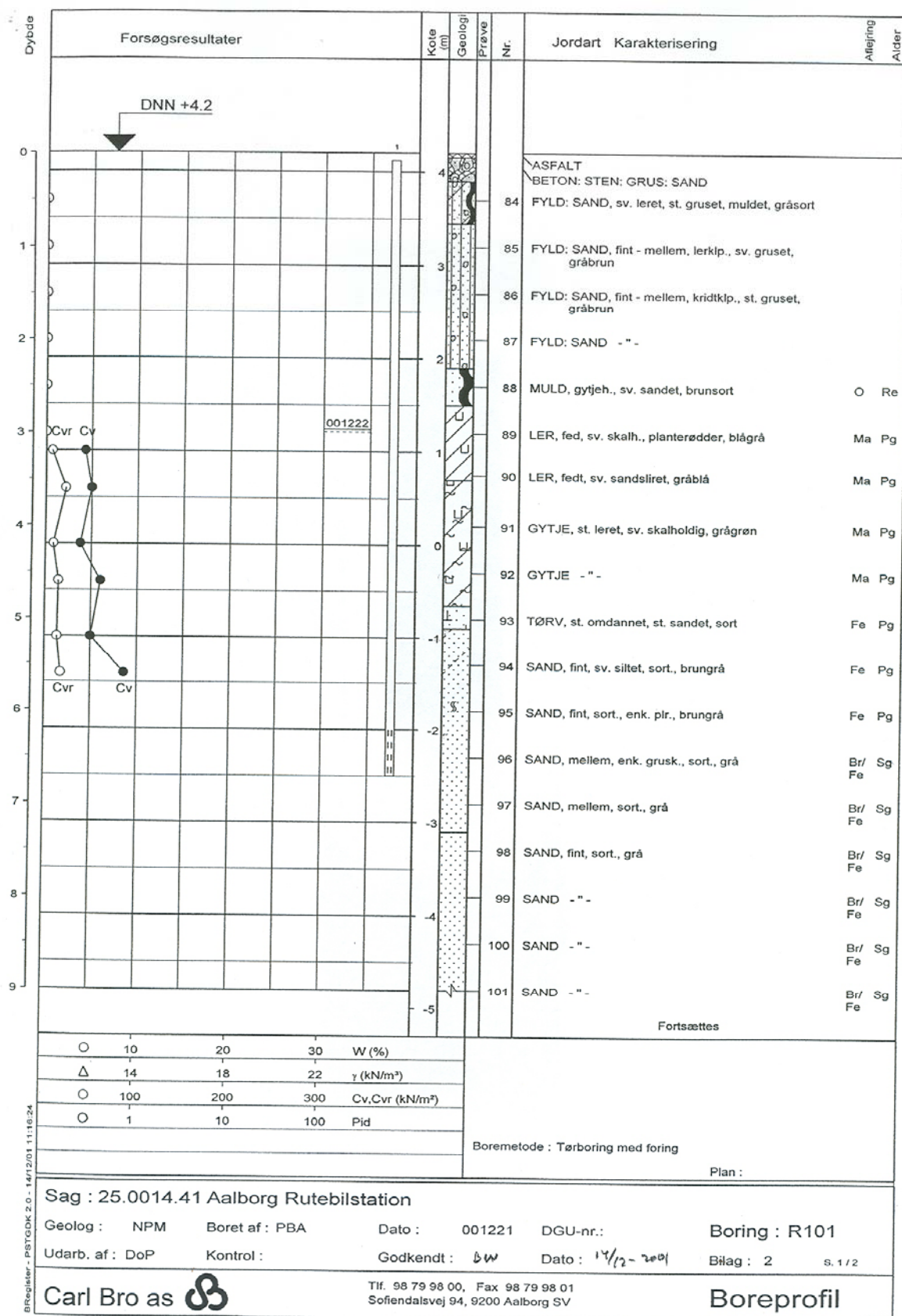
På basis af pejleresultaterne skal der løbende gennemføres justering af grundvands-sænkningen så der dels ikke foretages en afsænkning i byggegruben der er absolut større end nødvendigt, dels ikke sker en sænkning af grundvandsspejlet ved eksisterende udsatte bygninger og vejanlæg.

Det anbefales at der opstilles et præcist program for til hvilke faser i byggeriet, der er krav om grundvandssænkningen til hvilket niveau. Dette program er grundlag for styring på pladsen sammen med det daglige pejleprogram.

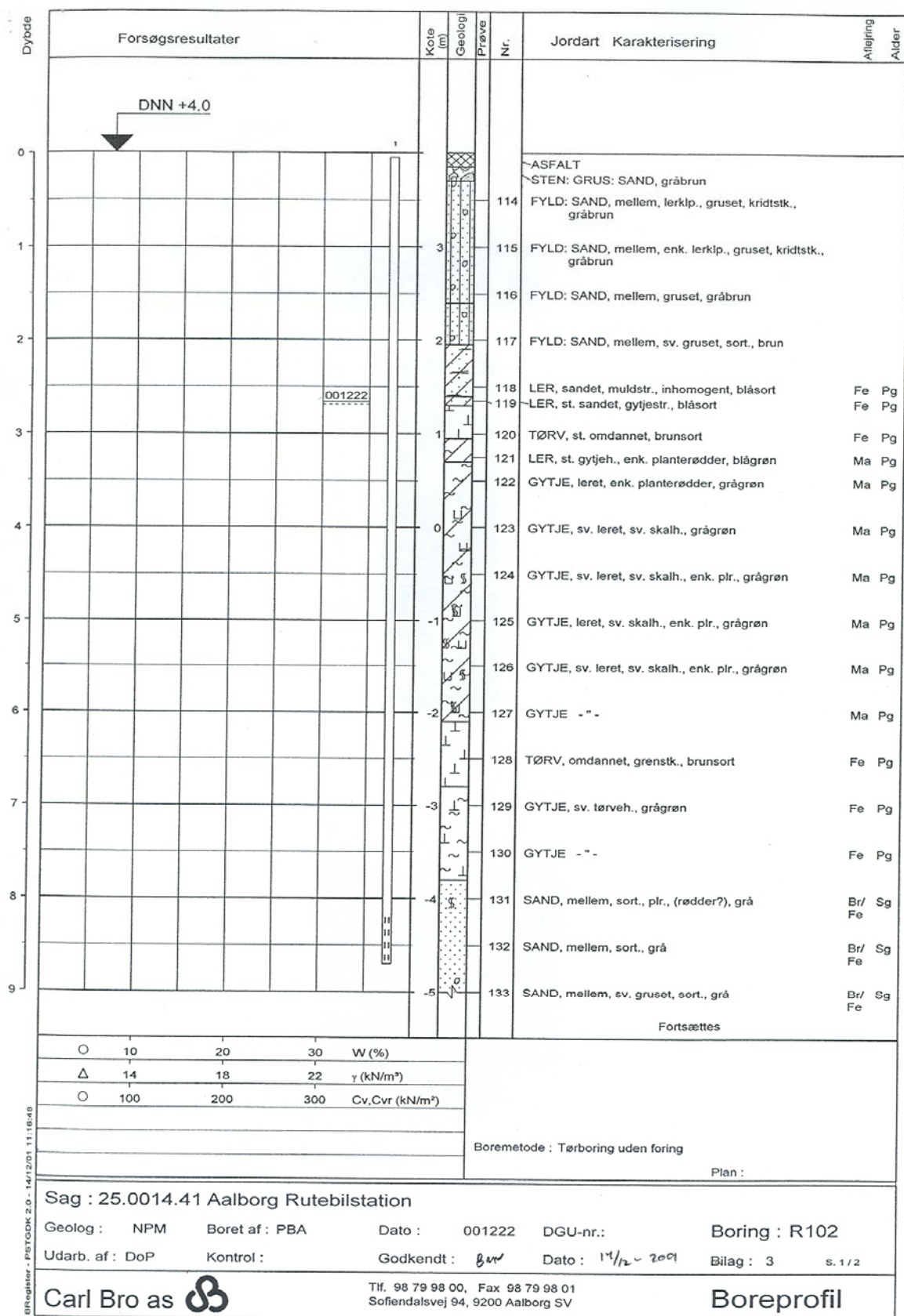
I det omfang grundvandssænkningen er kritisk for selve byggegruben og kælderens skal grundvandssænkningen sikre mod svigt med nødstrømsanlæg og alarm.



