

OSLO KOMMUNE

BJÖRVIKA KAIANLEGG

R-45

SO: C1

JULI 1957.

## INDHOLD

0	KONKLUSION	Side 3
1	OPGAVEN	4
2	GEOTEKNISKE UNDERSØGELSER	5
3	BEREGNINGSFORUDSÆTNINGER	8
4	PRINCIPIELLE BETRAGTNINGER	13
5	BESKRIVELSE AF PROJEKTER	14
6	RESUME OG DISKUSSION	29
7	FORUDSÆTNINGER FOR OVERSLAG	31

## FIGURER

- FIG. 1 LERETS RUMVÆGT
- 2 PLASTICITETSINDEX
- 3 FORSKYDNINGSSTYRKE VED VINGEFORSØG
- 4 FORSKYDNINGSSTYRKE VED TRYKFORSØG
- 5 FORSKYDNINGSSTYRKE VED KEGLEFORSØG
- 6 SAMMENTRYKNINGSTAL
- 7 NATURLIGT PORETAL
- 8 EFFEKTIVT OVERLEJRINGSTRYK
- 9 KONSOLIDERINGSKOEFFICIENT
- 10 KRITISKE BRUDLINIER FOR OPFYLDNING
- 11 KRITISK BRUDLINIE FOR SPUNSVÆGSKAJ  
EFTER 5 ÅRS KONSOLIDERING
- 12 KRITISK BRUDLINIE FOR SPUNSVÆGSKAJ  
EFTER 10 ÅRS KONSOLIDERING

## TEGNINGER

- NR. 1 OVERSIGTSPLAN
- 2 KOTEPLAN
- 3 FORSLAG I A
- 4 FORSLAG I B
- 5 FORSLAG II A
- 6 FORSLAG II B
- 7 FORSLAG III

## 0 KONKLUSION

Resultatet af den foretagne undersøgelse er følgende:

Den billigste konstruktion er den på tegning nr. 7 viste forankrede spunsvægskaj, bag hvilken hele bassinet er fyldt op (projekt III). Den vil koste omkring 6,0 mill. n. kr. at bygge.

Den har dog to ulemper. For det første skal fylden ligge i indtil 5 år, inden kajen kan bygges. For det andet vil kajmuren i tidens løb sætte sig ca. 1/2 m (og fylden ca. 1 m), hvilket kan medføre mindre skader på kajmuren og nødvendiggøre gentagne opretninger af fylden.

Begge disse ulemper er undgået i den på tegning nr. 4 viste fuldstændige overdækning af bassinet uden anvendelse af fyld (projekt IB). Til gengæld er dette projekt væsentligt dyrere, idet det vil koste omkring 15,0 mill. n. kr.

Såfremt de nævnte ulemper ved projekt III skønnes mindre væsentlige i sammenligning med den meget store besparelse i byggesum, bør dette projekt vælges. Anser man det derimod for afgørende at kunne disponere over kajen med det samme, og helt undgå generende sætninger, da bør man foretrække projekt IB.

## 1 OPGAVEN

Det eksisterende indre havnebassin i Björvika i Oslo Havn skal udfyldes eller overdækkes og afsluttes med en ny kaj, som vist på tegning nr. 1. Over dette område skal føres en vej, og arealet syd for denne skal anvendes som kajplads, medens arealet nord for i hovedsagen skal benyttes til parkeringspladser. På kajarealet skal opføres et let pakhus og anordnes jernbanespor, hvorimod kajkraner ikke skal forefindes.

Til hel eller delvis udfyldning af det pågældende bassin ønskes gerne anvendt sprængsten, der for tiden fås i store mængder fra forskellige fjeldsprængningsarbejder i Oslo. Det ønskes dog tillige undersøgt, om et projekt uden anvendelse af sprængsten eventuelt kan blive billigere.

Den planlagte vej skal under alle omstændigheder bygges og tages i brug snarest muligt. Derimod kan man, hvis det indebærer betydelige økonomiske fordele, muligvis vente indtil 5 år med at bygge kajen.

## 2 GEOTEKNISKE UNDERSØGELSER

Forholdsvis udførlige geotekniske undersøgelser er udført dels af Norges Geotekniske Institutt (Sag O 223, rapport af 15-10-55) og dels af Oslo Kommunes geotekniske konsulent (Sag R-45-55, rapport af 27-5-57). Nogle få triaksialforsøg er fornylig udført på Danmarks Geotekniske Institut (Sag 5784, rapport af 11-7-57).

Resultaterne af de foretagne undersøgelser er i korthed følgende:

De eksisterende vanddybder i bassinet er 3-7 m. Bunden består øverst af et indtil 4 m tykt lag blødt slam og gytjerigt eller humusholdigt ler. Herunder findes ler helt ned til fjeldet, der på det dybeste sted ligger godt 50 m under vandspejlet. Niveaukurver for overfladerne af henholdsvis fjeldet, lerlaget og slamlaget er vist på tegning nr. 2.

Leret synes at være forholdsvis homogent, men indeholder dog enkelte steder noget sand og grus. Det er middelfedt, ikke meget sensitivt og efter al sandsynlighed normalt konsolideret.

På diagrammerne fig. 1-9 er angivet de vigtigste resultater af de udførte geotekniske forsøg med leret. Da afvigelserne fra den ene boring til den anden ikke synes at være nævneværdigt større end spredningen indenfor den enkelte boring, er det her valgt at fremstille forsøgsresultaterne fra samtlige boringer på ét diagram, der således giver et begreb om den pågældende egenskabs gennemsnitlige variation med dybden. De angivne dybder er målt fra eksisterende bund, altså fra slamlagets overside.

Da de af Norges Geotekniske Institutt og Oslo Kommune anvendte måle-metoder og -apparater må antages at være meget nær identiske, har man tilladt sig at angive begge institutioners forsøgsresultater i samme diagram.

Fig. 1 angiver lerets rumvægt  $\gamma$ . Den fuldt optrukne middelkurve er lagt til grund for de geotekniske beregninger. Svarende til denne middelkurve aftager lerets naturlige vandindhold  $w$  fra 59% i overfladen til 33% i 17 m dybde, holder sig konstant på denne værdi til

35 m dybde, hvorfra det atter aftager til 24% i 50 m dybde.

Lerets plasticitetsgrænse  $w_P$  ligger omkring 20%, medens flydegrænsen  $w_L$  varierer fra ca. 50% ved overfladen til ca. 30% i 50 m dybde. Plasticitetsindex  $I_P = w_L - w_P$  varierer som vist på fig. 2.

Lerets udrænedede forskydningsstyrke er målt dels ved vingeforsøg in situ ( $s_v$ ), dels ved simple trykforsøg ( $s_t$ ) og dels ved kegleforsøg ( $s_k$ ) på optagne prøver. Vingeforsøgenes resultater er angivet på fig. 3, og den fuldt optrukne middelkurve er lagt til grund for stabilitetsundersøgelser, beregninger af pæles bæreevne m.m. Idet slamlaget i gennemsnit er 3 m tykt, regnes der for leret med en forskydningsstyrke, der stiger fra  $0,7 \text{ t/m}^2$  i lerlagets overside til  $2,3 \text{ t/m}^2$  6 m herunder. Denne værdi holder sig konstant på de næste 8 m og stiger derefter igen, således at man f. eks. 22 m under lerlagets overside har en forskydningsstyrke på  $3,4 \text{ t/m}^2$ .

Når det bemærkes, at lerets effektive rumvægt (under vand) er  $1 \text{ t/m}^3$  mindre end de på fig. 1 angivne værdier, kan man beregne forholdet  $\Delta s / \Delta q$  mellem tilvæksterne i forskydningsstyrke og overlejringsstryk til 0,37 for den øvre og 0,15 for den nedre skrålinie på fig. 3. Hertil svarer ifølge fig. 2 middelværdier af plasticitetsindex  $I_P$  på henholdsvis 25% og 19%.

Resultaterne af de simple trykforsøg er vist på fig. 4. Til sammenligning er indtegnet vingeforsøgenes middelkurve, hvoraf det fremgår, at overensstemmelsen mellem disse to arter af forsøg er særdeles god. Tilsvarende angiver fig. 5 resultaterne af kegleforsøgene, der ligeledes viser sig at stemme godt med vingeforsøgene.

Lerets sensitivitet varierer gennemgående mellem 2 og 6 med en middelværdi omkring 4. Der synes at være en tendens til aftagende sensitivitet med dybden.

De vigtigste resultater af konsolideringsforsøgene er vist på fig. 6-9. Fig. 6 viser variationen af sammentrykningstallet  $C_c$ , d. v. s. dockehældningen af den retliniede, korrigerede konsolideringskurve i det logaritmiske tryk-poretals-diagram. Da der ikke er nogen udpræget tendens til variation med dybden, er det valgt at regne med den konstante middelværdi  $C_c = 0,33$ .

På fig. 7 er vist konsolideringsforsøgenes begyndelses-poretal  $e_0$  og på fig. 8 de effektive overlejringstryk  $\bar{q}_0$ . De optrukne middelkurver på fig. 7-8 svarer til middelkurven for rumvægten på fig. 1.

Sætningernes tidsforløb udtrykkes ved konsolideringskoefficienten  $c_v$ , hvis variation er vist på fig. 9. Også her er det valgt at basere beregningerne på en konstant middelværdi, nemlig  $c_v = 3 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ . Primærsætningen udgør i gennemsnit ca. 65% af den totale sætning i ødometret. Hertil svarer værdien  $C'_c = 0,21$  af sammentryknings-tallet for primærsætningerne.

Med de til Danmarks Geotekniske Institut sendte lerprøver fra henholdsvis 6, 12 og 18 m dybde i borehul 7 er der udført konsoliderede-udrænede triaksialforsøg med konstant volumen og poretryk nul. Her ved er lerets forskydningsparametre i forhold til effektive spændinger bestemt til  $\bar{c} = 1,2 \text{ t/m}^2$  og  $\bar{\phi} = 22^\circ$ . Skemptions poretrykskoefficient er i middel fundet at være  $A = 0,6$ .

For den udlagte fyld af sprængsten regnes med  $\phi = 40^\circ$  og rumvægte på henholdsvis  $1,8 \text{ t/m}^3$  over vand og  $1,0 \text{ t/m}^3$  under vand.

For indskyllet sandfyld regnes med  $\phi = 32^\circ$  og samme rumvægte som for stenfylden.



### 3 BEREGNINGSFORUDSÆTNINGER

#### 31 NORMER, BELASTNINGER M. M.

De udarbejdede skitseprojekter er baseret på følgende normer og øvrige forudsætninger, i hovedsagen som aftalt med Oslo Kommunes geotekniske konsulent.

NS 424 A: Regler for beregning og utførelse av stålkonstruksjoner (juli 1956).

NS 427 B: Regler for prosjektering av arbeider i armert og uarmert betong (marts 1957).

Foreløpig forslag til Anvisninger for havnebygning (marts 1956).

Belastning på vejareal ifølge Belastningsforskrifter for bruer i Oslo (juni 1953).

Belastning på kajspor svarende til NSB's belastningsklasse A med lokomotiv og tender fra klasse B.

Ensformigt fordelt nyttelast på vejareal :  $1 \text{ t/m}^2$

Ensformigt fordelt nyttelast på kajareal :  $3 \text{ t/m}^2$

Belastninger fra et eventuelt kajskur forudsættes ikke at overskride de ovenfor angivne belastninger på kajarealet.

Pullerter som vist på plan F-1 i Anvisninger for havnebygning.

Max. pullertræk : 50 t. Pullertafstande : 15 m.

Ensformigt fordelt pullertræk : 2 t/m

Ensformigt fordelt skibsstød : 3 t/m

Normal vandstand i kote + 0,0 m.

Laveste lavvandstand i kote - 1,0 m.

Kajplan i kote + 2,0 m.

Bund foran kaj i kote - 6,0 m.

Видъ (окръж. кр.) і коєв - 9' 0 ш'  
Кръж. кр. і коєв + 3' 0 ш'

Видъ (окръж. кр.) і коєв - 9' 0 ш'  
Кръж. кр. і коєв + 3' 0 ш'

Видъ (окръж. кр.) і коєв - 9' 0 ш'  
Кръж. кр. і коєв + 3' 0 ш'

Jernbetonpæle udføres af beton B350, armeret med rundjern (St. 37).  
Jernbeton i overbygning udføres af beton B300, armeret med kamstål (St. 40).

Stålpæle, stålsponsvægge og stålankre udføres af stål 44.

Forankrede spunsvægge, samt disses ankre og ankerplader, beregnes og dimensioneres efter de metoder (og med de sikkerhedsgrader), der er angivet i J. Brinch Hansen: Earth Pressure Calculation (København 1953).

## 32 STABILITETSUNDERSØGELSER

Stabilitetsundersøgelserne for de forskellige projekter er udført som  $s_u$ -analyser, svarende til byggetilstanden, da det er klart, at  $c\phi$ -analyser for den endelige tilstand vil give større sikkerhed på grund af stenfyldens konsoliderende virkning.

Som beregningsmetode er anvendt den rene ekstremmetode, der f. eks. er beskrevet i J. Brinch Hansen: Geotekniske Stabilitetsproblemer (Ingeniøren 12-9-53). I det foreliggende tilfælde vil brudlinien gå gennem to jordlag med forskellig friktionsvinkel, nemlig stenfylden ( $\phi = 40^\circ$ ) og leret ( $\phi = 0^\circ$ ). Brudlinien sammensættes da af en cirkel i leret og logaritmiske spiraler i stenfylden, således at spiralernes poler falder sammen med cirkelns centrum. Spiralerne skal have en stigningsvinkel  $\phi_n$  bestemt ved ligningen:

$$\tan \phi_n = \frac{\tan \phi}{F}$$

hvor  $F$  er sikkerheden på lerets forskydningsstyrke for den kritiske brudlinie. Der forlanges iøvrigt en mindste sikkerhed  $F = 1,4$ .

Såfremt den kritiske brudlinie gennemskærer kajkonstruktionens bærepæle, kan disses bidrag til stabiliteten beregnes efter den metode, der er angivet i J. Brinch Hansen: The stabilizing effect of piles in clay (CN-Post, Nov. 1948).

Nogle stabilitetsanalyser refererer sig til bygningen af en kajkonstruktion et vist antal år efter stenfyldens udlægning. Man er her ved gået frem på følgende måde:

Svarende til den udlagte fylds profil er de totale lodrette spændings-tilvækster  $\Delta q$  i leret beregnet på grundlag af Boussinesq's formler. Desuden er den gennemsnitlige konsolideringsgrad beregnet for lerets maximale lagtykkelse (43 m) og under forudsætning af ensidig dræning (opad) for at være på den sikre side.

Under forudsætning af en parabelformet isochron har man derefter bestemt konsolideringsgradens variation med dybden, og ved multiplika-

tion med  $\Delta q$  de effektive spændingstilvækster  $\Delta \bar{q}$ . Endelig har man beregnet tilvæksterne i udrænet forskydningsstyrke  $\Delta s$  ved at multiplicere  $\Delta \bar{q}$  med de i afsnit 2 angivne værdier af forholdet  $\Delta s / \Delta \bar{q}$ .

## 33 SÆTNINGSBEREGNINGER

Som sætningsgivende last regnes egenvægtene af konstruktioner og fyldmasser (med fradrag for bortgravet slam) og vandstanden sættes herved til kote 0. Desuden regnes med  $0,5 \text{ t/m}^2$  nyttelast på vejarealer og  $1,0 \text{ t/m}^2$  på kajarealer.

Man skelner som bekendt mellem initiale, primære og sekundære sætninger. Man kan i reglen tillade sig at se bort fra de sekundære sætninger, og i det foreliggende tilfælde kan man også se bort fra de initiale, idet disse i hovedsagen fremkommer allerede under selve opfyldningsarbejdet.

Tilbage er da kun de primære konsolideringssætninger. Disse beregnes på konventionel måde under anvendelse af det til primærsætningen svarende sammentrykningstal  $C'_c (= 0,21)$ . De til beregningen nødvendige værdier af udgangsporetallet  $e_0$  og det effektive overlejringsstryk  $\bar{q}_0$  i forskellige dybder tages fra de angivne middelkurver på fig. 7-8.

For at bestemme sætningen et vist antal år efter belastningens påførelse benytter man den klassiske konsolideringsteori med den på fig. 9 fundne middelværdi af konsolideringskoefficienten  $c_v (= 3 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s})$ . Herved forudsættes ensidig dræning (opad) af lerlaget.

Erfaringsmæssigt viser det sig altid, at konsolidering (sætninger) i naturen forløber væsentligt hurtigere end svarende til de på ødometforsøgene baserede beregninger. Dette skyldes dels 2- og 3-dimensional konsolidering i forbindelse med det faktum, at jordlagenes permeabilitet altid er væsentligt større i horisontal end i vertikal retning, og dels tilstedeværelsen af drænende lag i leret (tynde sand- eller gruslag, specielt ved fjeldoverfladen). Det vil utvivlsomt være konservativt at antage, at den konsolidering, der beregningsmæssigt skulle være fremkommet f. eks. efter 10 års forløb, i virkeligheden allerede vil være foregået efter 5 år eller mindre. Rigtigheden heraf kan iøvrigt kontrolleres ved sætnings- og poretrykmålinger i marken.

#### 4 PRINCIPIELLE BETRAGTNINGER

Belastningsspringet fra en med  $3 \text{ t/m}^2$  belastet kajgade på fyld i kote + 2 m til havnebunden i kote - 6 m udgør ved lavvande i kote - 1 m  $13,4 \text{ t/m}^2$ . [ En simpel stabilitetsundersøgelse har vist, at sikkerheden mod skred med de på fig. 3 angivne middelforskydningsstyrker af leret kun vil være 1,08. Det er derfor af stabilitetsgrunde udelukket straks at føre en fyldning frem i fuld højde til kajforkant.

I stedet frembyder der sig 3 forskellige principielle muligheder:

- 1) Man kan undlade fyldningen fuldstændig og i stedet overdække hele arealet med et jernbetondæk på lodpæle. Pælene kan være svævende, da sætningerne bliver relativt små. (Projekt IA og IB, tegning nr. 3 og 4).
- 2) Man kan udføre en stabil fyldning med en undersøisk kontrabanket af fornøden bredde og overdække denne kontrabanket med et jernbetondæk på lodpæle. Pælene må funderes på fjeldet, da fyldens sætninger bliver meget store, og de må konstrueres således, at de ikke påvirkes af den negative adhæsion fra leret. (Projekt IIA og IIB, tegning nr. 5 og 6).
- 3) Man kan udføre en stabil fyldning og lade den ligge, indtil det underliggende ler har opnået tilstrækkelig fasthed til at kunne bære fyldning i fuld højde helt ud til kajlinien. Herefter bygges kajindfatningen, der må udformes således, at den kan tåle de ret betydelige sætninger, der endnu resterer. Denne fordring opfyldes antagelig bedst af en forankret spuns-vægskonstruktion. (Projekt III, tegning nr. 7).

I det følgende skal de 5 udarbejdede skitseprojekter omtales nærmere.

## 5 BESKRIVELSE AF PROJEKTER

### 51 PROJEKT IA

Dette projekt, der er vist på tegning nr. 3, forudsætter en overdækning af hele arealet uden anvendelse af stenfyld. Den bærende konstruktion er et jernbeton-ribbedæk, funderet på svævende jernbetonpæle af kvadratisk tværsnit.

Da lerets forskydningsstyrke tiltager med dybden, får man den bedste udnyttelse af en svævende pæl ved at gøre den så lang som praktisk muligt. I dette projekt har man valgt at sætte den maksimale pælelængde til 25 m. Et hertil svarende, passende tværsnit er 40 x 40 cm. Denne pæl kommer til at veje 10 t, og den skal af hensyn til betontrækspændingerne løftes i 3 punkter. Med en rammedybde på 14 m i leret (og en regenerationsfaktor på 1,0) vil pælens brud-bæreevne være ca. 48 t. Regnes der med sikkerhed 2 og fradrages ca. 4 t for pælens effektive egenvægt, bliver den tilladelige belastning på pæletoppen ca. 20 t.

Dette bestemmer pæleafstanden, der for kajarealet bliver 2,0 m og for vejarealet 3,0 m i begge retninger. Overbygningen består af enkeltarmerede plader (25 cm tykke), der bæres af ribber vinkelret på kajlinien. I selve kajlinien afsluttes dækket af en svær frontmur forsynet med fenderværk og pullerter.

Af hensyn til temperatur, svind og differenssætninger anordnes der dilatationsfuger i 19,5 m indbyrdes afstand. Fugerne mellem de enkelte blokke i den yderste række nærmest kajlinien er fortandet af hensyn til en bedre fordeling af pullertræk og skibsstød. De hertil svarende horisontale kræfter optages som bøjning i pælene, der regnes indspændt såvel i overbygningen som i en vis dybde under leroverfladen.

Som belægning på vejarealet er forudsat et 5 cm tykt slidlag. På kajarealet anordnes øverst et slidlag af samme tykkelse, men desuden udstøbes der mellem dette og det bærende jernbetondæk et så



tykt udfyldningslag af grovbeton, at skinnerne for kajspor kan komme til at ligge i plan med slidlagets overside.

Såfremt slamlaget ikke bortgraves, bliver den endelige sætning (primærsætning) af overbygningen maximalt ca. 20 cm, hvilket er en betydelig sætning for en så stiv konstruktion. Det må derfor absolut tilrådes at eliminere hovedparten af denne sætning, hvilket kan ske ved at bortgrave slamlaget. Herved reduceres belastningen på det underliggende ler så meget, at overbygningens sætninger bliver praktisk talt nul.

Ved arbejdets udførelse begynder man derfor med at fjerne slamlaget. Ved en undersøgelse af slammet fra Björvika er det blevet konstateret, at pumpning vil medføre betydelige vanskeligheder, således at man bedst fjerner slammet ved gravning.

Derefter rammes pælene af to cantileverrambukke, som kører på et rammestillads, der anbringes på de rammede pæle. Rammestilladset fjernes, efterhånden som ramningen skrider frem, og erstattes med en på pælene ophængt forskalling, hvorpå overbygningen støbes. Tilsidst udføres vejbelægninger, pullerter, fenderværk etc.

Som tidligere nævnt skal pælene ved transport og løftning helst være ophængt i 3 punkter på statisk bestemt måde og således, at momenterne bliver så små som muligt. Selve nedramningen må antages at blive meget let, da pælen for det første vil synke adskillige meter under sin egen og ramslagets vægt, og for det andet kun vil yde ringe modstand under den påfølgende ramning. Pælen skal ikke rammes til et bestemt sæt, men kun til den har nået den forudsatte dybde (minimum 14 m under leroverfladen). Det må anses for nødvendigt at udføre prøvebelastninger på nogle pæle i fuld skala til bestemmelse af bæreevnen på forskellige tidspunkter efter ramningen.

Ved ramningen vil pælene fortrænge et rumfang ler svarende til rumfanget af pælenes nedrammede del. Den fortrængte lermasse vil dels søge opad, dels til siden. Dette vil bevirke en løftning af lers overflade på maximalt 55 cm, hvilket i sig selv er betydningsløst, men kan fremkalde en vis løftning af tidligere rammede nabopæle, som i så fald bør efterrammes. Også en vis sideforskydning af nabopælene må forudses.

Omkostningerne ved dette projekts gennemførelse (excl. kajskur) er overslagsmæssigt udregnet til ca. 16,5 mill. n.kr. Byggetiden skønnes til 24 måneder, og den nødvendige tid til udarbejdelse af detailprojekt til 4 måneder.

## 52 PROJEKT I B

Dette projekt, der er vist på tegning nr. 4, er en variant af projekt I A, hvor man har erstattet de massive, firkantede pæle med hule, runde pæle, og samtidig har ændret ribbedækket til et ribbeløst dæk.

Herved opnår man, for samme pælelængde og -vægt, en større overflade og dermed også større bæreevne. Desuden kan den rørformede pæl på grund af sin større stivhed løftes i kun 2 punkter i stedet for 3, hvilket simplificerer arbejdet betydeligt. Pælen rammes med lukket bund, men nedramningen vil dog stadig være relativt let. Fortrængningen af ler er naturligvis større; leroverfladen kan her løfte sig indtil 75 cm.

Den maximale pælelængde fastholdes til 25 m og den maximale pælevægt til 10 t. Med en vægtykkelse på 8 cm bliver pælens diameter da 70 cm. Denne pæls brud-bæreevne vil, med en rammedybde på 14 m i leret (og regenerationsfaktor 1,0) være ca. 68 t. Regnes der med sikkerhed 2 og fradrages ca. 1 t for pælens effektive egenvægt, bliver den tilladelige belastning på pæletoppen ca. 33 t.

Dette bestemmer pæleafstandene, der for kajarealet bliver 2,7 m og for vejarealet 4,3 m i begge retninger. Overbygningen udformes her som en ribbeløs plade (35 cm tyk), der beregnes som et paddehattedæk; det er dog ikke nødvendigt at forsyne søjlerne med kapitæler. Fugeafstandene bliver i dette projekt 23,0 m. Frontmur, fenderværk, belægninger etc. er som i projekt I A.

Den endelige sætning af overbygningen ville her være maksimalt ca. 15 cm, hvis slamlaget ikke blev fjernet. Skønt den således er mindre end for projekt I A, må det dog tilrådes også her at fjerne slamlaget, hvorved sætningen reduceres til praktisk talt nul.

Arbejdets udførelse foregår i hovedsagen som for projekt I A, og tiderne for bygning og projektering vil være omtrent de samme. Derimod vil omkostningerne for projekt I B kun andrage ca. 15,0 mill. n.kr.

## 53 PROJEKT II A

Dette projekt, der er vist på tegning nr. 5, forudsætter udførelse af en stabil stenfyldning og overdækning af dennes undersøiske del (indtil den sydlige vejkant). Den bærende konstruktion i overdækningen er et jernbeton-ribbedæk, funderet på hule cirkulære jernbetonpæle til fjeld.

Stenfyldningen, hvis udstrækning er vist på tegning nr. 5, har på det bredeste sted meget nær samme profil som foreslået af Oslo Kommunes geotekniske konsulent (30 m banketbredde i kote - 3 m). Sikkerheden er her beregnet til 1,46 (se fig. 10). Efterhånden som banketbredden formindskes på grund af vejens krumning, bliver også sikkerheden mindre. For 20 m banketbredde har man fundet 1,31 og for 10 m banketbredde 1,26. Disse to angivelser svarer nogenlunde til henholdsvis den vestligste og den østligste af de normale kajblokke.

Selvom de to sidstnævnte sikkerheder nominelt er for små, skønnes den reelle sikkerhed alligevel at være tilfredsstillende. I nærheden af de eksisterende kajer vil der nemlig dels være tale om en vis rumlig virkning, der forøger stabiliteten, og dels må leret her antages at være noget fastere på grund af konsolidering under belastningen fra de eksisterende kajer. Hertil kommer den stabiliserende virkning af den ny kajkonstruktions bærepæle, hvor disse gennemskærer brudfladen. Beregningsmæssigt skulle sidstnævnte virkning alene forøge de ovenfor angivne sikkerheder 1,46 - 1,31 - 1,26 til henholdsvis 1,81 - 1,52 - 1,36.

De endelige sætninger (primærsætninger) af stenfylden bliver maksimalt 85 cm ved bagkanten og 25 cm ved forkanten af kajdækket. Det er uden videre klart, at et jernbetondæk ikke vil kunne tåle sætninger af denne størrelsesorden uden at lide meget alvorlig skade. Derfor er det udelukket at fundere kajdækket direkte på stenfylden, og det kan heller ikke funderes på svævende pæle, idet disse ville få næsten lige så store sætninger.

Kajdækket må således nødvendigvis funderes på pæle til fjeld, men dette rejser straks et nyt, alvorligt problem. Pælen skal naturligvis stå fast på fjeldet, men da leret udenom pælen sætter sig, vil den påvirke pæleoverfladen med betydelige, nedadrettede forskydningskræfter, den såkaldte negative adhæsion. For de hule cirkulære pæle med 70 cm ydre diameter, der er anvendt i dette projekt, ville den negative adhæsion (med regenerationsfaktor 1,0) påvirke den længste pæl med en kraft på over 300 t, efter konsolideringen endda endnu mere.

Da pælens tilladelige belastning (med indvendig diameter 40 cm og ca. 2% armering) er ca. 165 t, er det klart, at pæle til fjeld under disse omstændigheder kun kan anvendes, såfremt man kan forhindre den overvejende del af den negative adhæsion i at blive overført til pælen.

Dette er i det foreliggende projekt søgt opnået ved at omgive pælen med et forholdsvis tykt lag asfalt eller bitumen af en speciel komposition, der må bestemmes nærmere ved forsøg. Dette lags viscositet vil bevirke, at det ved meget langsomme deformationer, som dem der fremkommer ved lerets sætning, ikke kan overføre nævneværdige forskydningsspændinger til pælen.

Tilbage er kun det problem at beskytte det viscose lag mod at blive skrabet af eller på anden måde blive beskadiget under pælens nedramning. Beskyttelsen skal naturligvis være af en sådan art, at den ikke på nogen måde hindrer den tilsigtede virkning af det viscose lag efter pælens ramning.

Til dette formål foreslås anvendt en "strømpe" af stærk sejldug, klæbet uden på det viscose lag og fastgjort til pælen forneden, medens den er fri foroven. Under ramningen vil "strømpen" blive påvirket af trækspændinger, som holder den stram, hvorimod den senere under lerets sætning vil kunne folde sig og således følge det viscose lags bevægelser. Sådan sejldug kan fås med en trækbrudstyrke på i hvert fald 10 t/m, men for ikke at overbelaste den, vil det være nødvendigt at dele "strømpen" op i kortere længder (f. eks. 5 - 10 m) anbragt i forlængelse af hinanden med en vis overlappning, idet hver længde fastgøres forneden, men er fri foroven.

"Strømpen" holder naturligvis ikke evigt, men er også kun nødvendig under ramningen. Den vil næppe blive nævneværdigt beskadiget i den foreliggende bund, selv om leret indeholder noget sand og grus. Hverken det viscose lag eller "strømpen" skal anbringes på den del af pælen, der står frit i vand.

De længste pæle bliver op til 55 m lange og vejer ca. 35 t. Hvis sådanne pæle skulle transporteres og rammes i fuld længde, ville de kræve ophængning i mange punkter og anvendelse af en specielt bygget, meget kostbar rambuk. Det er derfor på grund af det relativt lille pæleantal langt billigere at støde dem, og det er valgt at begrænse de enkelte pælestykkers længde til maksimalt 18 m, hvilket giver højst 2 stød i en pæl. De enkelte pælestykker vejer således maksimalt 12 t og er armeret, så de kan tåle løftning i 2 punkter. Det øverste stød må altid anbringes i en betydelig dybde under leroverfladen, så det øverste pælestykke kan optage momenterne fra pullerttræk og skibsstød.

Stødet er udformet således, at overpælen med en firkantet tap stikkes ned i et tilsvarende hul i underpælen. Tappen tjener kun til styring, hvorimod pæletrykket overføres gennem en blykrave uden om tappen. For at forhindre knusning af betonen er begge pæleender ved fugen omgivet af en stålplade-ring.

Ved ramningen af disse pæle sker der naturligvis en løftning af leroverfladen, maksimalt ca. 55 cm. Dette kan bevirke en løftning af tidligere rammede nabopæle, og da pælene her er udelukkende spidsbærende (på fjeldet), vil det være ubetinget nødvendigt at efterramme dem. En anden virkning består i, at pælene får tendens til at skilles ad i stødene, hvilket også for enhver pris må undgås. Derfor er pælestykkerne forbundet ved ståldorne gennem tappen, således at dornene kan overføre de ret betydelige trækkræfter, der kan blive tale om (sandsynlig størrelsesorden 50 t). Pælens armering må dimensioneres for lignende kræfter. Af samme grund må alle pælehoveder nøje indmåles efter ramningen og senere kontrolleres.

For at sikre en pålidelig forbindelse mellem pælespidsen og fjeldet, navnlig i tilfælde af skrånende fjeldoverflade, er pælespidsen forsynet med en stål-pælesko, der ender i en svær ståldorn, som rammes ned i fjeldet.

Den beskrevne pæl har som nævnt en maximal tilladelig belastning på ca. 165 t. Når herfra trækkes pælens effektive egenvægt på ca. 20 t, refterer der ca. 145 t som tilladelig belastning på pæletoppen. Den øvre del af pælen er påvirket af vandrette kræfter (og tilsvarende momenter) fra pullerttræk og skibsstød, men det viser sig, at dette ikke reducerer den tilladelige belastning, idet tillægs-spændingerne dækkes af den tilladte spændingsforøgelse på 35% ved medtagelse af de vandrette kræfter.

Den tilladelige belastning bestemmer pæleafstandene, der bliver 5,8 m i begge retninger. Overbygningen består af enkeltarmerede plader (25 cm tykke), understøttet på sekundære bjælker, der atter bæres af hovedbjælker over pælene. Der anordnes tværgående, for-tandede dilatationsfuger i 30,5 m indbyrdes afstand. Frontmur, fenderværk, belægninger etc. er som i projekterne I A og B.

Ved arbejdets udførelse er det nødvendigt at ramme pælene, inden stenfylden udlægges mellem dem. Derimod kan man naturligvis straks begynde på stenfyldningen under vejarealet, idet denne dog må føres frem på en sådan måde, at den hele tiden er stabil. Det vil af hensyn til stabiliteten være nødvendigt at fjerne slamlaget overalt, hvor der skal udlægges stenfyld.

De til en pæl hørende pælestykker støbes i forlængelse af hinanden i én form, i hvilken man i forvejen har anbragt de færdigfremstillede pælespidser og -stød. Pælen kan derefter skilles ad, men må naturligvis senere samles på nøjagtig samme måde.

Ved ramningen, der sker fra en cantileverrambuk, nedrammes først det nederste pælestykke, dernæst forlænges det med det midterste, rammes videre ned, forlænges med det øverste og rammes til fjeldet, Pælenes vertikalbevægelser efter ramningen må nøje kontrolleres og fornøden efterramning foretages.

Stenfylden bag kajkonstruktionen udlægges i lag på ca. 2 m indtil kote - 1 m fra pontonbroer, der forhales, og hvorpå bilerne kan køre ud og direkte tippe fylden. Den resterende opfyldning over kote - 1 m udlægges fra tip. Den øverste del af stenfylden sorteres og udlægges i lag, der tromles og derefter danner fundament for vej- og parkeringsarealer. Tegning nr. 7 (projekt III) viser en detalje af topfyldningen.

Opfyldningen gives på vej- og parkeringsarealet en overhøjde på 50 cm for at udligne en del af den fremtidige sætning af fylden.

Mellem pælene udlægges stenfylden fra stillads, der anbringes på pælene. Overbygningen støbes på en forskalling, der ophænges på pælene.

Omkostningerne ved dette projekts gennemførelse er overslagsmæssigt udregnet til ca. 13,5 mill. n. kr. (heri for sammenligningens skyld inkluderet fundament for vej- og parkeringsareal). Byggetiden skønnes til 20 måneder, og den nødvendige tid til udarbejdelse af detailprojekt til 6 måneder.



## PROJEKT II B

Dette projekt, der er vist på tegning nr. 6, er en variant af projekt II A, hvor man har erstattet de stødte runde jernbetonpæle med hule stålpæle uden stød.

Det er naturligvis en fordel at undgå pælestød, der altid vil være svage punkter i konstruktionen. Hule stålpæle af det fornødne profil er stærke og lette nok til at kunne løftes og rammes i fuld længde (max. 55 m). Til gengæld frembyder de et korrosionsproblem.