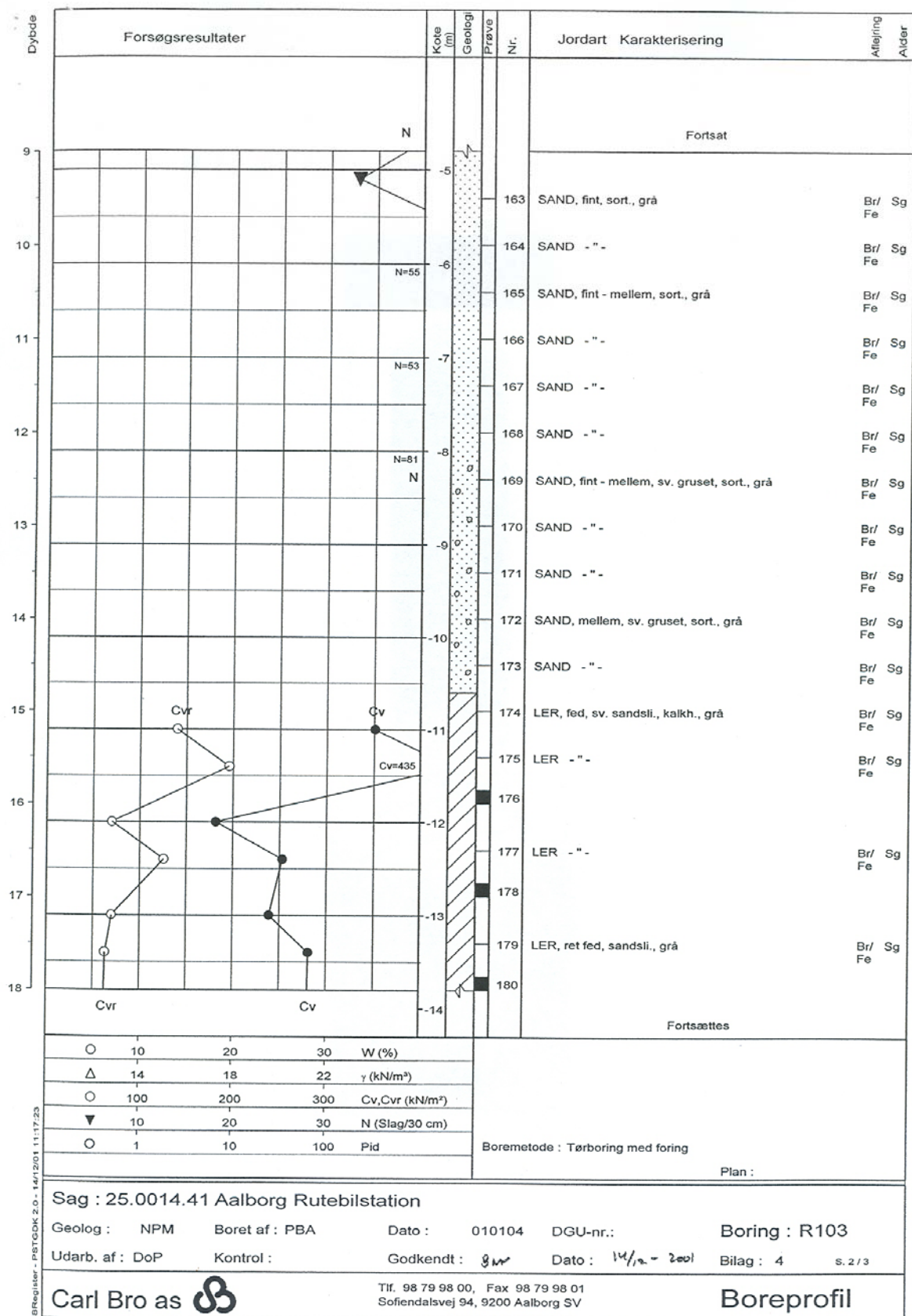
Dybde	Forsøgsresultater				Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart	Karakterisering	Aflæsning	Alder														
9					-5																					
					-5			78	SAND, mellem, gruset, sort., grå		Br/ Fe	Sg														
10					-6			79	SAND, mellem, sv. gruset, sort., grå		Br/ Fe	Sg														
					-6			80	LER, fed, sv. sandsil., grå		Br/ Fe	Sg														
11					-7			81	LER - " -		Br/ Fe	Sg														
					-7			82	LER - " -		Br/ Fe	Sg														
12					-8			83																		
					-8																					
13					-9																					
					-9																					
14					-10																					
					-10																					
15					-11																					
					-11																					
16					-12																					
					-12																					
17					-13																					
					-13																					
18					-14																					
					-14																					
<table border="1"> <tr> <td>○</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>W (%)</td> </tr> <tr> <td>△</td> <td>14</td> <td>18</td> <td>22</td> <td>γ (kN/m³)</td> </tr> <tr> <td>○</td> <td>100</td> <td>200</td> <td>300</td> <td>Cv, Cvr (kN/m²)</td> </tr> </table>				○	10	20	30	W (%)	△	14	18	22	γ (kN/m³)	○	100	200	300	Cv, Cvr (kN/m²)	Boremetode : Tørboring med foring Plan :							
○	10	20	30	W (%)																						
△	14	18	22	γ (kN/m³)																						
○	100	200	300	Cv, Cvr (kN/m²)																						
Sag : 25.0014.41 Aalborg Rutebilstation Geolog : NPM Boret af : PBA Dato : 001220 DGU-nr.: Boring : R100 Udarb. af : DoP Kontrol : Godkendt : <i>gmv</i> Dato : 14/12-2001 Bilag : 1 S. 2 / 2																										
Carl Bro as 						Tlf. 98 79 98 00, Fax 98 79 98 01 Sofiendalsvej 94, 9200 Aalborg SV			Boreprofil																	