Som pæleprofil er her valgt Peine P.St. 120, der er sammensvejet af 3 vinkelformede spunsjernsprofiler. Vægten er 145 kg/m, hvorfor den længste pæl kommer til at veje ca. 8 t. Den kan løftes i 2 punkter. Forneden lukkes den med en pælesko, der ender i en ståldorn til nedramning i fjeldet.

Til ophævelse af den negative adhæsion omgives stålpælene udvendigt med et viscost lag beskyttet af sejlugs- "strømper", ganske som betonpælen i projekt II A. Laget har dog her den yderligere funktion at beskytte stålpælens yderside mod korrosion. Indersiden beskyttes ved, at pælens hulrum udstøbes med mager undervandsbeton efter ramningen. Der mangler endnu en beskyttelse af pælens yderside over lerlaget. Af hensyn til ispåvirkninger er det viscose, sejlugsbeklædte lag ikke tilstrækkeligt her. I stedet nedsænkes et betonrør omkring den rammede pæls frie del, og mellemrummet udstøbes med beton helt op til overbygningen. Den øverste del af stålpælens indre udstøbes med beton indeholdende armeringsjern til indstøbning i overbygningen.

I en så godt korrosionsbeskyttet pæl kan stålrøret regnes fuldt ud bærende, hvorimod man naturligvis i denne forbindelse må se bort fra undervandsbetonen. Ved anvendelse af stål 44 har det valgte profil en tilladelig belastning på maksimalt ca. 200 t. Når herfra trækkes pælens effektive egenvægt på ca. 15 t, resterer der ca. 185 t. På grund af søjlevirkning og momenter i den øvre del bliver den tilladelige belastning på pæletoppen imidlertid kun ca. 145 t, selv når der

tages hensyn til den tilladte spændingsforøgelse på 35% ved medtagelse af de vandrette kræfter. Der kan derfor anvendes den samme overbygning som i projekt II A.

Ved arbejdets udførelse må man ramme pælene og færdiggøre disses beskyttelse, inden stenfylden udlægges mellem dem. Den færdige pæl løftes af en flydende kran og nedrammes ved hjælp af en terryhammer. Når stældornen er rammet ned i fjeldet, og pælen efter en eventuel senere løftning er blevet efterrammet, sænkes betonrøret ned omkring den, og undervandsbetonarbejdet udføres. Resten af arbejdet foregår som ved projekt II A.

Omkostningerne ved dette projekts gennemførelse vil være ca. 15,0 mill. n.kr. Udførelsestiden skønnes til 20 måneder og den nødvendige tid for detailprojektering til 5 måneder.

Det har været overvejet at anvende en på stedet støbt betonpæl (f. eks. efter Benoto-princippet) som bærepæl i dette projekt. I så fald skulle man have neddrevet et fornedent åbent stålrør under samtidig udgravning inden i dette. Når man nåede fjeldet, skulle man desuden udmejsle en fordybning til pælefoden. Derefter skulle der nedsænkes et armeringsnet i røret og støbes fed undervandsbeton i dette. Stålrøret, der på ydersiden måtte være forsynet med det viscose lag og sejldugs-"strømpen", måtte efterlades i jorden, men kunne næppe regnes bærende. Under disse omstændigheder er det klart, at denne pæl ville blive dyrere end den korrosionsbeskyttede, bærende stålpæl.

## 55 PROJEKT III

Dette projekt, der er vist på tegning nr. 7, forudsætter, at der i første omgang kun udføres en stabil fyldning, hvorpå vejen og parkeringspladsen funderes, hvorimod kajen foreløbig ikke bygges. Efter 4-5 års forløb har lerets konsolidering under fyldens vægt forøget dets styrke så meget, at man uden risiko for instabilitet kan føre fylden frem i fuld højde helt til kajlinien, og samtidig uddybe til fornøden dybde foran denne. Selve kajkonstruktionen udføres i dette tilfælde bedst og billigst som en stålspunsvæg med betonfrontmur, forankret til jernbetonplader i fylden.

Fyldningens profil er det samme som på det bredeste sted i projekt II A og II B, men dette profil gennemføres her med konstant banketbredde (30 m) i hele kajens længde. Desuden rykkes det ca. 25 m længere mod syd for at opnå en bedre konsolidering af leret under den fremtidige kajkonstruktion. I det område, hvor denne skal bygges, må fylden bestå af sand i stedet for sprængsten, og det samme gælder den fyld foran kajen, der senere skal fjernes igen. Når kajen til sin tid er bygget, bagfyldes den ligeledes med sand.

Sikkerheden for denne fyldning er, som nævnt under projekt II A, lig 1,46 umiddelbart efter dens udførelse (se fig. 10). Hvis det endelige kajprofil blev fremstillet straks, ville sikkerheden kun være 1,08, hvilket viser umuligheden af at udføre den her betragtede kajkonstruktion med det samme.

Efter at den stabile fyldning har ligget i 5 år, er leret blevet så meget fastere, at sikkerheden teoretisk vil være 1,35 (se fig. 11), hvis kajen bygges på dette tidspunkt. Lader man fylden ligge i 10 år, før man bygger kajen, er sikkerheden teoretisk vokset til 1,46 (se fig. 12). I denne forbindelse må det dog erindres, at konsolideringsprocessen altid forløber langt hurtigere i virkeligheden end efter beregningerne. Det forekommer derfor konservativt at skønne, at den fornødne sikkerhed på 1,4 allerede vil være tilstede efter højst 5 års forløb og sandsynligvis endnu tidligere. Dette bør dog kontrolleres ved installation af poretryksmålere i leret på forskellige steder og i forskellige dybder.

In the first part of the report, the author discusses the general situation of the country and the state of the economy. It is noted that the country has made significant progress in various fields, particularly in the area of infrastructure and social services. The author also mentions the challenges that the country is facing, such as the need for further investment in education and healthcare.

The second part of the report focuses on the specific measures that have been taken to address these challenges. The author highlights the government's commitment to improving the quality of education and healthcare, and the steps that have been taken to ensure that these services are accessible to all citizens. The author also discusses the role of the private sector in the development of the country, and the measures that have been taken to encourage investment and innovation.

In the final part of the report, the author provides a summary of the findings and conclusions. It is concluded that the country has made significant progress in the past few years, and that the measures taken to address the challenges are likely to lead to further development and growth. The author also offers some recommendations for the future, such as the need for continued investment in education and healthcare, and the importance of maintaining a strong and stable political environment.

The author concludes the report by expressing confidence in the country's future and the ability of the government and the people to overcome the challenges ahead. The author also expresses gratitude to the various organizations and individuals who have supported the research and the writing of the report.

Det har været overvejet at frembringe den fornødne konsolidering hurtigere, f. eks. ved hjælp af lodrette sanddræn. På denne måde kunne de 5 års ventetid nedsættes til f. eks. 1 år. Imidlertid er denne foranstaltning meget kostbar og bør derfor kun komme i betragtning, dersom det anses for en meget alvorlig ulempe at vente de 5 år.

Kajindfatningen udføres som allerede nævnt i form af en forankret spunsvægskonstruktion. I kajlinien rammes en spunsvæg af stål 44 og profil Klöckner IIIa, og bag denne en række lodpæle af jernbeton (20x20 cm). Spunsvæggen og lodpælene bærer en jernbetonfrontmur, på hvilken fenderværk, pullerter etc. er anbragt.

Spunsvæggen er ved 1 3/4" bolte fastgjort til U-jern-tvinger (NP26), der er forankret ved 2 1/2" ankre, alt af stål 44. Trækket i ankrene optages af jernbeton-ankerplader (2x2 m). Af hensyn til differenssætninger er der anordnet charnierer i ankrene såvel ved frontmuren som ved ankerpladerne. Ankrene understøttes endvidere på 3 rækker korte træpæle.

Af hensyn til korrosionsfaren er tvingerne indstøbt i frontmuren, og ankrene er beskyttet ved strygning med varm kultjære og derefter omvikling med lærred.

Selve spunsvæggen bør af samme grund have kobbertilsætning og kan da muligvis anvendes uden videre. I Københavns havn har man i hvert fald gode erfaringer med ubeskyttede stålsponsvægge. Skulle risikoen være større i Oslo Havn, kan der anordnes en katodisk beskyttelse af spunsvæggen. Da den er simpelt understøttet foroven, findes de mindste momenter her, hvor korrosionsfaren er størst, hvilket betyder en ikke ringe reserve.

I selve kajlinien vil fyldens sætning efter den teoretiske ventetid på 10 år (i praksis formentlig 5 år eller mindre) være maksimalt ca. 20 cm.

Den resterende endelige sætning (primærsætning), der finder sted her efter kajen bygning, er maksimalt ca. 50 cm. Dette er en meget betydelig sætning, men den vil sandsynligvis, på grund af lerlagets store tykkelse, variere ret jævnt, således at differenssætningerne bli-

ver beskedne. Den valgte konstruktion er ikke særlig følsom over for sætninger, men revner i frontmuren kan dog næppe helt undgås, selv om man har begrænset denne risiko ved anordning af dilatationsfuger i 15 m indbyrdes afstand. Fugerne fortandes af hensyn til en bedre fordeling af pullerttræk og skibsstød.

Med henblik på kajarealets sætninger bør der ikke anvendes en stiv belægning, og kajsporene bør ikke lægges på stive længdesveller. I stedet foreslås anvendt brolægning på kajarealet, samt almindelig ballast og tværsveller for kajsporene. Begge dele kan da let rettes op, hvis det bliver nødvendigt. Frontmuren kan også løftes ved påstøbning, efterhånden som den synker, men man kan muligvis undlade dette, hvis man fra begyndelsen giver den en overhøjde lig den halve beregnede sætning (25 cm).

Den beskrevne kajkonstruktion må naturligvis modificeres ved enderne af kajstrækningen, idet der her ikke er plads til den normale forankring. Af tidsmæssige grunde har man måttet afstå fra en nærmere behandling af dette problem. Man kunne tænke sig enten at forankre til de eksisterende kajer (hvis de kan holde til det), eller til ankerplader bag disse kajer, eller eventuelt til pælebukke foran de eksisterende kajer. I overslaget er der for simpelheds skyld regnet med en gennemførelse af den normale kajkonstruktion på hele kajlængden.

Hvad arbejdets udførelse angår, begynder man straks med at fjerne slamlaget og udlægger den stabile stenfyldning fra pontonbro på samme måde som anført ved projekt II A, ligesom den øverste del af fylden også her udformes som fundament for vej- og parkeringsarealet. Senere udlægges også den nødvendige sandfyld. Sandet kan enten transporteres på lægtene og derfra pumpes på plads eller udlægges af vogne fra pontonbro ligesom stenfylden. Efter fyldningens færdiggørelse bygges vejen og indrettes parkeringspladserne, hvorefter disse kan tages i brug.

Af hensyn til sætningen af fylden er der regnet med straks at give denne en overhøjde på 50 cm. Efterhånden som sætningerne overskrider denne værdi, må der foretages opretning af kajarealet.

4 år senere fjerner man eventuelt aflejret slam ovenpå sandfylden og kompletterer om nødvendigt denne til den forudsatte højde. Der-

efter rammes spunsvæggen og betonpælene ved hjælp af en rambuk, der kører på et rammestillads. Træpælene rammes af en let rambuk på en pram.

Frontmuren støbes på stedet i en til spunsvæggen og betonpælene fastgjort forskalling. Ankerpladerne støbes derimod på land og transporteres på plads. De anbringes på et lille undervandsbeton-fundament, der er støbt på stenskråningen indenfor en træforskalling. Tilsidst fastgøres ankrene til frontmur, træpæle og ankerplader.

Derefter skylles der sand ind bag spunsvæggen på en sådan måde, at ankerpladerne bliver dækket så tidligt som muligt. Dette sand må ikke tages foran spunsvæggen, da denne da kunne blive ustabil i sin endnu uforankrede tilstand. Inden ankrene dækkes helt, må de sættes i spænd ved hjælp af spændmøtrikkerne. Efter fuldstændig bagfyldning med sand bortsuges det overflødige sand foran kajen, og kajspor, brolægning, fenderværk etc. udføres.

Omkostningerne ved dette projekts gennemførelse vil overslagsmæssigt være ca. 6,0 mill. n. kr., når der ses bort fra forrentning i de 5 år, hvor leret konsolideres. Udførelsestiden skønnes til 24 måneder i første omgang og 10 måneder i anden omgang. Den nødvendige tid til detailprojektering af kajkonstruktionen vil være ca. 4 måneder.

## 6 RESUME OG DISKUSSION

Hovedresultatet af den foretagne forundersøgelse og udarbejdelse af skitseprojekterne er følgende.

Den ønskede omdannelse af Björvika-bassinet til kaj- og vejareal kan på teknisk forsvarlig måde gennemføres ved en hvilken som helst af følgende 3 foranstaltninger:

1. Fjernelse af slamlaget og overdækning af hele arealet med et jernbetondæk på svævende jernbetonpæle i leret (projekt I A eller I B, tegning nr. 3-4).
2. Fjernelse af slamlaget, udlægning af en stabil stenfyldning og overdækning af dennes undersøiske kontrabanket med et jernbetondæk på pæle til fjeld (projekt II A eller II B, tegning nr. 5-6).
3. Fjernelse af slamlaget, udlægning af en stabil sten- og sandfyldning og - 4-5 år senere - bygning af en kajindfatning i form af en forankret stålsponsvæg, (projekt III, tegning nr. 7).

Byggeomkostninger og byggetid for de forskellige projekter vil overslagsmæssigt være følgende:

	<u>Byggeomkostninger</u>	<u>Byggetid</u>
Projekt I A	16,5 mill. n. kr.	24 måneder
Projekt I B	15,0 mill. n. kr.	24 måneder
Projekt II A	13,5 mill. n. kr.	20 måneder
Projekt II B	15,0 mill. n. kr.	20 måneder
Projekt III	6,0 mill. n. kr.	24+40+10 måneder

Projekt I A (med firkantede, massive pæle) kommer vel næppe i betragtning, da det er dyrere end det ganske tilsvarende projekt I B (med runde, hule pæle).

Vedrørende projekt II A (med stødte betonpæle) må det bemærkes, at dette projekt teknisk set er noget mere tvivlsomt end projekt



II B (med stålpæle uden stød). Den foreslåede stødkonstruktion i projekt II A er ikke prøvet i praksis under lignende forhold og kan give anledning til vanskeligheder, som ikke vil forekomme i projekt II B. Da prisforskellen er forholdsvis ringe, og da stålpælene i projekt II B er effektivt korrosionsbeskyttede, bør projekt II B foretrækkes.

Ved et eventuelt valg mellem projekt I B (fuldstændig overdækning uden fyld) og projekt II B (fyld på vejareal og overdækning af kajareal) bør projekt I B absolut foretrækkes. Dels er prisen den samme for de 2 projekter, selvom der ikke er taget hensyn til stenfyldens værdi i projekt II B, og dels er hele arealet praktisk talt sætningsfrit i projekt I B, hvorimod vejarealet i projekt II B vil få maximale, endelige sætninger af størrelsesordenen 1 m.

Projekt III (opfyldning og senere bygning af spunsvægskaj) er langt det mest økonomiske af samtlige forslag. Det indebærer til gengæld to ulemper. Den ene er, at kajen sandsynligvis først kan bygges 4-5 år efter, at fylden er udlagt. Den anden er de betydelige sætninger (ca. 1/2 m), som kajkonstruktionen vil blive udsat for i tidens løb. Ganske vist er den valgte spunsvægskonstruktion af en sådan art, at den kan tåle store sætninger uden at blive ødelagt, men mindre skader må forudses, og disse må udbedres, ligesom kajarealet og muligvis også frontmuren må rettes op med visse mellemrum.

Såfremt man anser disse ulemper for mindre væsentlige i forhold til den meget store besparelse i byggeomkostninger, bør projekt III vælges. Anser man det derimod for mere væsentligt at kunne bygge kajen straks og at få et areal, der praktisk talt ikke sætter sig, da bør man foretrække projekt I B.

## 7 FORUDSÆTNINGER FOR OVERSLAG

### 70 GENERELT

1. Alle priser er i norske kroner (juli 1957) og omsætningsafgift er ikke medregnet.
2. Evt. reparation af eksisterende kajmure er ikke medregnet.
3. Belægninger og slidlag på vej- og kajareal er ikke medregnet.
4. Eventuelle kajskure er ikke medregnet.