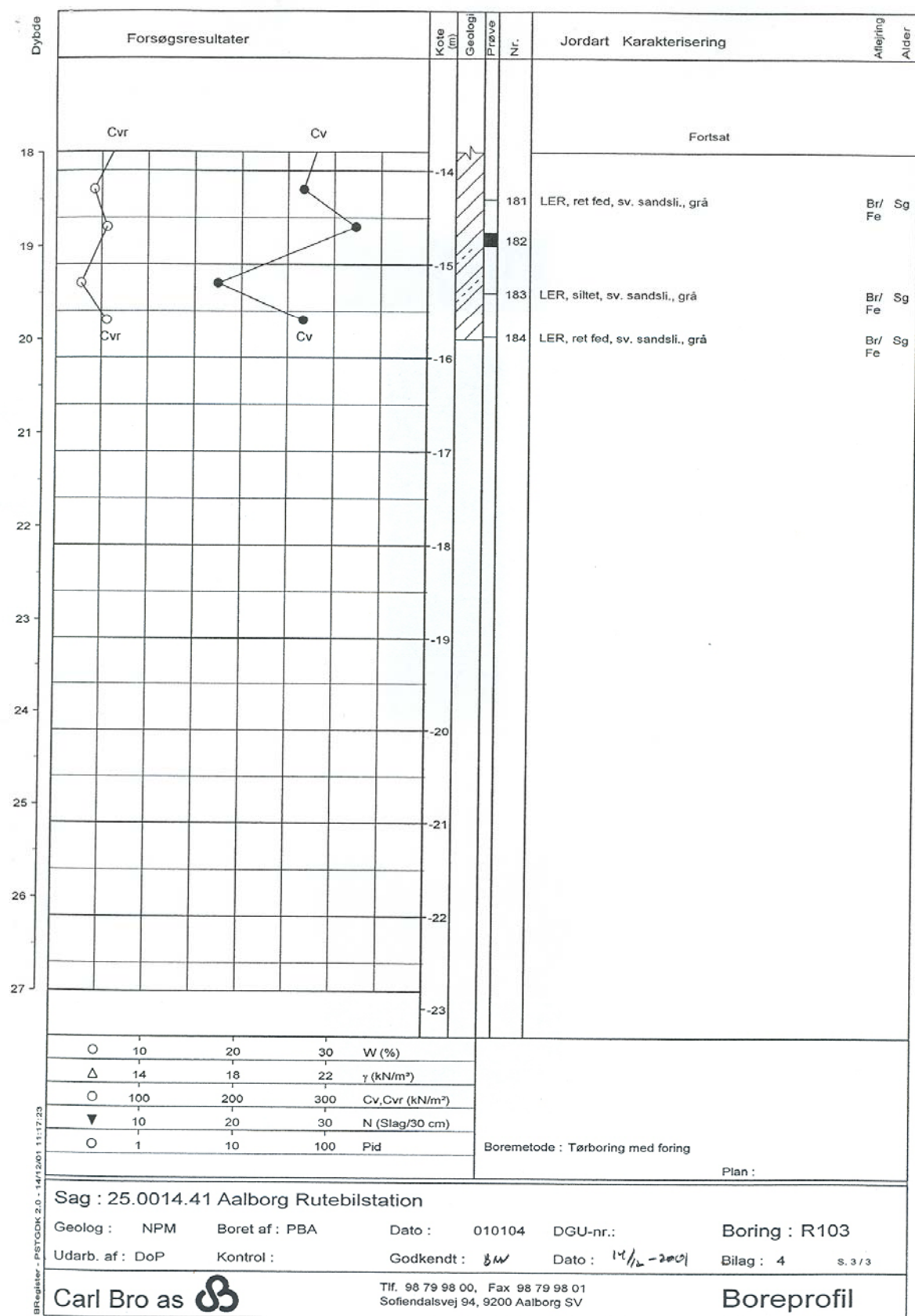


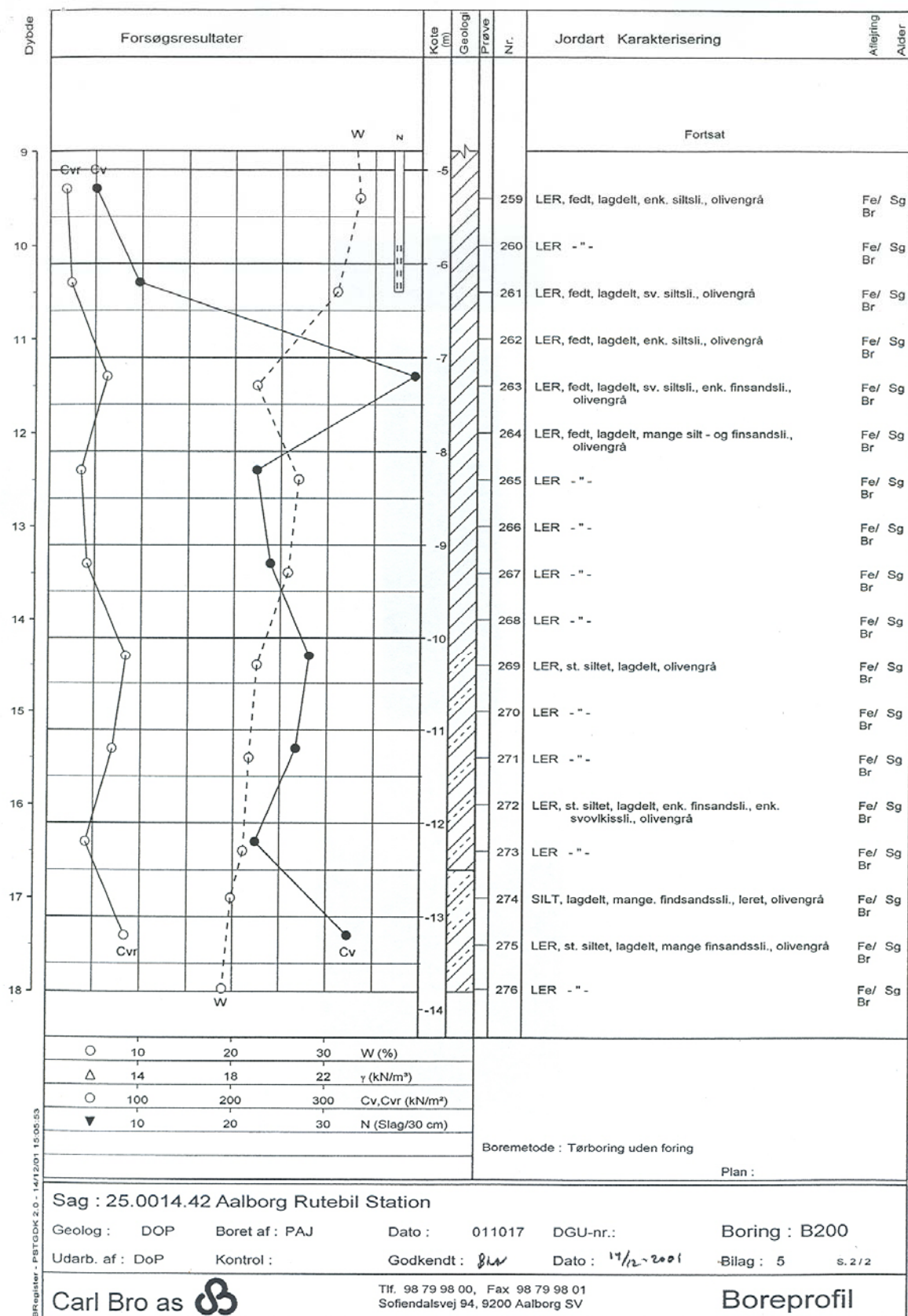
Dybde	Forsøgsresultater				Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart	Karakterisering	Afgrænsning	Alder																				
9					-5																											
								102	SAND, fint - mellem, sort., grå	Br/ Fe	Sg																					
10					-6			103	SAND - " -	Br/ Fe	Sg																					
								104	SAND - " -	Br/ Fe	Sg																					
11					-7			105	SAND - " -	Br/ Fe	Sg																					
								106	SAND, mellem - groft, sv. gruset, sort., grå	Br/ Fe	Sg																					
12					-8			107	SAND, mellem, sort., grå	Br/ Fe	Sg																					
								108	SAND, mellem, sv. gruset, sort., grå	Br/ Fe	Sg																					
13					-9			109	SAND, mellem, sv. gruset, sort., kalkh., grå	Br/ Fe	Sg																					
								110	SAND, mellem - groft, sv. gruset, sort., grå	Br/ Fe	Sg																					
14					-10			111	SAND - " -	Br/ Fe	Sg																					
								112	LER, ret fedt, sv. siltet, sv. sandsliret, grå	Br/ Fe	Sg																					
15					-11			113	LER - " -	Br/ Fe	Sg																					
16					-12																											
17					-13																											
18					-14																											
<table border="1"> <tr> <td>○</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>W (%)</td> </tr> <tr> <td>△</td> <td>14</td> <td>18</td> <td>22</td> <td>γ (kN/m³)</td> </tr> <tr> <td>○</td> <td>100</td> <td>200</td> <td>300</td> <td>Cv, Cvr (kN/m²)</td> </tr> <tr> <td>○</td> <td>1</td> <td>10</td> <td>100</td> <td>Pid</td> </tr> </table>					○	10	20	30	W (%)	△	14	18	22	γ (kN/m³)	○	100	200	300	Cv, Cvr (kN/m²)	○	1	10	100	Pid	Boremethode : Terboring med foring Plan :							
○	10	20	30	W (%)																												
△	14	18	22	γ (kN/m³)																												
○	100	200	300	Cv, Cvr (kN/m²)																												
○	1	10	100	Pid																												
Sag : 25.0014.41 Aalborg Rutebilstation Geolog : NPM Boret af : PBA Dato : 001221 DGU-nr.: Boring : R101 Udarb. af : DoP Kontrol : Godkendt : <i>JW</i> Dato : 11/12-2001 Bilag : 2 S. 2 / 2																																
Carl Bro as  Tlf. 98 79 98 00, Fax 98 79 98 01 Sofiendalsvej 94, 9200 Aalborg SV Boreprofil																																