### 71 PROJEKT I A OG I B

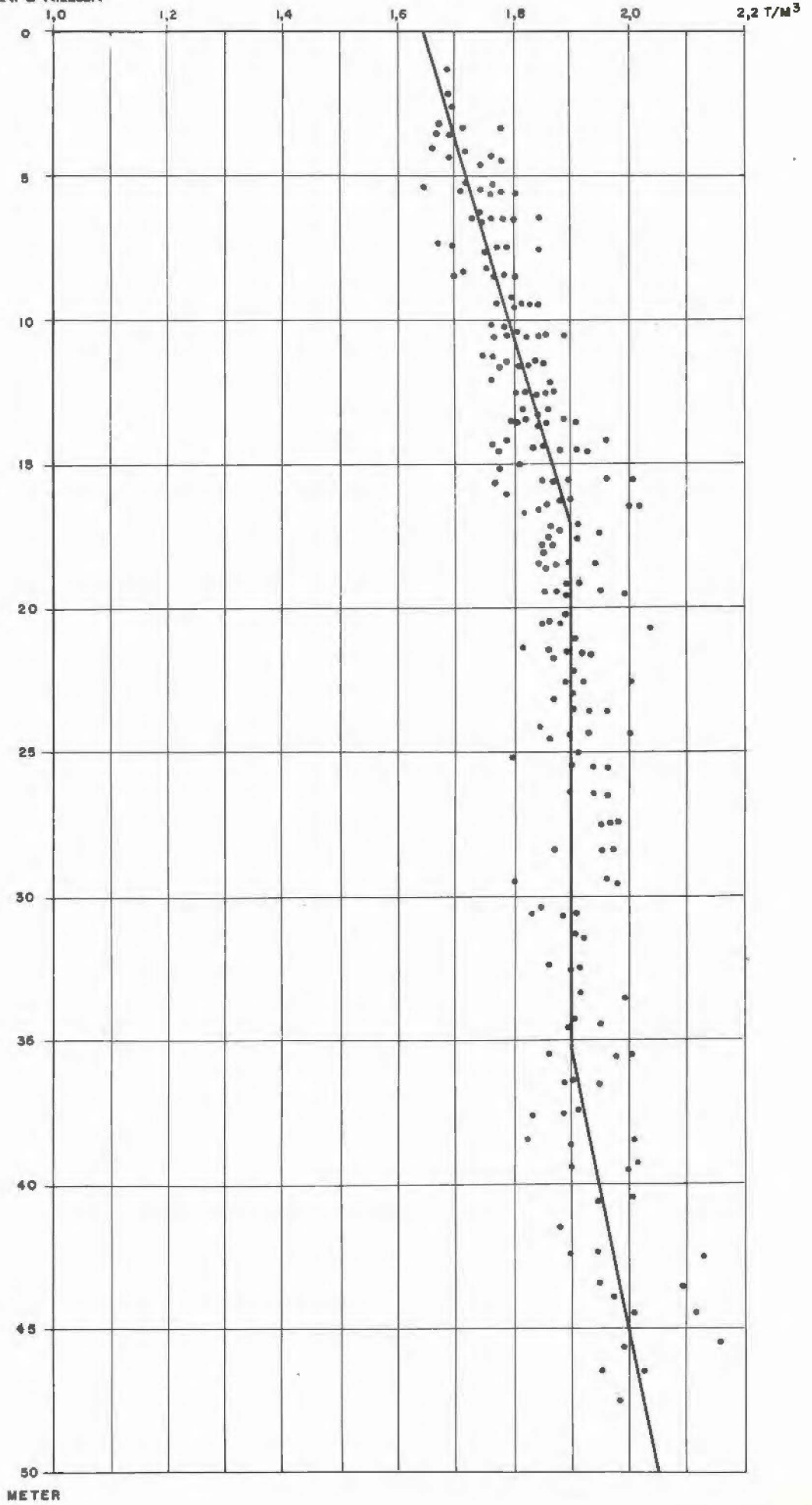
1. Arbejdet udføres på 24 måneder (excl. evt. spildtid)
2. Et areal af passende størrelse (5 - 10.000 m<sup>2</sup>) beliggende i umiddelbar nærhed af Björvika (f. eks. Kristian Frederiks Plass) stilles frit til rådighed for pælefabrikation.
3. Det er forudsat, at lerlaget er fri for store sten og lignende, der kan forårsage større forrykninger af pæle ved nedramningen.

### 72 PROJEKT II A OG II B

1. Arbejdet udføres på 20 måneder.
2. Stenfyld leveres på lastvogne med tippelad, og disse tilkøres i et sådant tempo, at selve aflæsningen fra pontonbro kan ske uden udgift for byggeriet.
3. Det opfyldte areal afleveres med fundament for vej.

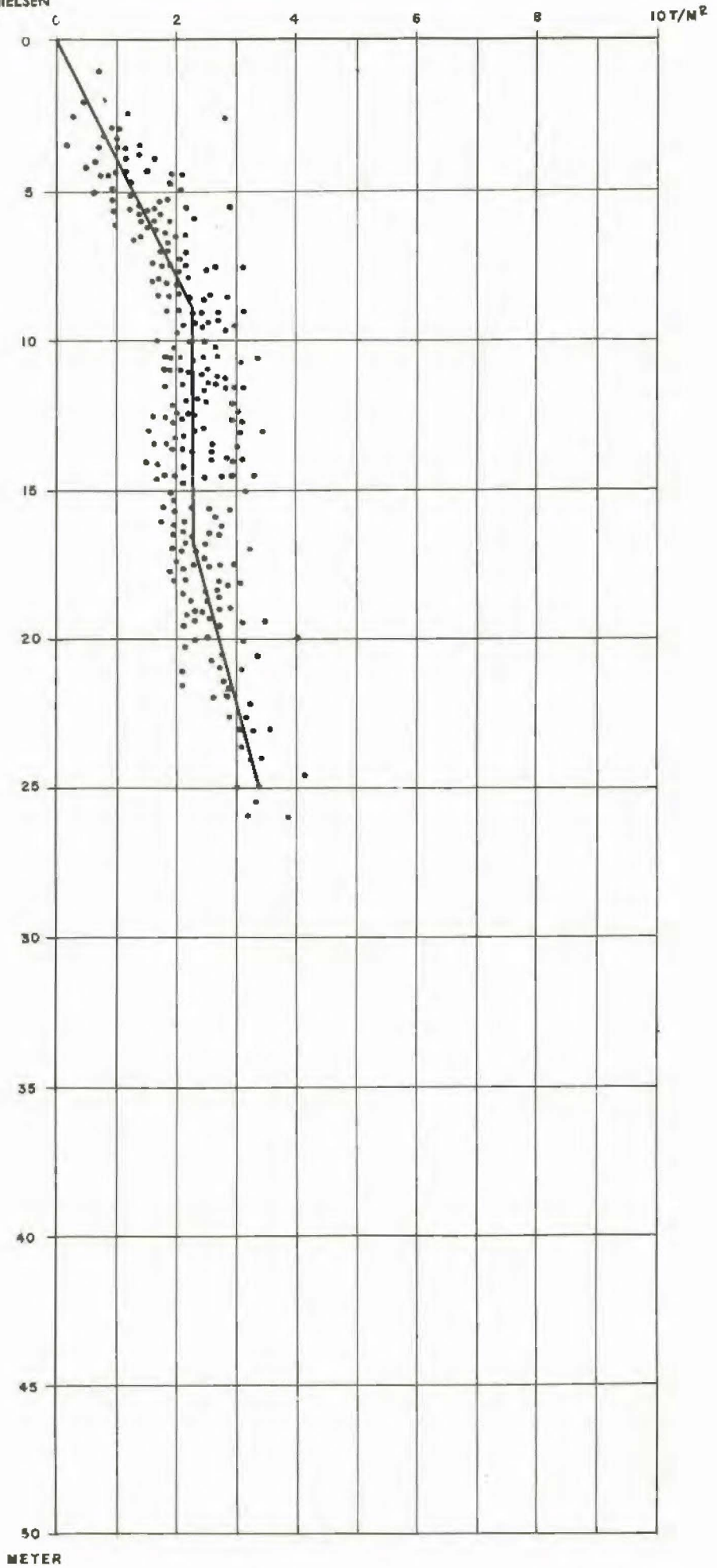
## 73 PROJEKT III

1. Arbejdet udføres i to arbejdsperioder på henholdsvis 24 og 10 måneder med ca. 4 års ophold imellem for konsolidering af leret.
2. Stenfyld leveres på opfyldningsområdet i lastvogne med tippelad, og lastvognene aflæsser fra pontonbro uden udgift for byggeriet.
3. Stenopfyldningen skal ifølge opgivelser fra planlægningskontoret for forstads- og tunnelbaner modtaget fra Oslo kommune, påbegyndes senest i september 1957 af hensyn til leveringsmuligheden fra tunneludgravningen, og der er regnet med, at opfyldningsarbejdet skal være afsluttet ca. midt i året 1959.
4. Vedligeholdelse af overfladen i opfyldningsområdet i tiden mellem de to arbejdsperioder er ikke medregnet, men der er regnet med en regulering på det tidspunkt, hvor kajen bliver bygget.

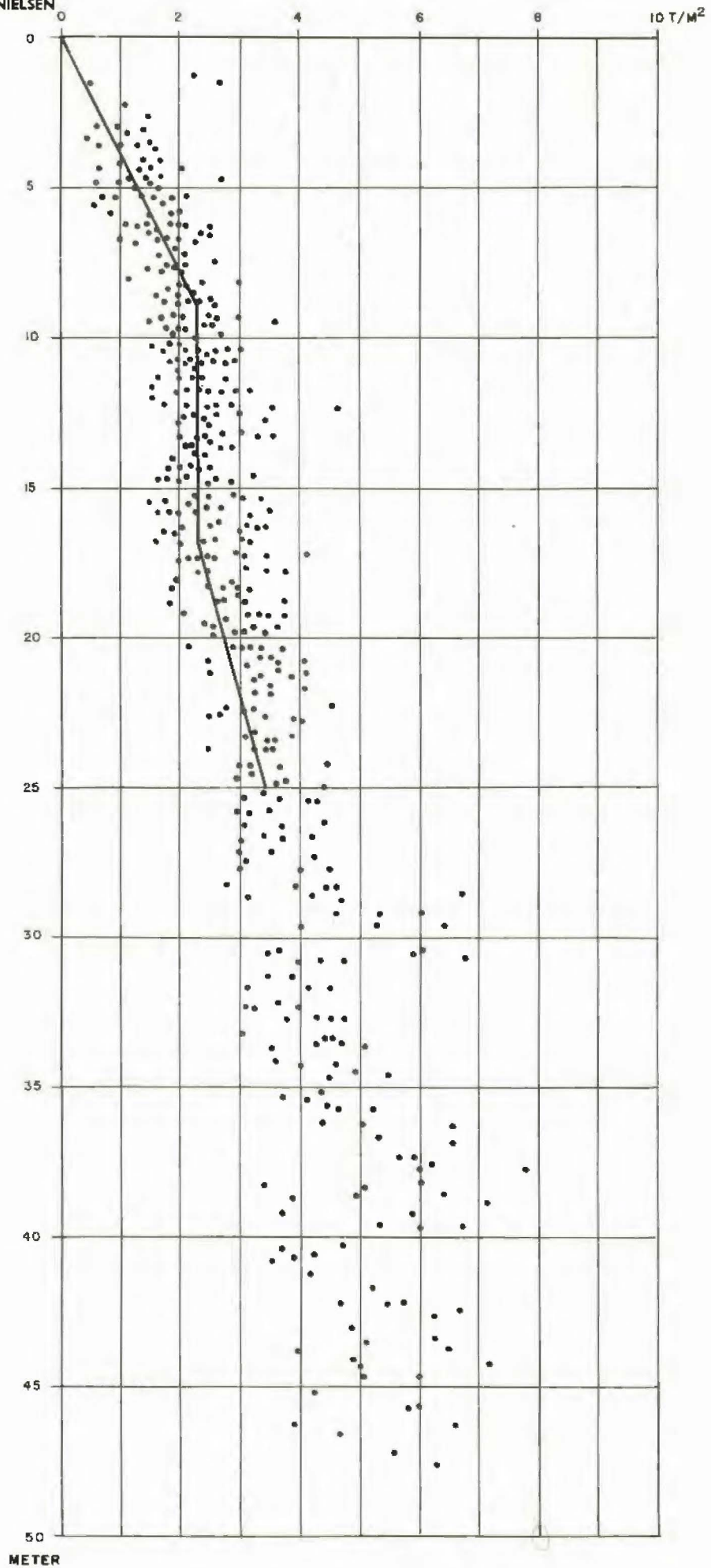


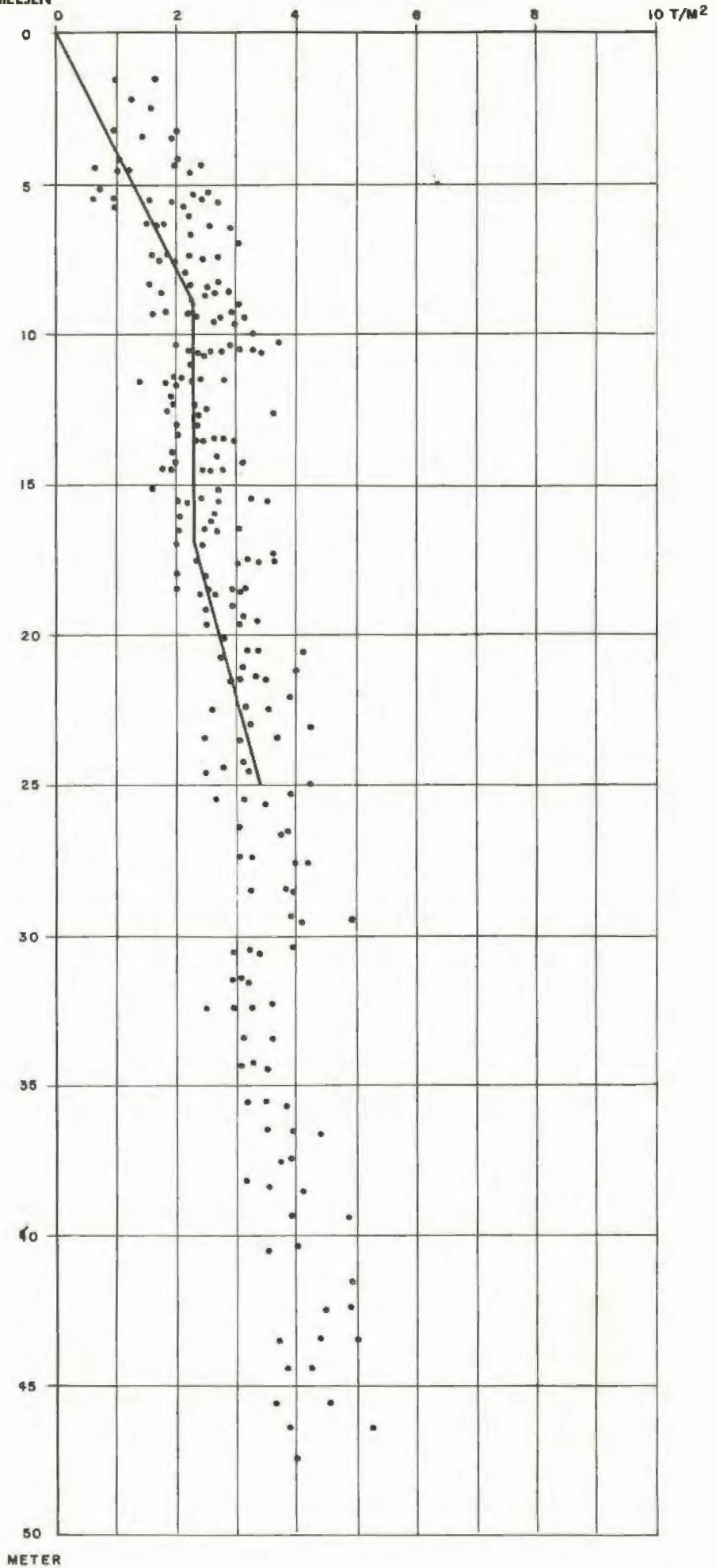
RUMVÆGTEN  $\gamma$

FIG. 1.

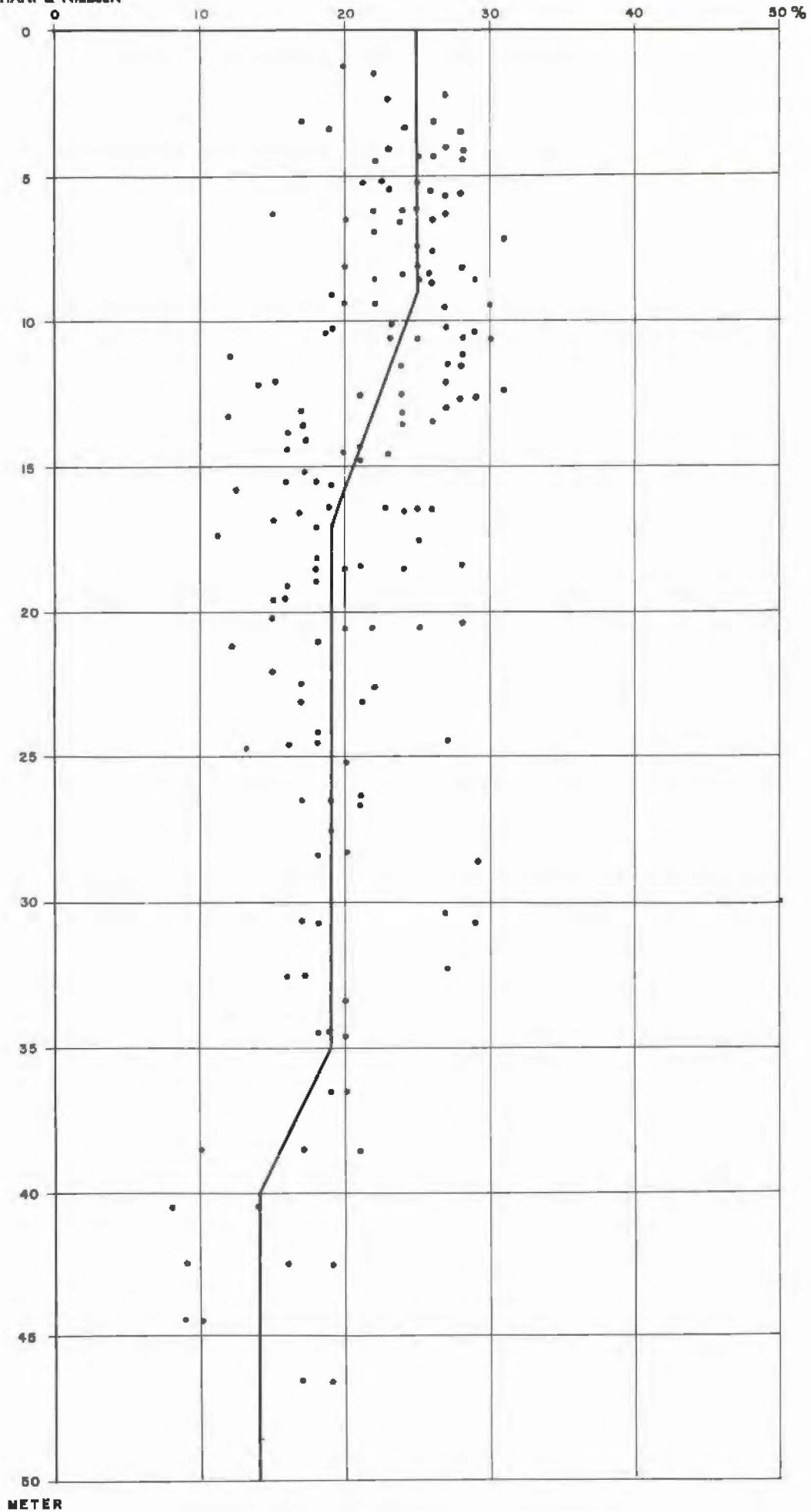


FORSKYDNINGSTYRKEN  $S_v$  VED VINGEFORSØG

FORSKYDNINGSTYRKEN  $S_T$  VED TRYKFORSØG

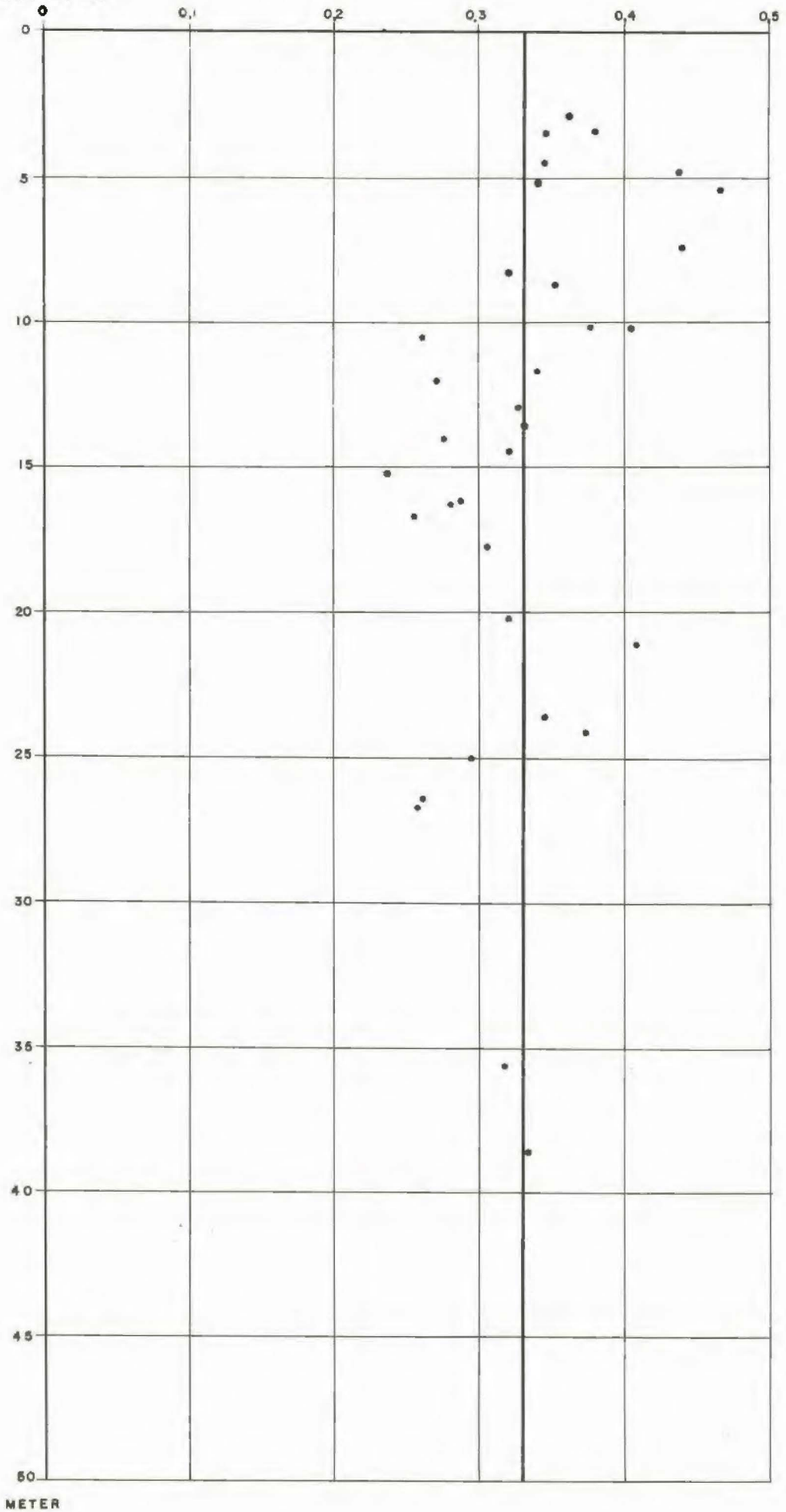


FORSKYDNINGSTYRKEN  $S_K$  VED KEGLEFORSØG

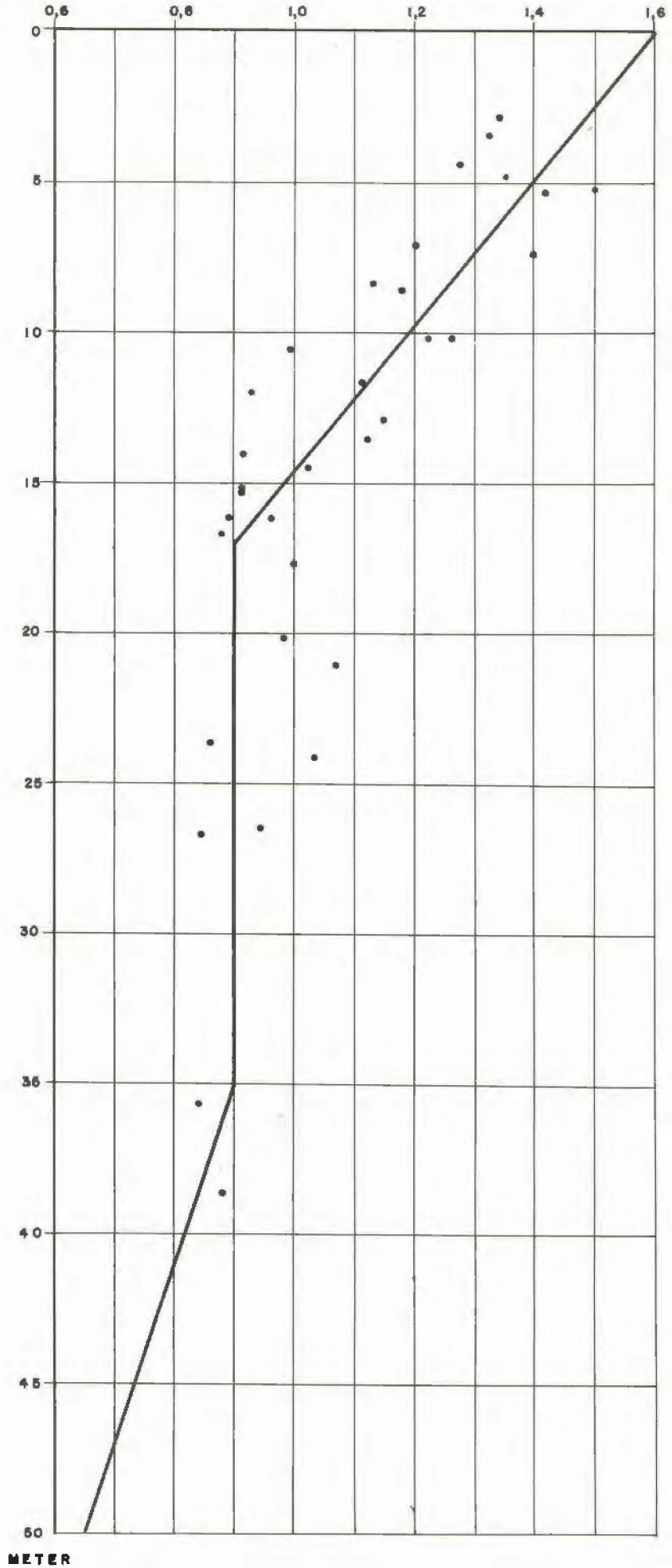


PLASTICITETSINDEX I<sub>p</sub>

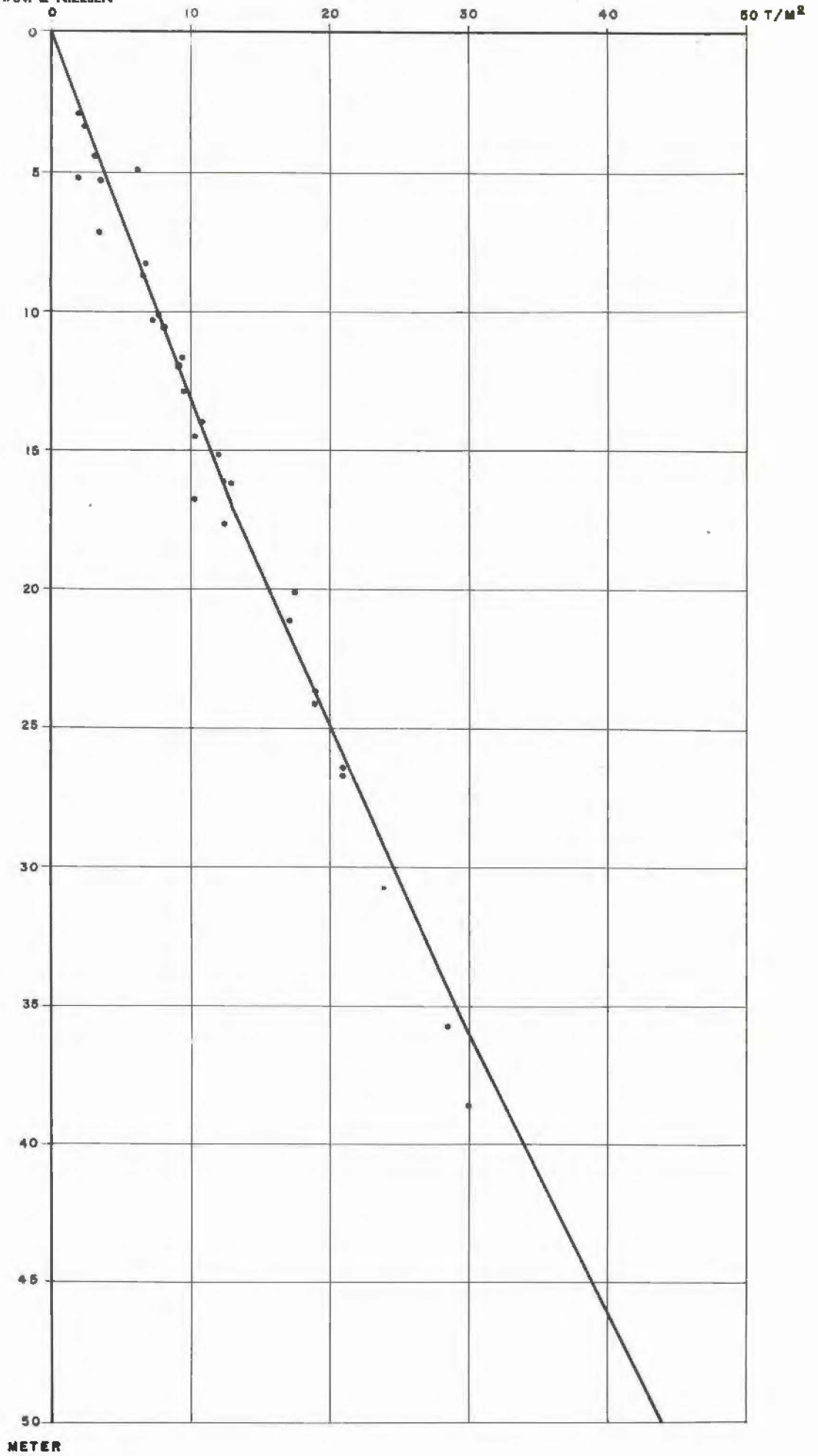


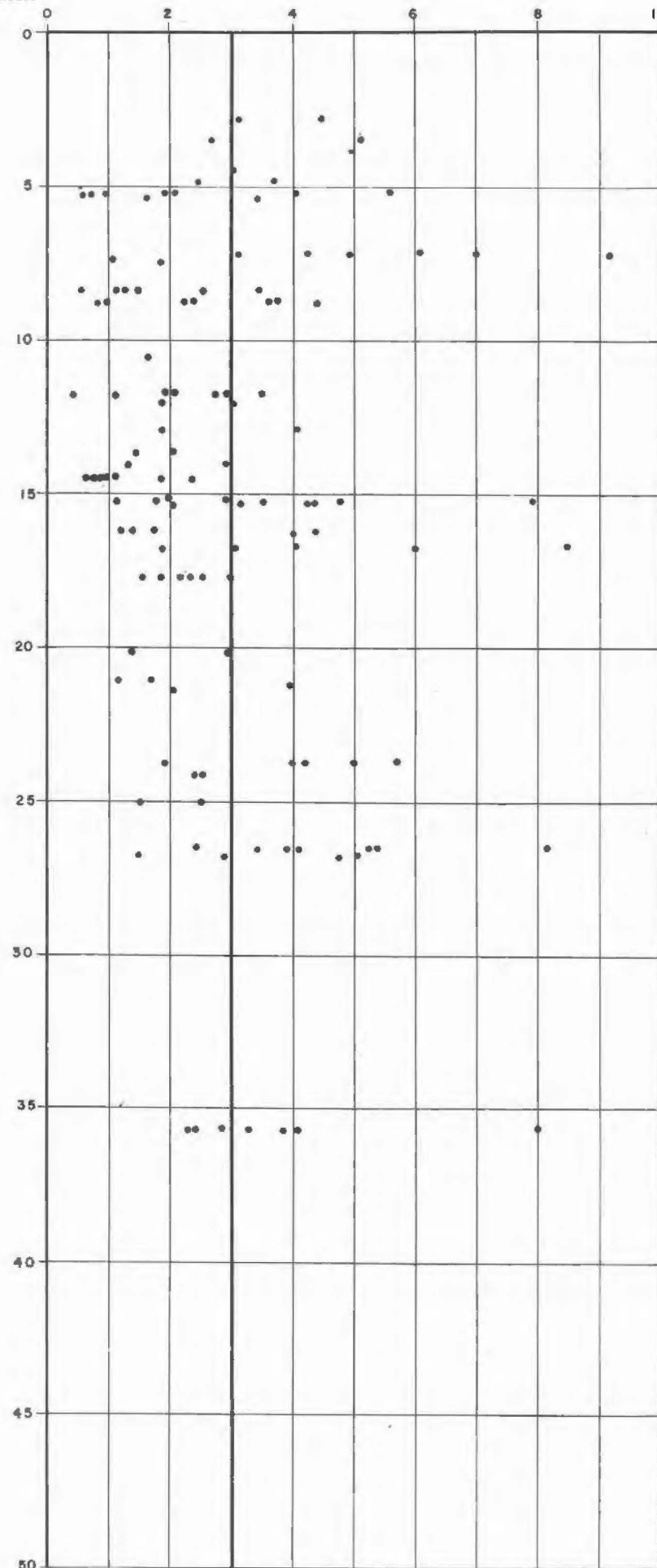


SAMMENTRYKNINGSTALLET C<sub>s</sub>



NATURLIGT PORETAL e<sub>0</sub>

EFFEKTIVT OVERLEJRINGSTRYK  $\bar{q}_0$



KONSOLIDERINGSKOEFFICIENTEN  $C_v$

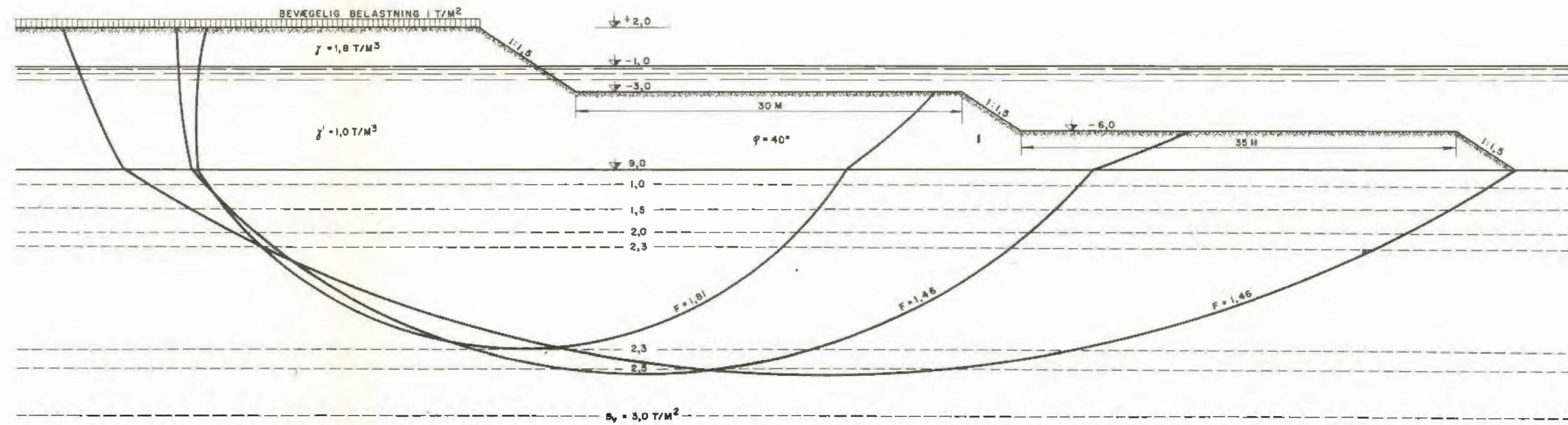


FIG. 10: KRITISKE BRUDLINIER FOR OPFYLDNING.