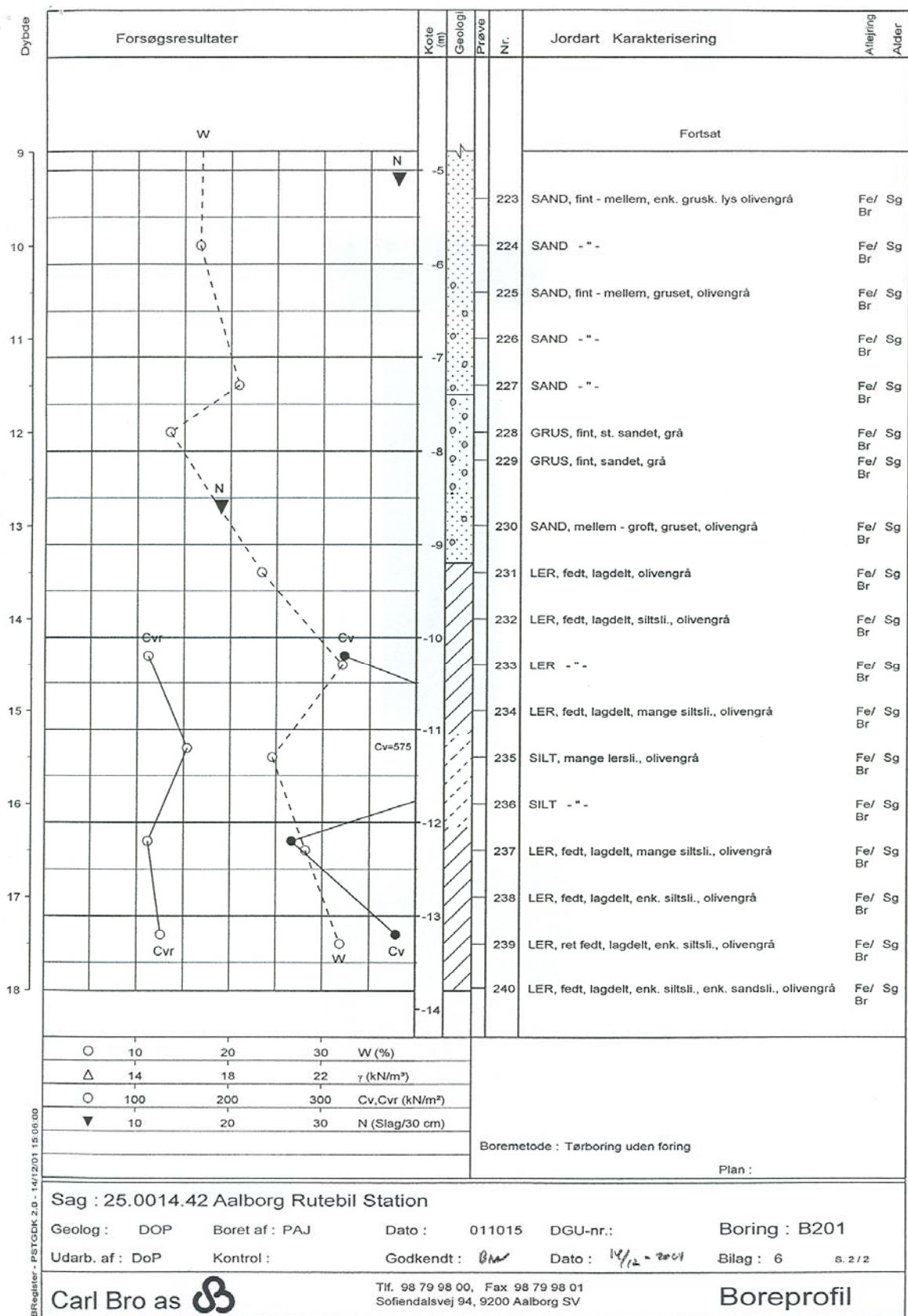




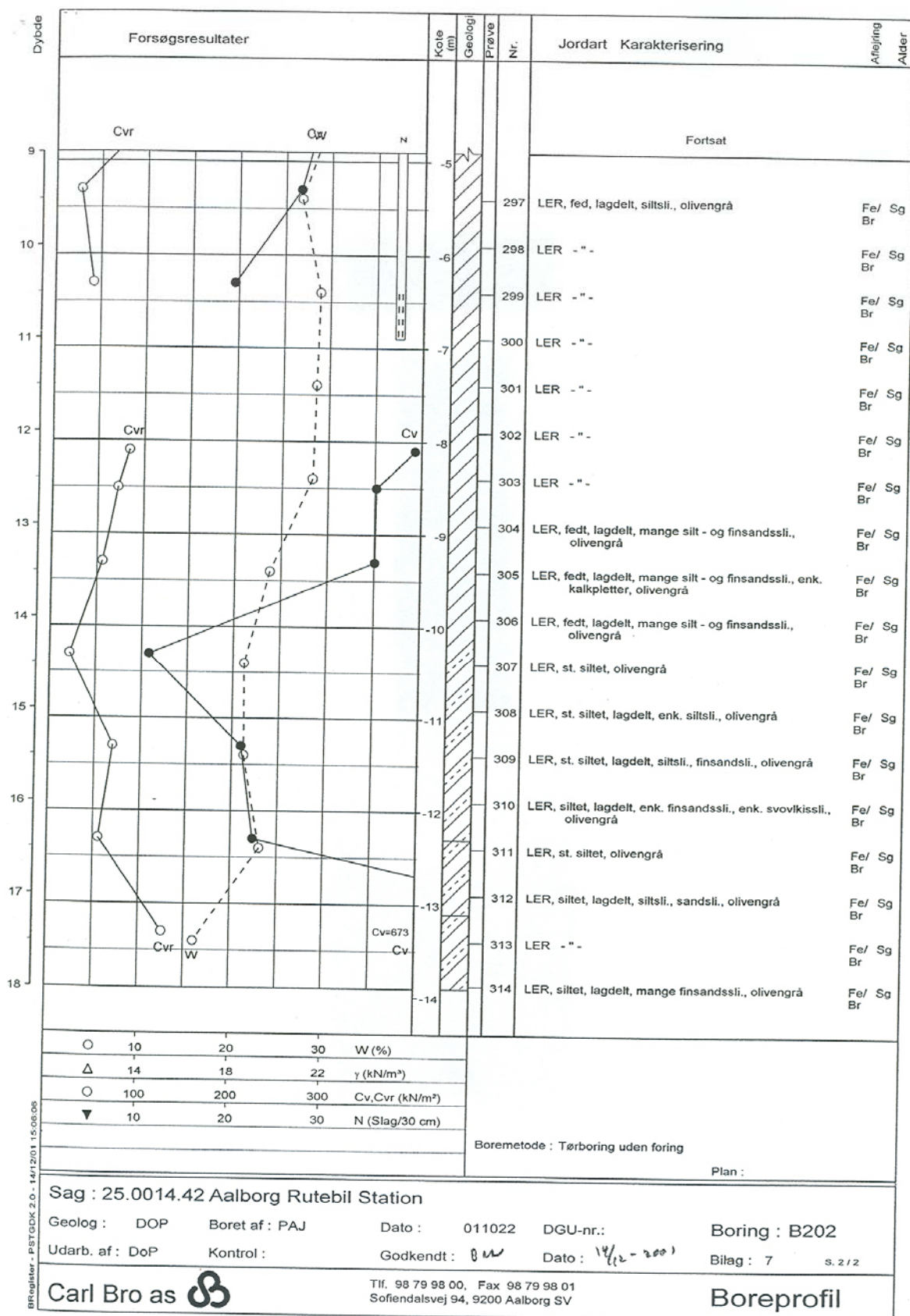


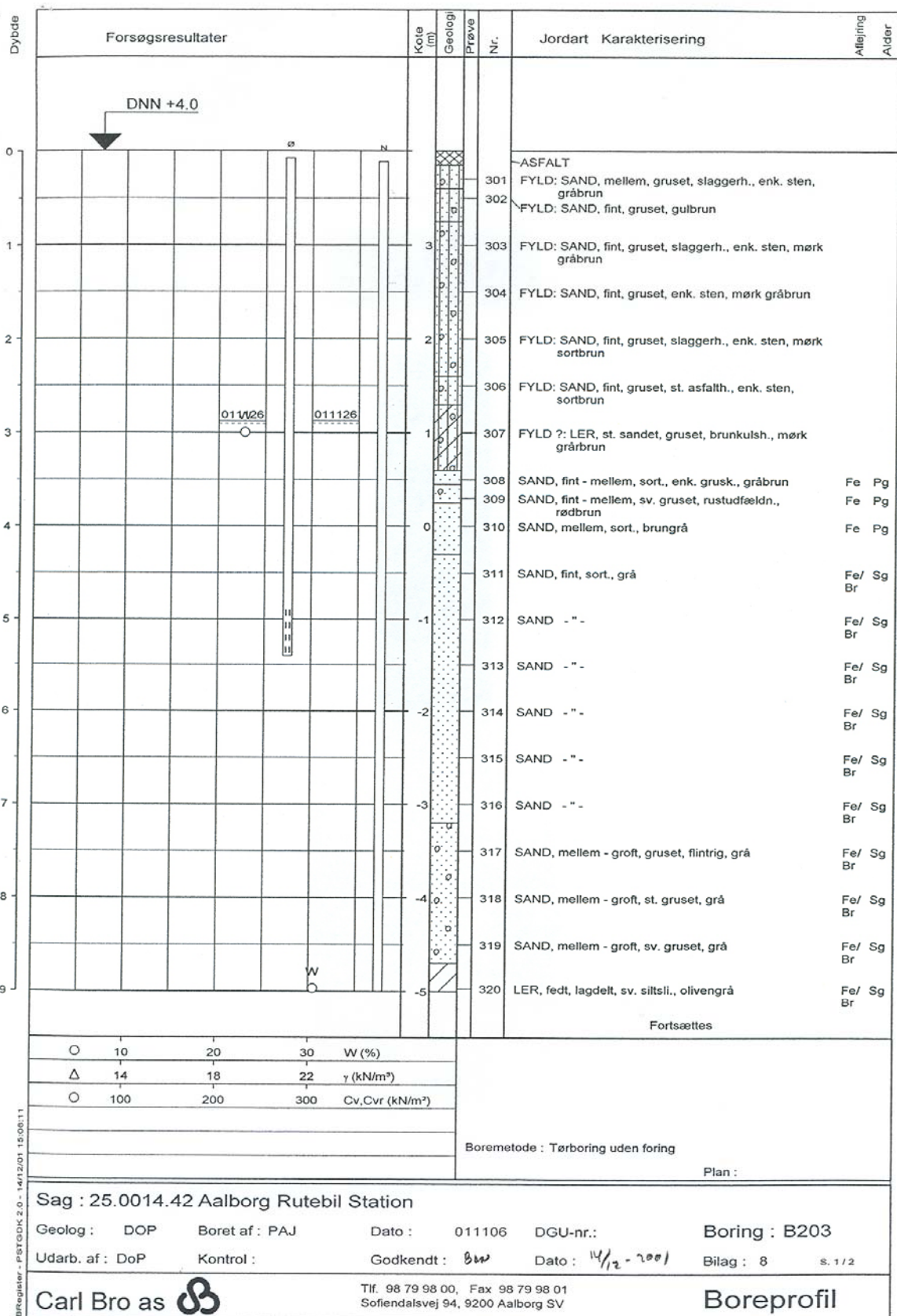












Dybde	Forsøgsresultater				Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering		Alder															
9									Fortsat																	
10					-6																					
11					-7																					
12					-8																					
13					-9																					
14					-10																					
15					-11																					
16					-12																					
17					-13																					
18					-14																					
<table border="1"> <tr> <td>○</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>W (%)</td> </tr> <tr> <td>△</td> <td>14</td> <td>18</td> <td>22</td> <td>γ (kN/m³)</td> </tr> <tr> <td>○</td> <td>100</td> <td>200</td> <td>300</td> <td>Cv, Cvr (kN/m²)</td> </tr> </table>					○	10	20	30	W (%)	△	14	18	22	γ (kN/m³)	○	100	200	300	Cv, Cvr (kN/m²)	Boremetode : Tørboring uden foring Plan :						
○	10	20	30	W (%)																						
△	14	18	22	γ (kN/m³)																						
○	100	200	300	Cv, Cvr (kN/m²)																						
Sag : 25.0014.42 Aalborg Rutebil Station Geolog : DOP Boret af : PAJ Dato : 011106 DGU-nr.: Boring : B203 Udarb. af : DoP Kontrol : Godkendt : <i>SW</i> Dato : 14/12 - 201 Bilag : 8 S. 2 / 2 Carl Bro as  Tlf. 98 79 98 00, Fax 98 79 98 01 Sofiendalsvej 94, 9200 Aalborg SV Boreprofil																										

BROGDK 2.0 - 14/12/01 15:08:11

INGENIØR & BRØNDBORER JØRN KRAMER SOLVANGEN 32, 9210 AALBORG SØ TELF. 98 141911	BOREPROFIL SAG	NR.: 1 NR.: 6678
---	-------------------	---------------------

KUNDE : Carl Bro A/S

BORESTED : Rutebilstationen - Prøveboring. UDFØRT DEN 21.11. -22.11.2001

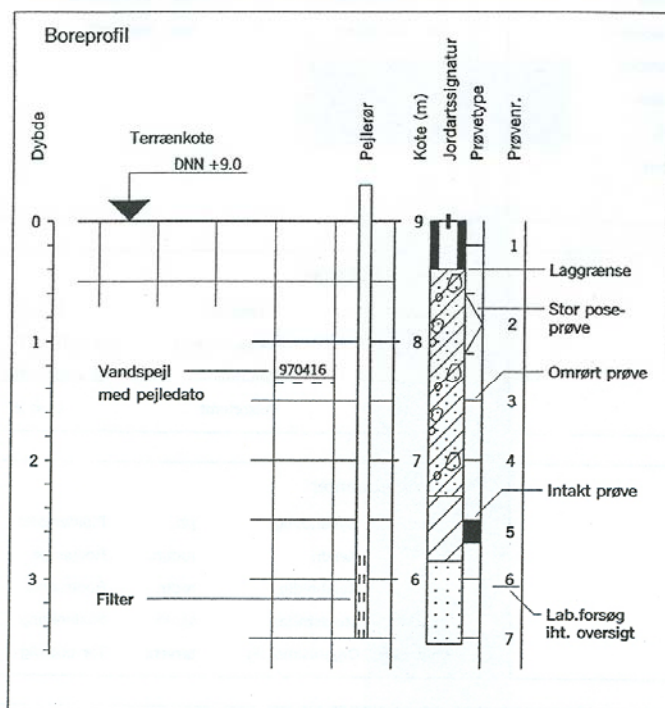
BOREPROFIL			FILTEROPBYGNING	
	PRØVE NR.	BESKRIVELSE	< D > d	D: 10" d: 200 mm
0				
		Tilbagefyld		
1				
		Tilbagefyld		
2				
		Tilbagefyld		
3				
		Tilbagefyld		
4				
		Tilbagefyld		
5				
		Gytje - leret sand/silt		
6				
		Sand fint		
7				
		Sand fint		Filter 0,3mm
8				Sand 0,4 - 0,8
		Sand fint		
9				
		Sand fint, siltet		
10				

INGENIØR & BRØNDBORER JØRN KRAMER SOLVANGEN 32, 9210 AALBORG SØ TELF. 98 141911	BOREPROFIL SAG	NR.: 2 NR.: 6678
---	-------------------	---------------------

KUNDE : Carl Bro A/S

BORESTED : Rutebilstationen - Prøveboring. UDFØRT DEN 21.11. -22.11.2001

BOREPROFIL		FILTEROPBYGNING	