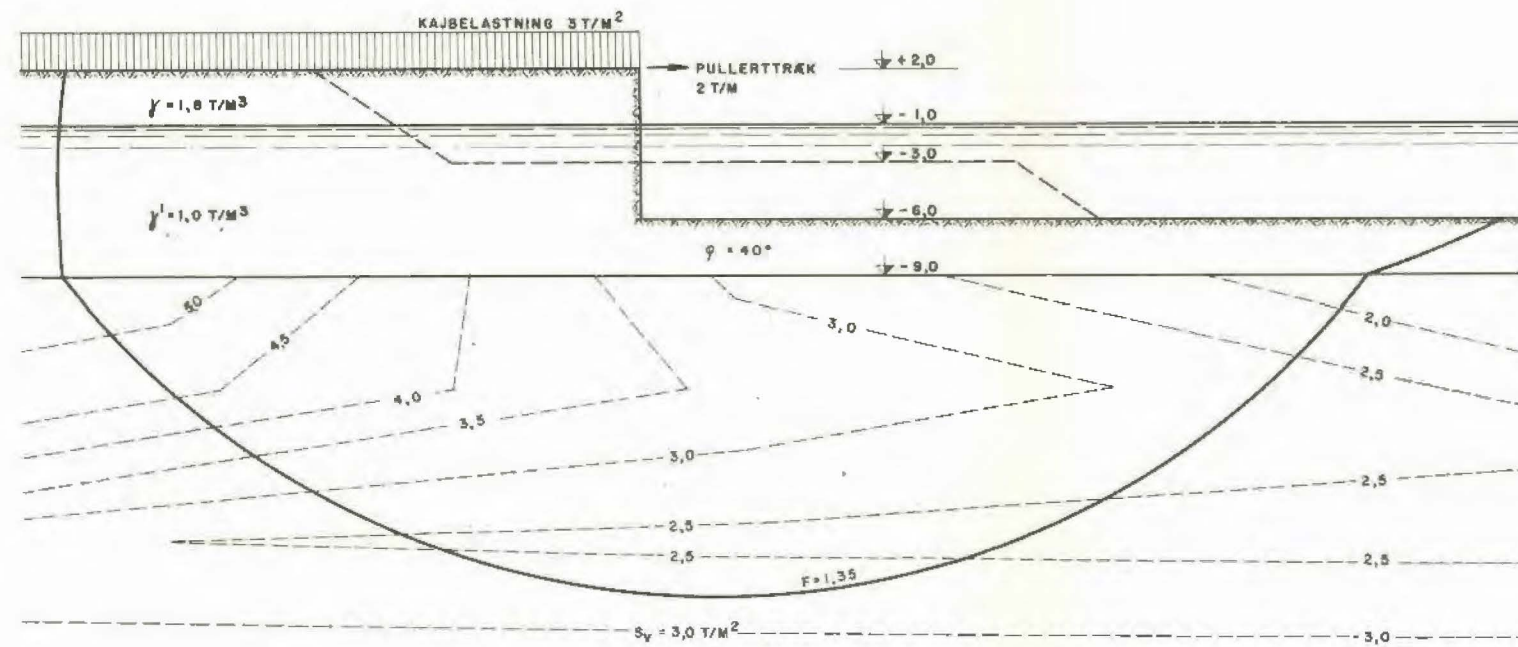


FIG. 11: KRITISK BRUDLINIE FOR SPUNSVÆGSKAJ BYGGET EFTER 5 ÅRS KONSOLIDERING.

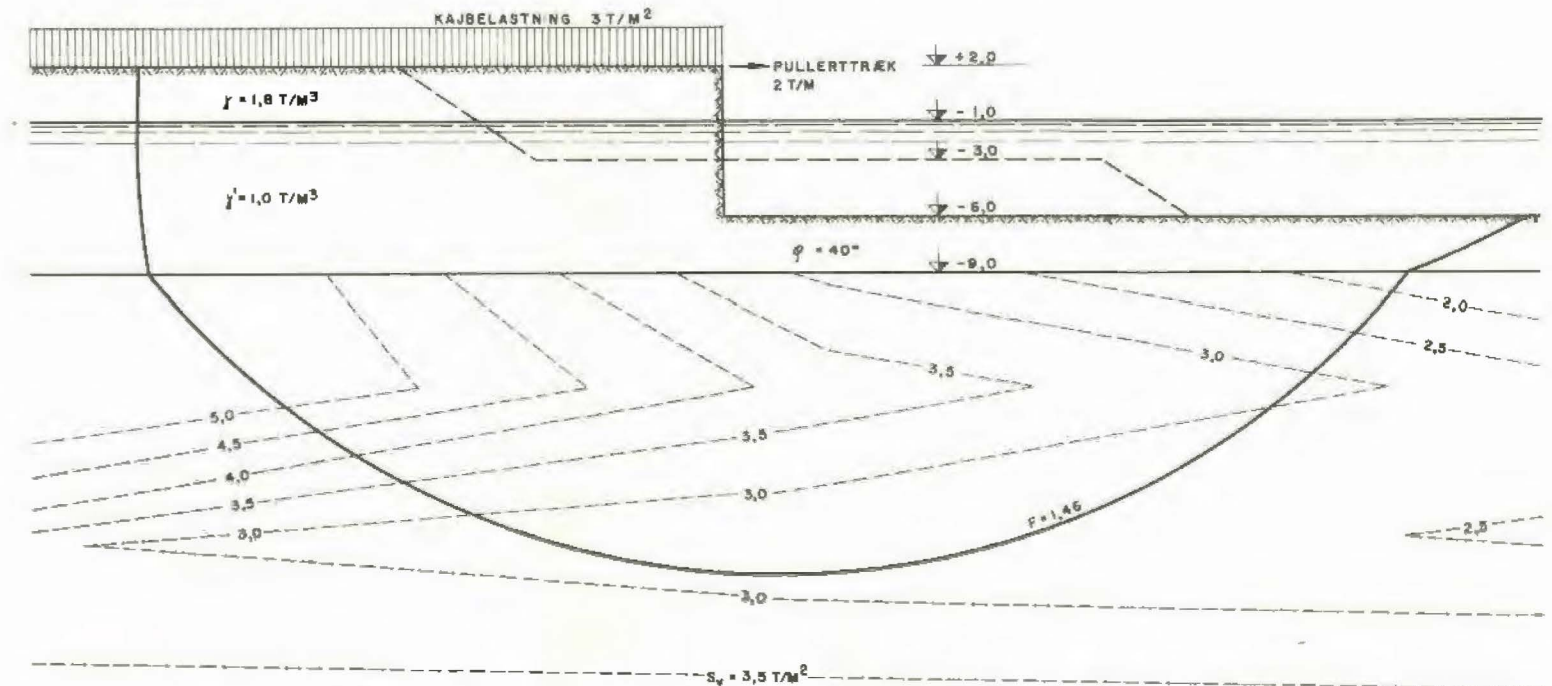
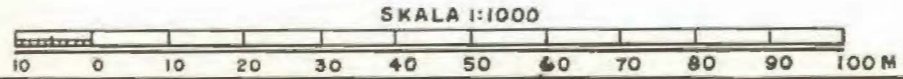
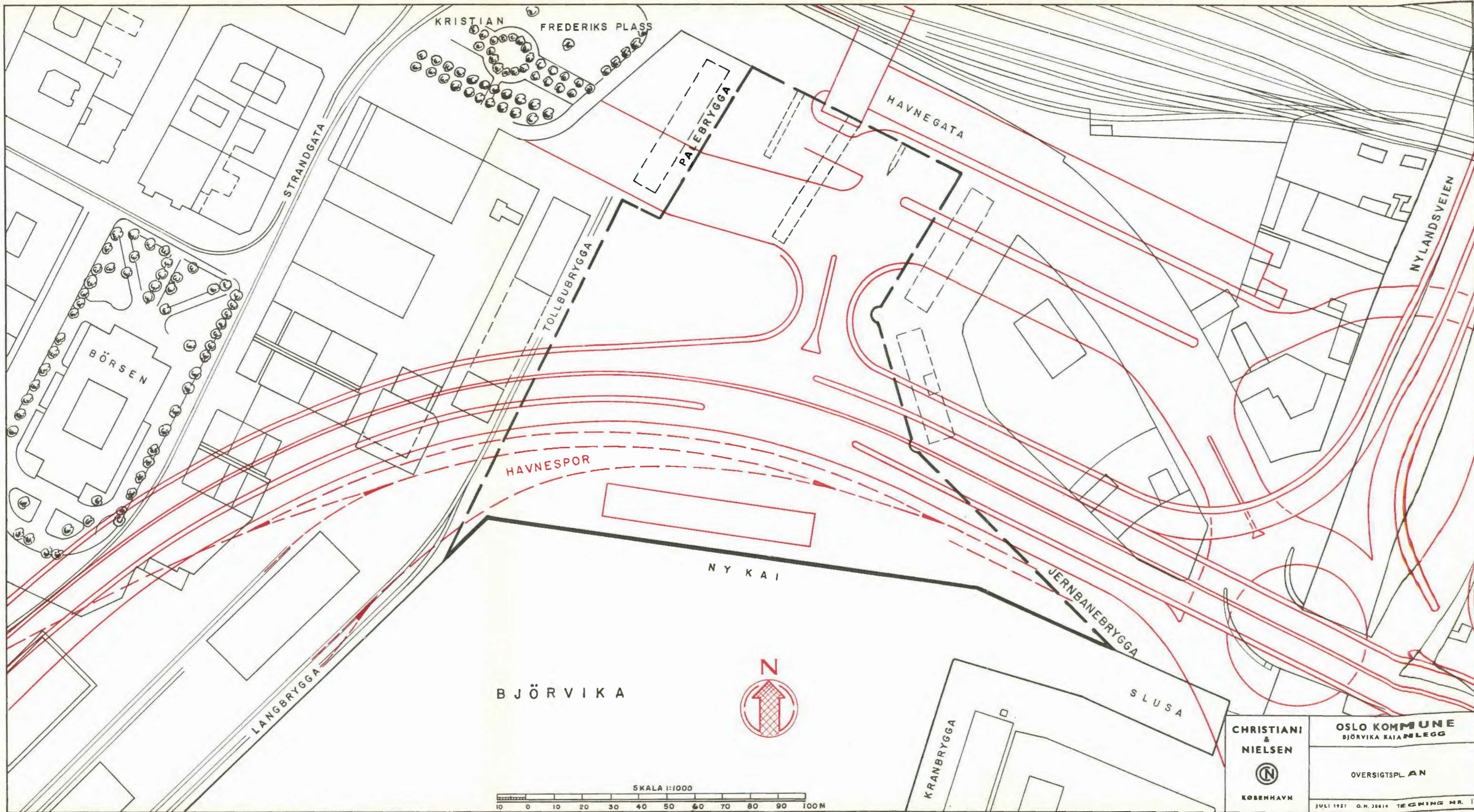


FIG. 12: KRITISK BRUDLINIE FOR SPUNSVÆGSKAJ BYGGET EFTER 10 ÅRS KONSOLIDERING.

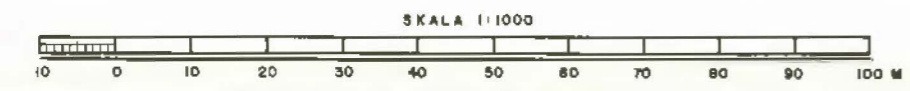


CHRISTIANI & NIELSEN  KØBENHAVN	OSLO KOMMUNE BJØRVIKA KAIANLEGG
	OVERSIGTSPLAN JULI 1957 O.N. 20614 TEGNING NR. 1

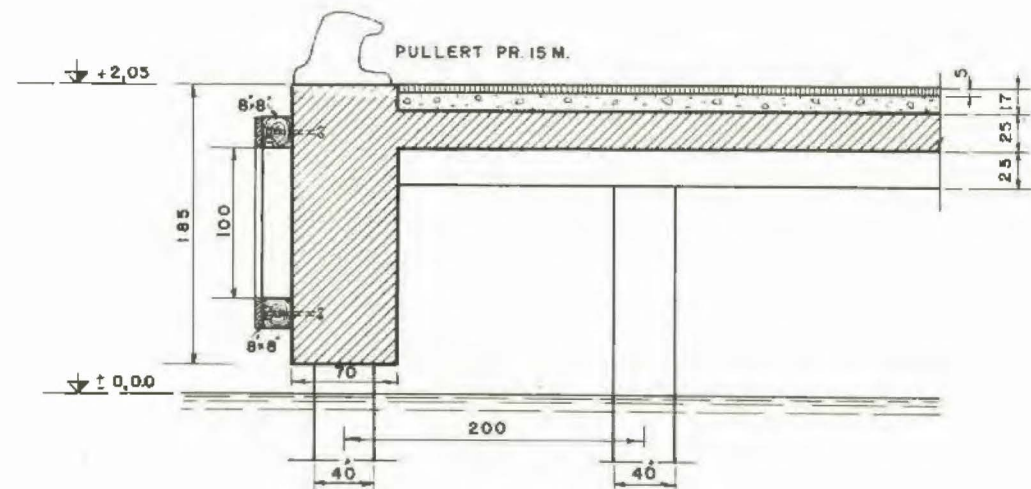


**SIGNATURFORKLARING:**  
 — KOTE TIL SLAM I METER  
 - - - KOTE TIL LER I METER  
 ..... KOTE TIL KLIPPE I METER

**NOTE:**  
 DE VISTENIVEAUKURVER ER BASERET PÅ KOTEPLAN OG  
 RAPPORT OVER GRUNUNDERSØGELSER FRA DEN GEOTEKNISKE  
 KONSULENT - OSLO KOMMUNE (SAG NR. R-45-55)



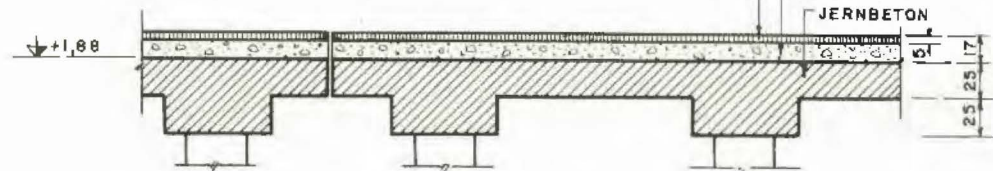
<b>CHRISTIANI &amp; NIELSEN</b>  KØBENHAVN	<b>OSLO KOMMUNE</b> BJØRVIKA KAIANLEGG
	KOTEPLAN JULI 1957 O.N. 30614 TEGNING NR. 2