PRØVE NR.	BESKRIVELSE	< D > d	D: 10" d: 200 mm
0			
	Sand mellem let siltet		Filter 0,3mm
1	Ler		Sand 0,4 - 0,8
2			
	Ler		
3			
	Ler		
4			
5			
6			
7			Filter 0,3mm
			Sand 0,4 - 0,8
8			
9			
	Sand fint, siltet		
10			



Symboler på boreprofil

- Δ^w Vandindhold, w
- N SPT-forsøg, N
- c_v Intakt vingestykke, c_v
- c_{vr} Omrørt vingestykke, c_{vr}
- ρ Rumvægt
- G_{lr} Glødetab

Jordartssignatur på boreprofil

- | | | | |
|--|--------------|--|--------------|
| | STEN | | FYLD |
| | GRUS | | MULD |
| | SAND | | TØRV |
| | SILT | | TØRVEGYTJE |
| | LER | | GYTJE |
| | KALK / KRIDT | | SKALLER |
| | MORÆNESAND | | PLANTERESTER |
| | MORÆNELER | | |

Symboler på situationsplan

-
-
-
-
-
-
-
-

Signaturforklaring og definitioner

Bilag A

Rev. 7. Juni 2002

Geologiske betegnelser og forkortelser

Alder

Re: Recent	Mi: Miocæn
Pg: Postglacial	Ol: Oligocæn
Sg: Senglacial	Eo: Eocæn
Al: Allerød	Pl: Palæocæn
Gc: Glacial	Sl: Selandien
Ig: Interglacial	Da: Danien
Is: Interstadial	Kr: Kridt
Te: Tertiær	Se: Senon
Pl: Pliocæn	

Dannelsesmiljø

Br: Brakvand	Sk: Skredjord
Fe: Ferskvand	Sm: Smeltevand
Fl: Flydejord	Vi: Vindaflejret
Gl: Gletscher	Vu: Vulkansk
Ma: Marin	
Ne: Nedsykl	
O: Overjord	

Kornstørrelser

Fint	Finkornet
Mellem	Mellemkornet
Groft	Grovkornet

Sorteringsgrader

Usort.	Usorteret	$U > 7$
Ringe sort.	Ringe sorteret	$3.5 < U < 7$
Sort.	Sorteret	$2 < U < 3.5$
Velsort.	Velsorteret	$U < 2$

Hærdningsgrader

H1	Uhærdnet
H2	Svagt hærdnet
H3	Hærdnet
H4	Stærkt hærdnet
H5	Forkislet

Bikomponenter

gytjeh.	Gytjeholdig	plr.	Planterester
kfr.	Kalkfri	rodgn.	Rodgange
khl.	Kalkholdig	rodtr.	Rodtrævler
muldstr.	Muldstriber	skalh.	Skalholding
organiskh.	Organiskholdig	tørveh.	Tørveholdig

Øvrige forkortelser

enk.	Enkelte	klp.	Klumper	part.	Partier	udb.	Udblødt
hom.	Homogent	m.	Med	sli.	Slirer	u.t.	Under terræn
indh.	Indhold	misf.	Misfarvet	stk.	Stykker	vs.	Vandspejl
inhom.	Inhomogent	omdan.	Omdannet	st.	Stærk(t)	veks.	Vekslende
k.	Korn	o.t.	Over terræn	sv.	Svag(t)	v.f.	Vandførende

Definitioner

Vandindhold	W	= Vandvægten i procent af tørstofvægten
Flydegrænse	W_L	= Vandindhold ved flydegrænsen
Plasticitetsgrænse	W_P	= Vandindhold ved plasticitetsgrænsen
Plasticitetsindeks	I_P	= $W_L - W_P$
Rumvægt	g	= Forholdet mellem totalvægt og totalvolumen
Kornrumvægt	g_s	= Middelværdien af tørstoffets rumvægt
Poretal	e	= Forholdet mellem porevolumen og tørstofvolumen
Løs/fast lejring	e_{max}/e_{min}	= Poretallet i løseste/fasteste standardlejring i laboratoriet
Lejringstæthed	I_D	= Relativ lejringstæthed $(e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$
Glødetab	glr	= Vægttab ved langvarig glødning i procent af tørstof
Kalkindhold	ka	= Vægten af $CaCO_3$ i procent af tørstof

Rev. Juni 2002

Aalborg Rutebilstation

Prøvepumpning

Sag 25.0014.42

Boring	Top pejlørør Kote m DNN	Vandspejl før opstart 26.11.2001 m. u.l.p.	Kote m DNN	Vandspejl 26.11.2001 m. u.l.p.	Kote	Vandspejl 27.11.2001 m. u.l.p.	Kote	Vandspejl 28.11.2001 m. u.l.p.	Kote	Vandspejl 29.11.2001 m. u.l.p.	Kote	Vandspejl 30.11.2001 m. u.l.p.	Kote	Vandspejl 03.12.2001 m. u.l.p.	Kote	Vandspejl 04.12.2001 m. u.l.p.
R100	4,11	2,85	1,28	2,89	1,22	2,94	1,17	2,95	1,16	3,00	1,11	3,03	1,08	3,03	1,08	3,03
R101	4,19	3,00	1,19	3,07	1,12	3,14	1,05	3,16	1,03	3,20	0,99	3,24	0,95	3,26	0,93	3,27
R102	3,92	0,44	3,48	0,42	3,50	0,22	3,70 Defekt	3,70 Defekt	3,70 Defekt	3,70 Defekt	3,70 Defekt	3,70 Defekt	3,70 Defekt	3,70 Defekt	3,70 Defekt	3,70 Defekt
R103	3,98	1,99	1,99	1,68	2,30	1,08	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt	2,90 Påkørt
B200 Øvre rør	4,15	3,10	1,05	3,22	0,93	3,30	0,85 Regnvand	3,28	0,90	3,53	0,84	3,38	0,39	3,83	0,32	3,83
B200 Nedre rør	4,05	2,94	1,11	3,14	0,91	3,34	0,71 Regnvand	3,28	0,90	3,34	0,84	3,38	0,44	3,68	0,37	3,69
B201	4,18	3,02	1,16	3,20	0,98	3,27	0,91	3,28	0,90	3,34	0,84	3,38	0,80	3,40	0,78	3,39
B202 Øvre rør	4,06	2,95	1,11	2,98	1,08	3,00	1,06	3,01	1,05	3,04	1,02	3,06	1,00	3,10	0,96	3,10
B202 Nedre rør	4,01	4,58	-0,57	4,46	-0,45	1,93	2,08	2,04	1,97	2,15	1,86	2,35	1,66	2,40	1,61	2,42
B203 Øvre rør	3,96	2,84	1,12	3,15	0,81	3,28	0,68	3,36	0,60	3,41	0,55	3,47	0,49	3,56	0,40	3,55
B203 Nedre rør	3,92	2,79	1,13	3,11	0,81	3,24	0,68	3,30	0,62	3,37	0,55	3,42	0,50	3,50	0,42	3,50
Vandur m3	123311	123395	11 m3/time	123625	10 m3/time	123858	9,7 m3/time	124064	10 m3/time	124325	10 m3/time	125032	9,8 m3/time	125315	9,9 m3/time	