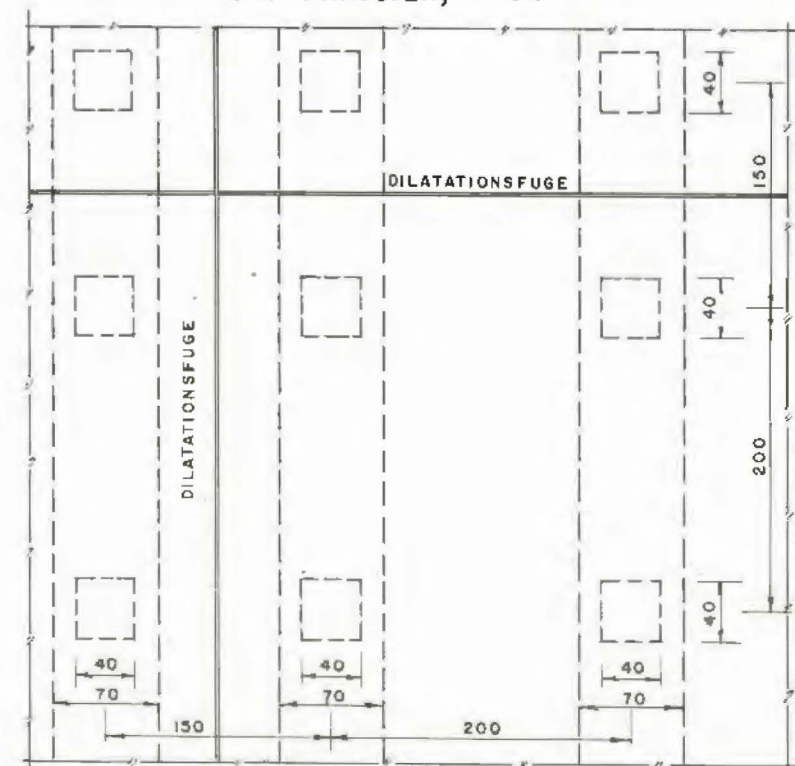
SNIT I KAJ, 1:50



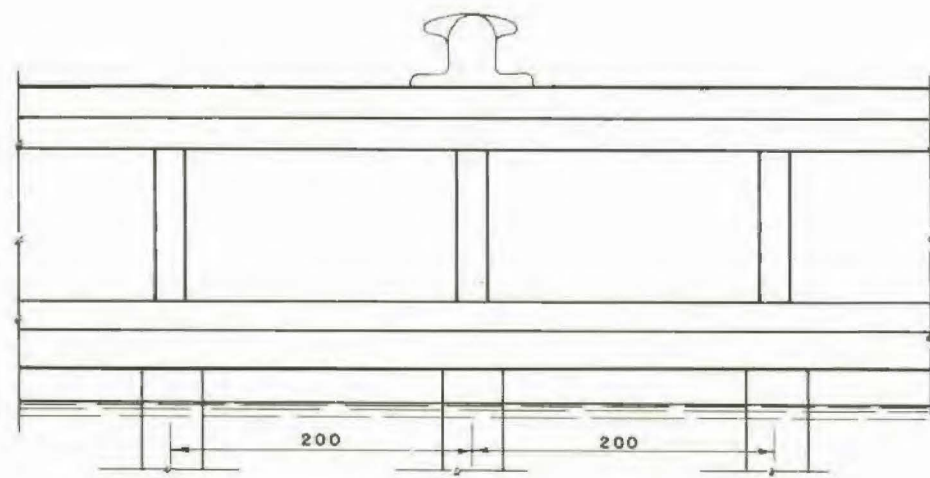
DETALJE AF SKINNE I KAJDÆK, 1:50



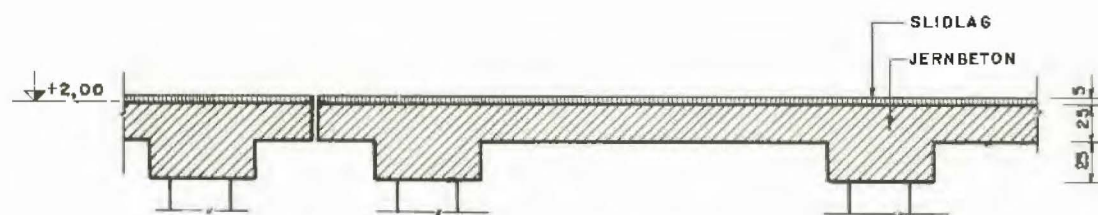
SNIT I KAJDÆK, 1:50



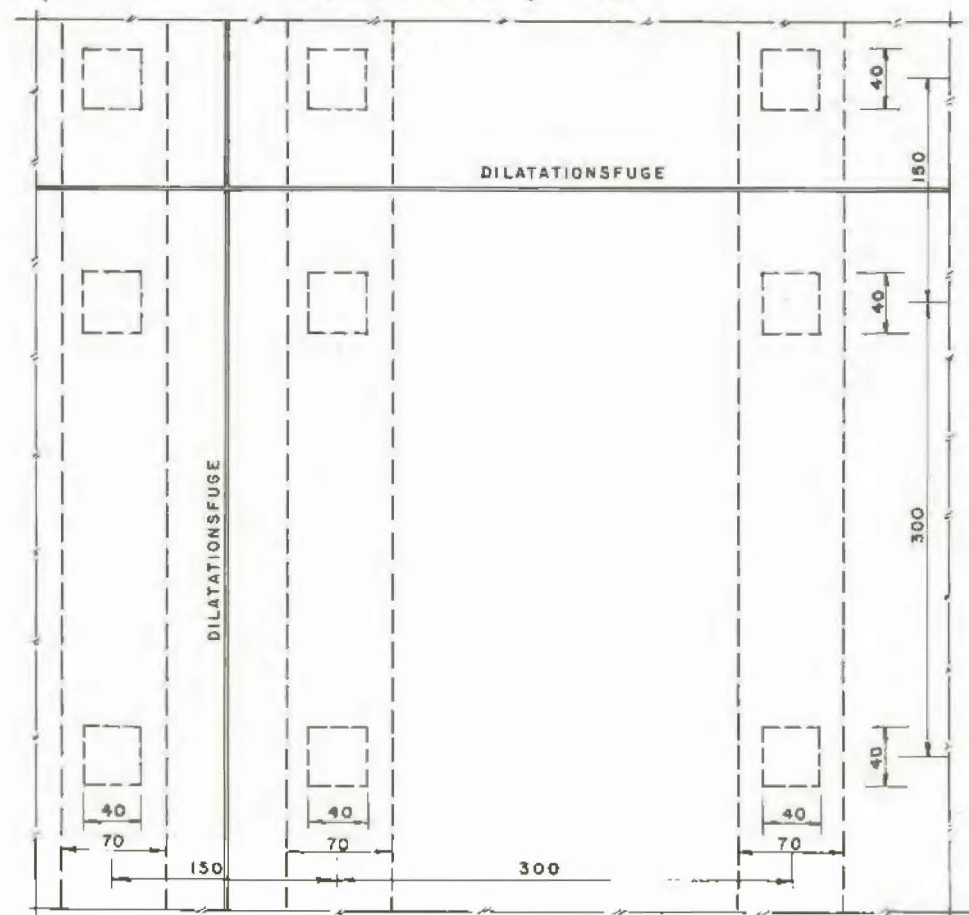
PLAN AF KAJDÆK, 1:50



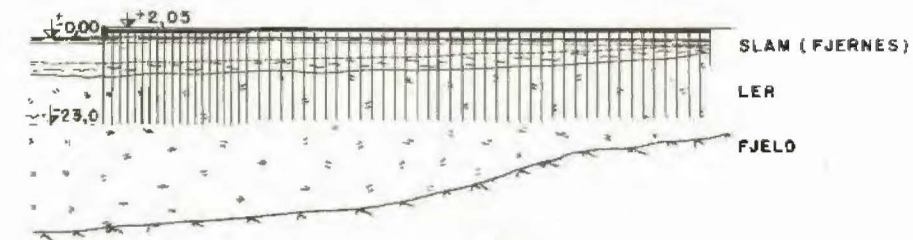
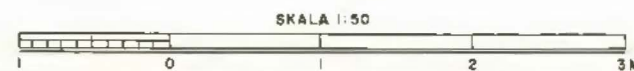
KAJMUR SET FORFRA, 1:50