8
ALT FOR REAAEN
4000005.1 ()
ZLC

(58) 12

B202

B200

Prøvepumpning

B203

TK: 4.15

(058) 8

TK: 4.20

R102

TK: 4.03

B201

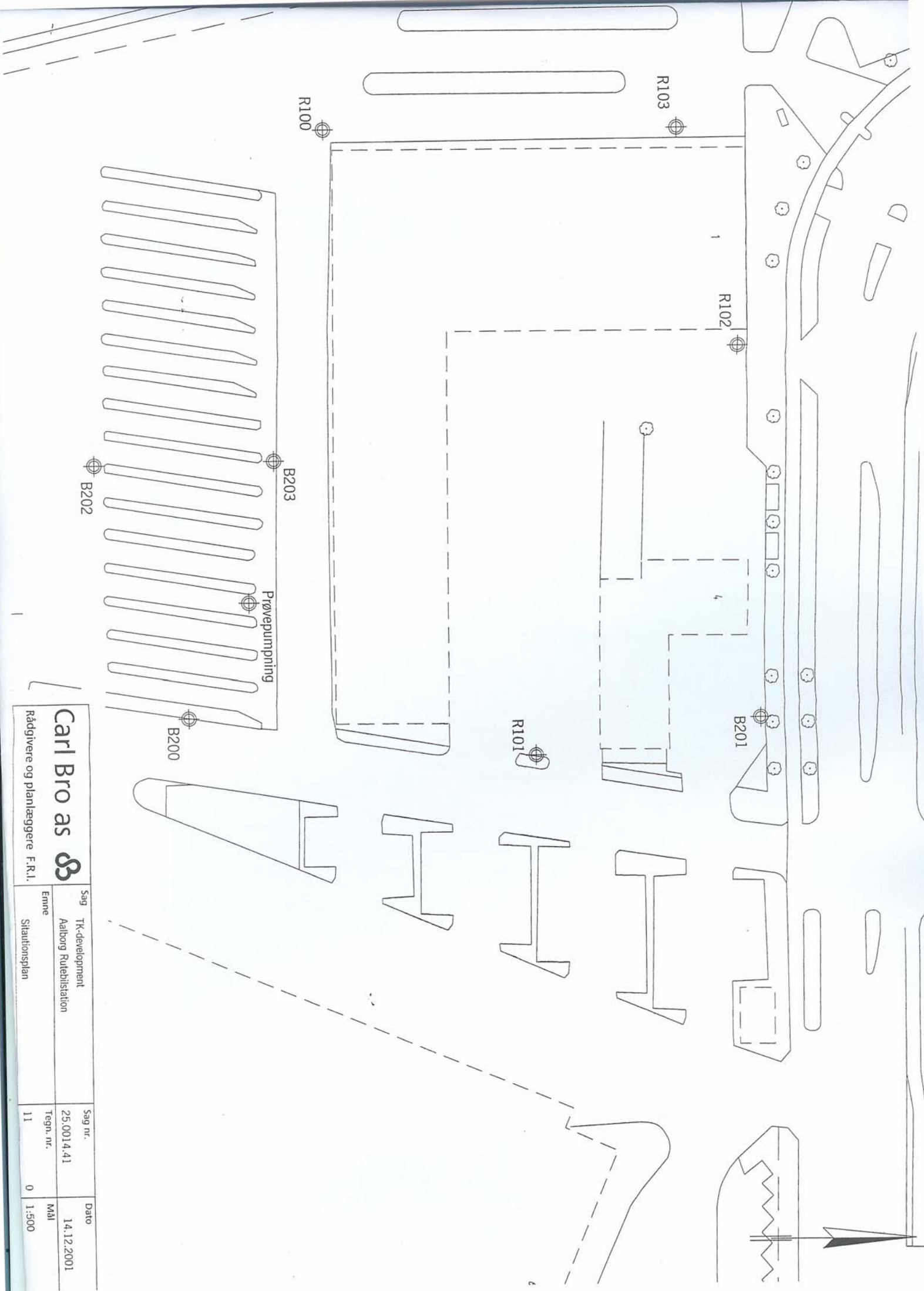
R101

TK: 4.20

Carl Bro as

Sag TK-development
Aalborg Rutebilstation
Emne Situationsplan

Rådgivere og planlæggere F.R.I.

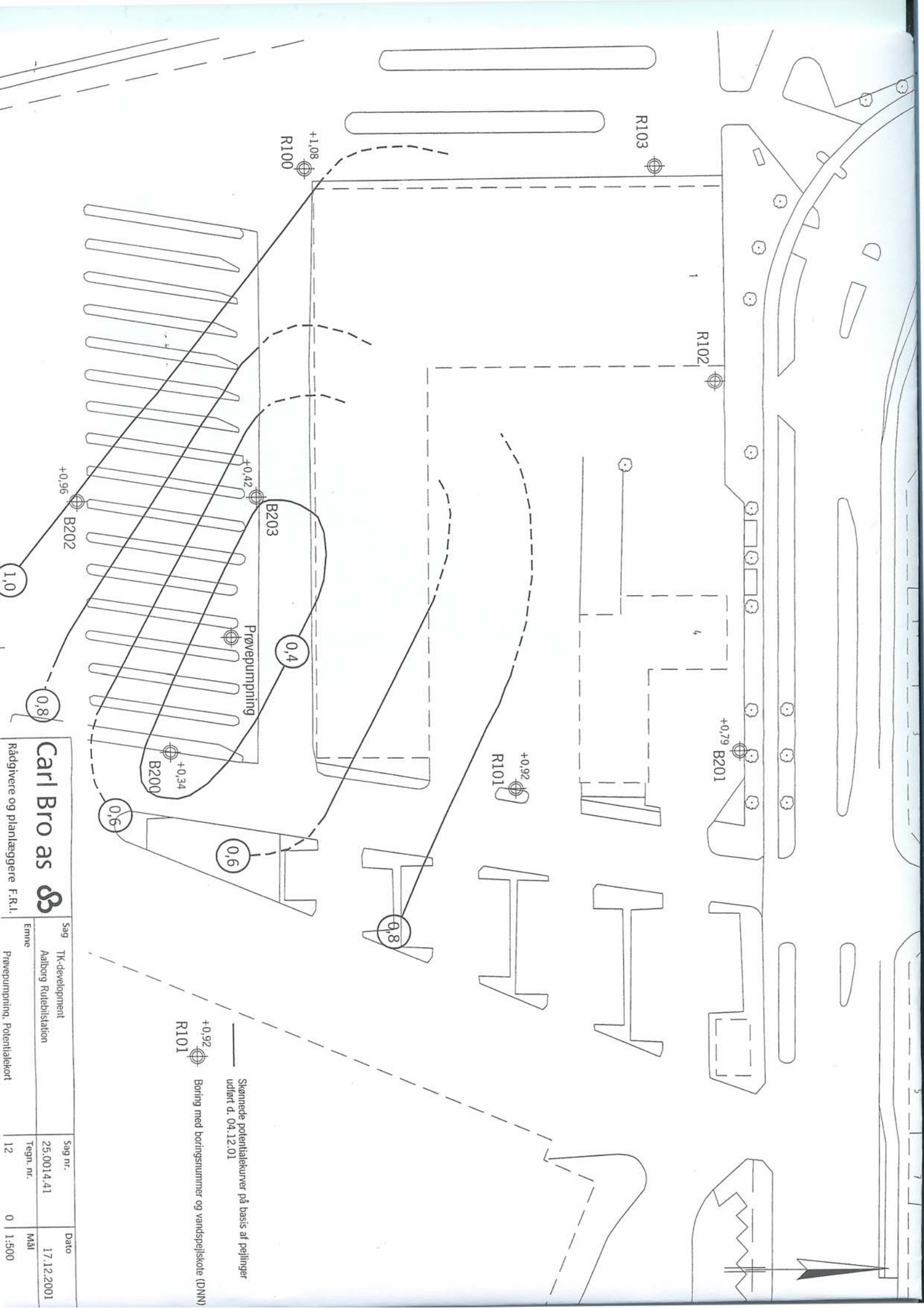


Carl Bro as



Rådgivere og planlæggere F.R.I.

Sag	TK-development	Sag nr.		Dato	
	Aalborg Rutebilstation	25.0014.41		14.12.2001	
Emne		Tegn. nr.		Mål	
Stationsplan		11	0	1:500	



Carl Bro as 			
Rådgivere og planlæggere F.R.I.			
Sag	TK-development	Sag nr.	25.0014.41
Emne	Aalborg Rutehalstation	Tegn. nr.	17.12.2001
Prøvepumpning, Potentialkort		12	Mål
		0	1:500

Skønnede potentialer kurver på basis af peflinger udført d. 04.12.01

Boring med borningsnummer og vandspejlskote (DNN)