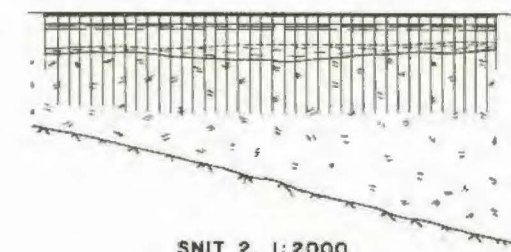
SNIT I VEJDÆK, 1:50



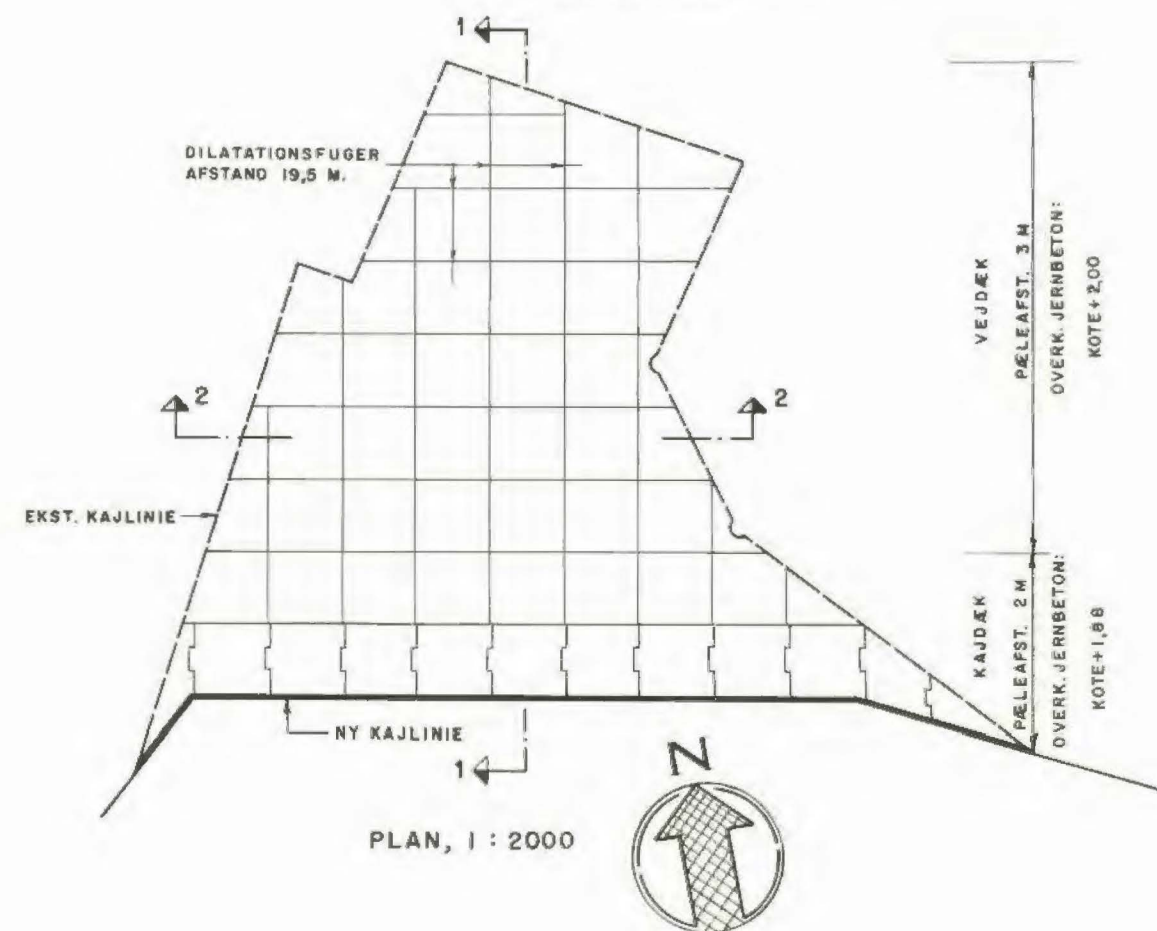
PLAN AF VEJDÆK, 1:50



SNIT 1, 1:2000



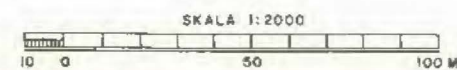
SNIT 2, 1:2000



PLAN, 1:2000

**FORSLAG IA**

RIBBEDÆK AF JERNBETON DELT I FELTER PÅ 19,5 M × 19,5 M, UNDERSTØTTET AF KVADRATISKE JERNBETONPÆLE

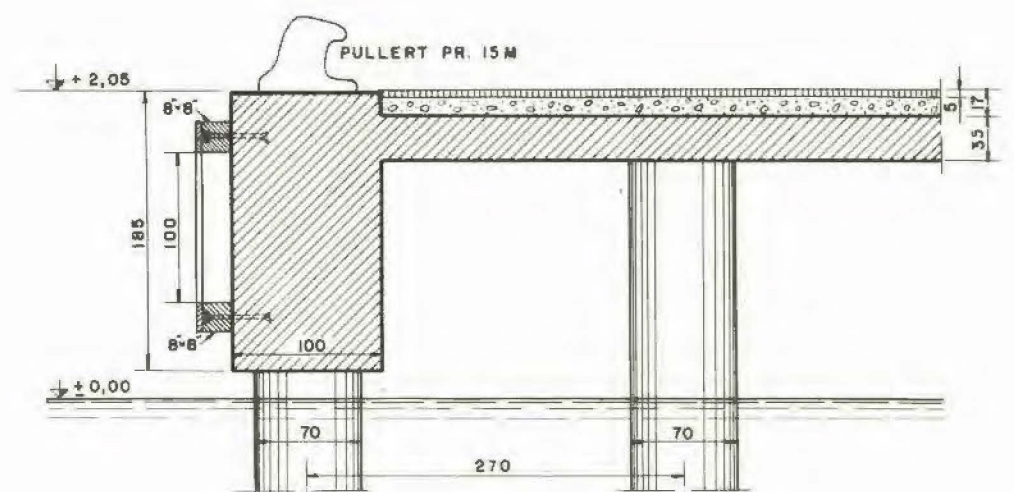


**CHRISTIANI & NIELSEN**  
KØBENHAVN

**OSLO KOMMUNE**  
BJØRVIKA KAIANLEGG

FORSLAG IA

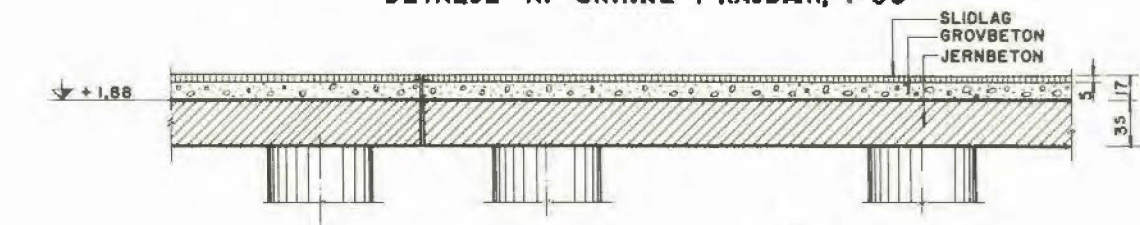




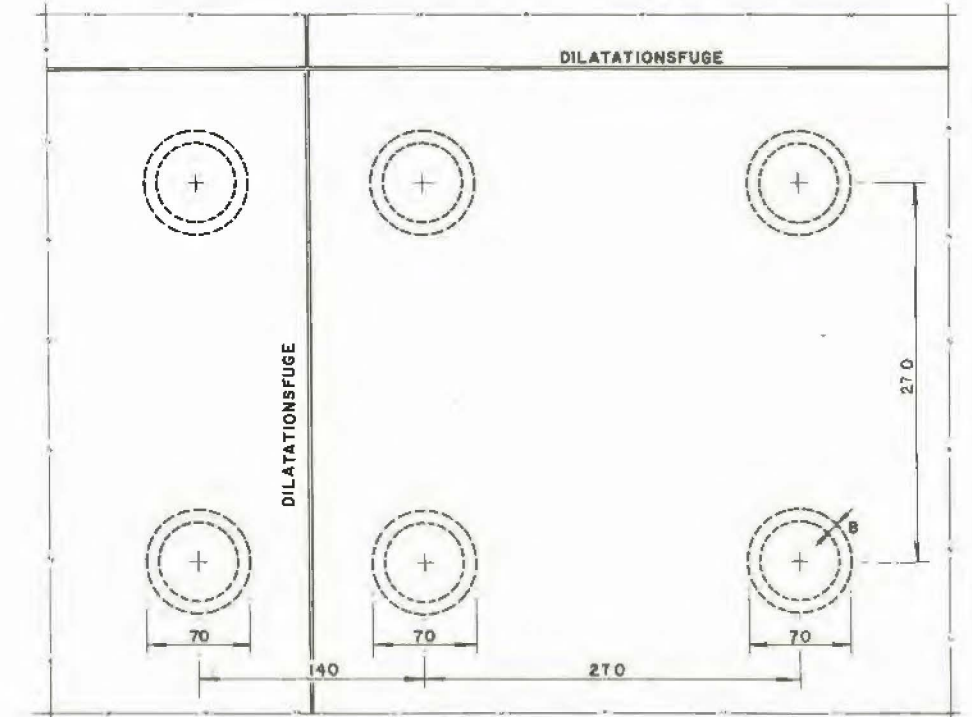
SNIT I KAJ, 1:50



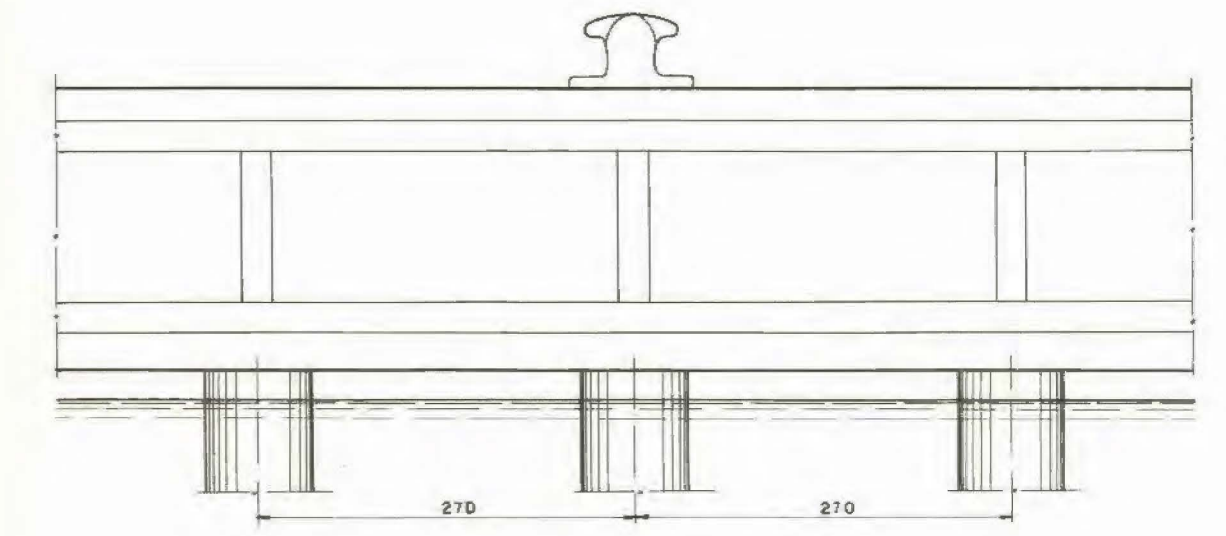
DETALJE AF SKINNE I KAJDÆK, 1:50



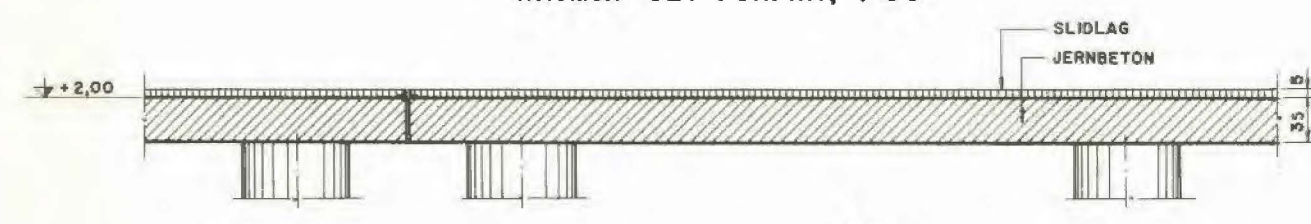
SNIT I KAJDÆK, 1:50



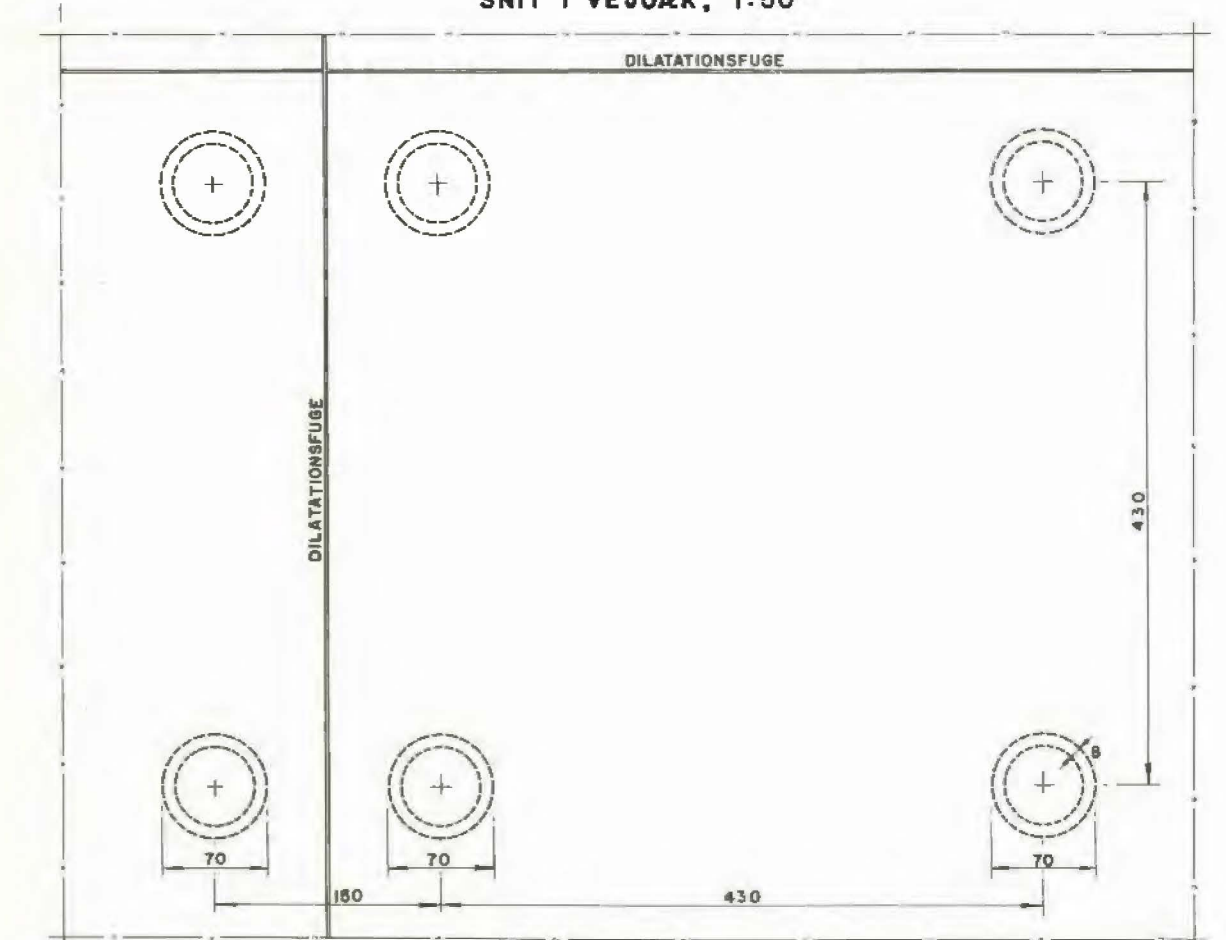
PLAN AF KAJDÆK, 1:50



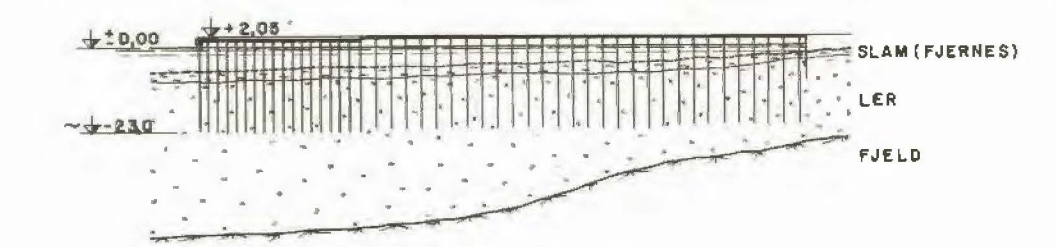
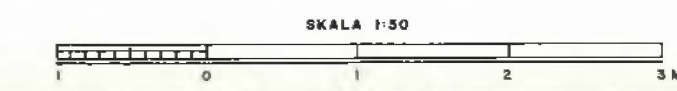
KAJMUR SET FORFRA, 1:50



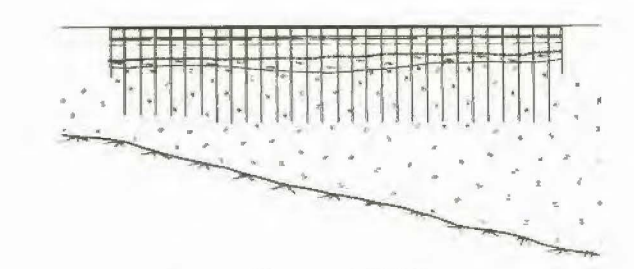
SNIT I VEJDÆK, 1:50



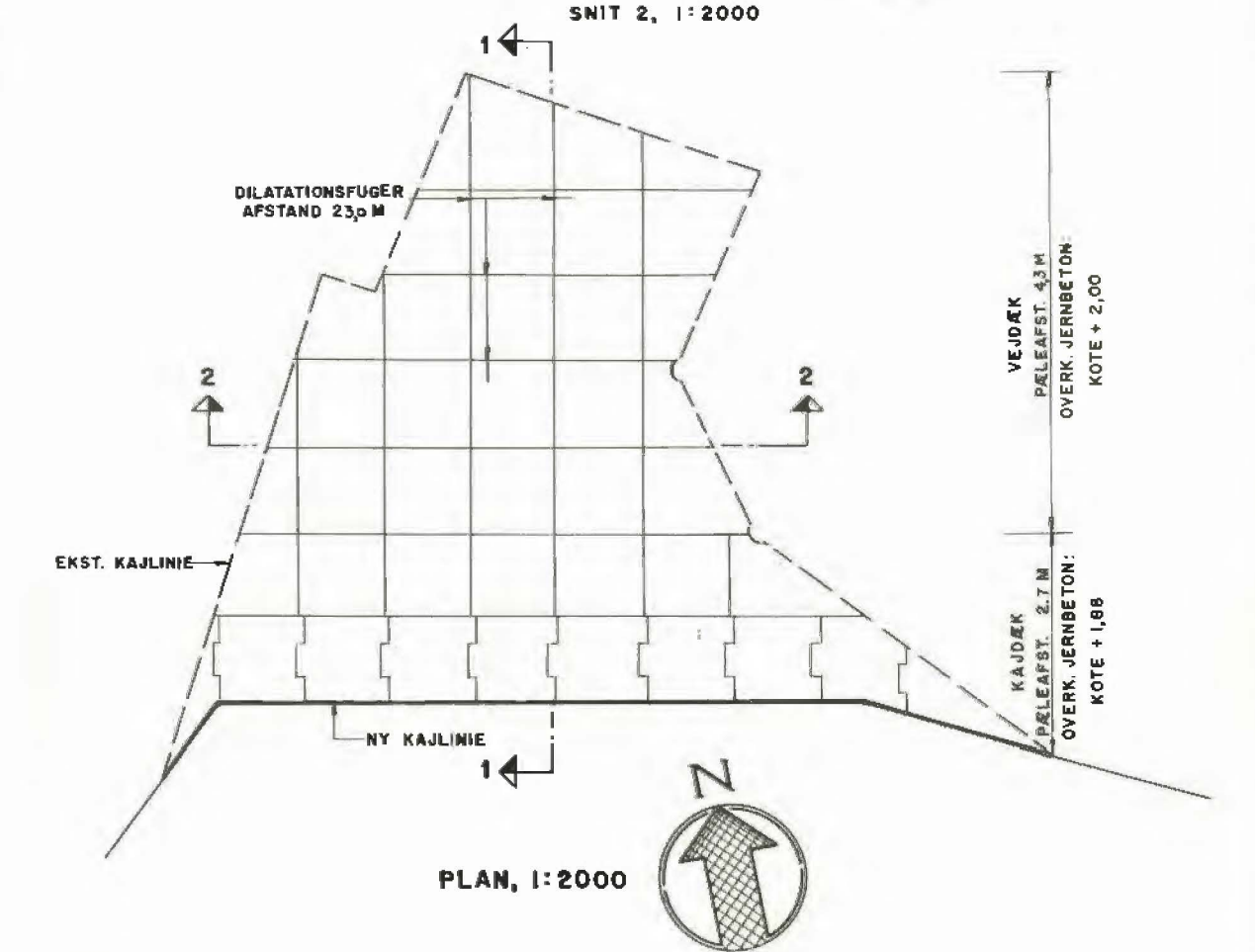
PLAN AF VEJDÆK, 1:50



SNIT 1, 1:2000



SNIT 2, 1:2000

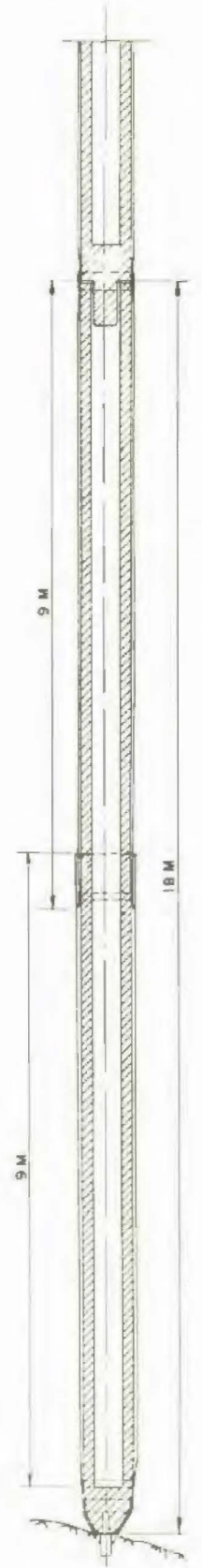


PLAN, 1:2000

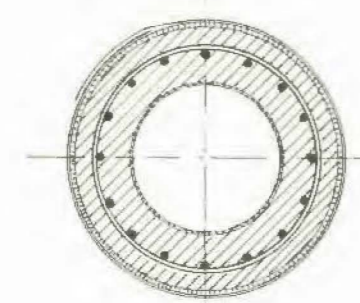
**FORSLAG IB**  
 JERNBETONDÆK UDEN RIBBER DELT I FELTER PÅ 23,0 M x 23,0 M, UNDERSTØTTET AF CIRKULÆRE JERNBETONPÆLE.



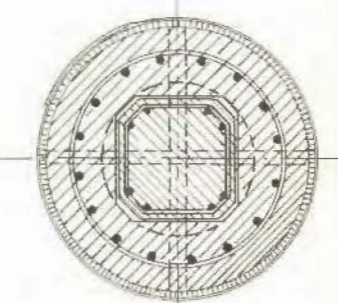
<b>CHRISTIANI &amp; NIELSEN</b>  KØBENHAVN	<b>OSLO KOMMUNE</b> SJØRVIKA KAIANLEGG
	FORSLAG IB JULI 1937 O.N. 39614 TEGNING NR. 4



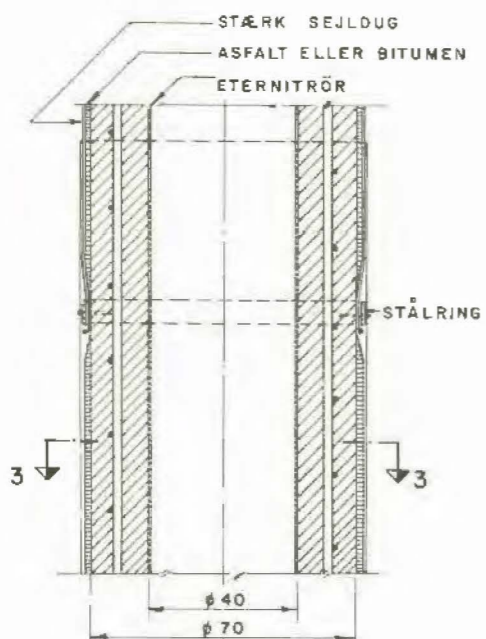
NEDERSTE PÆLEDEL, 1:100



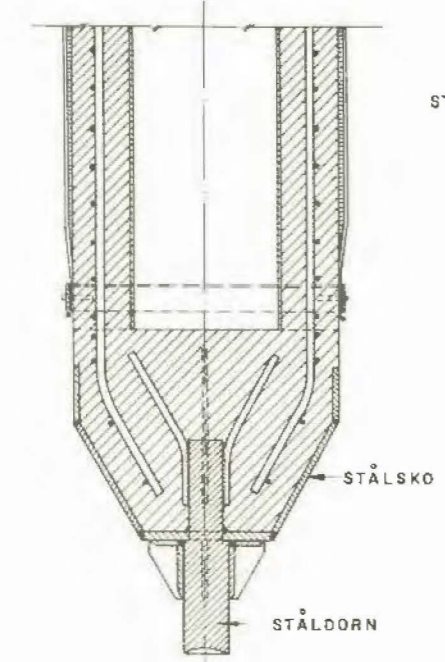
SNIT 3, 1:20



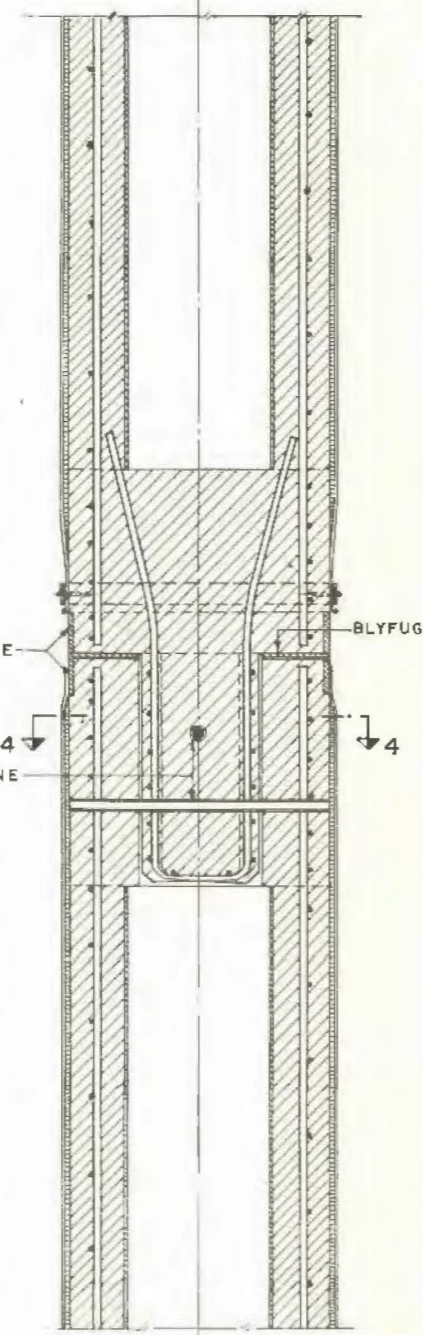
SNIT 4, 1:20



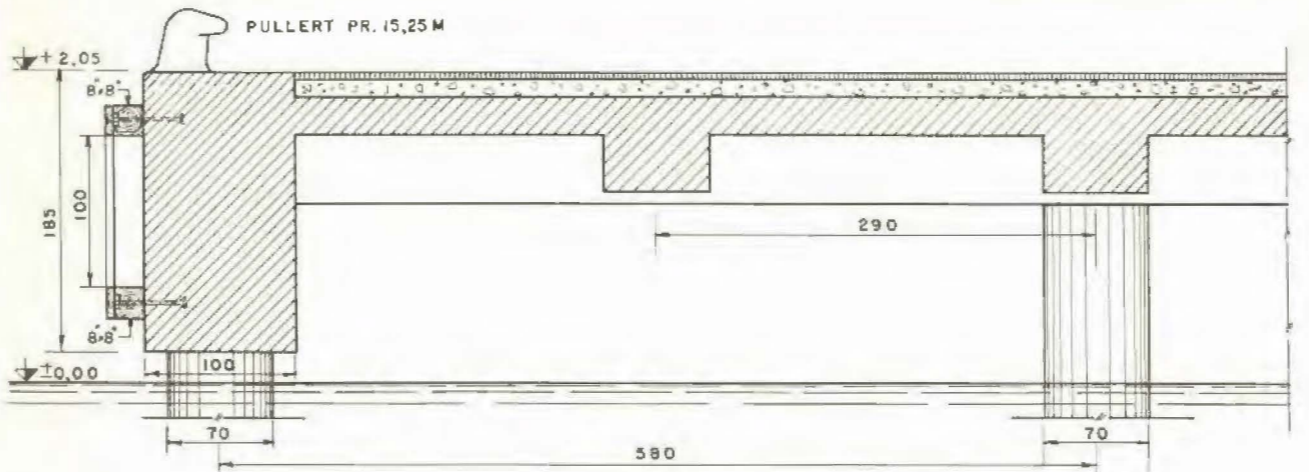
FASTGÖRELSE AF SEJLDUG, 1:20



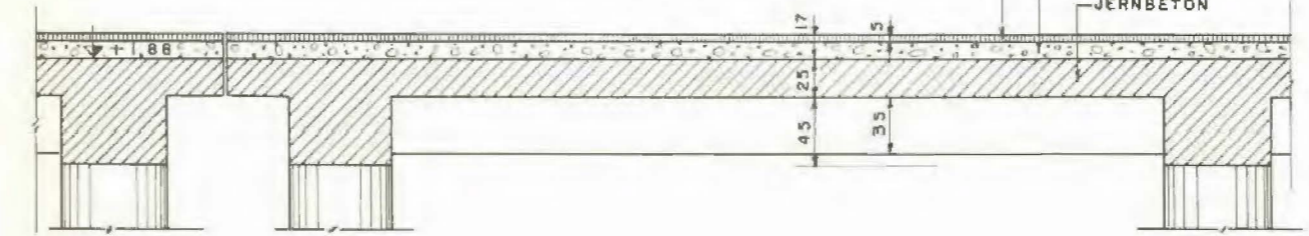
DETALJE AF PÆLESPIDS, 1:20



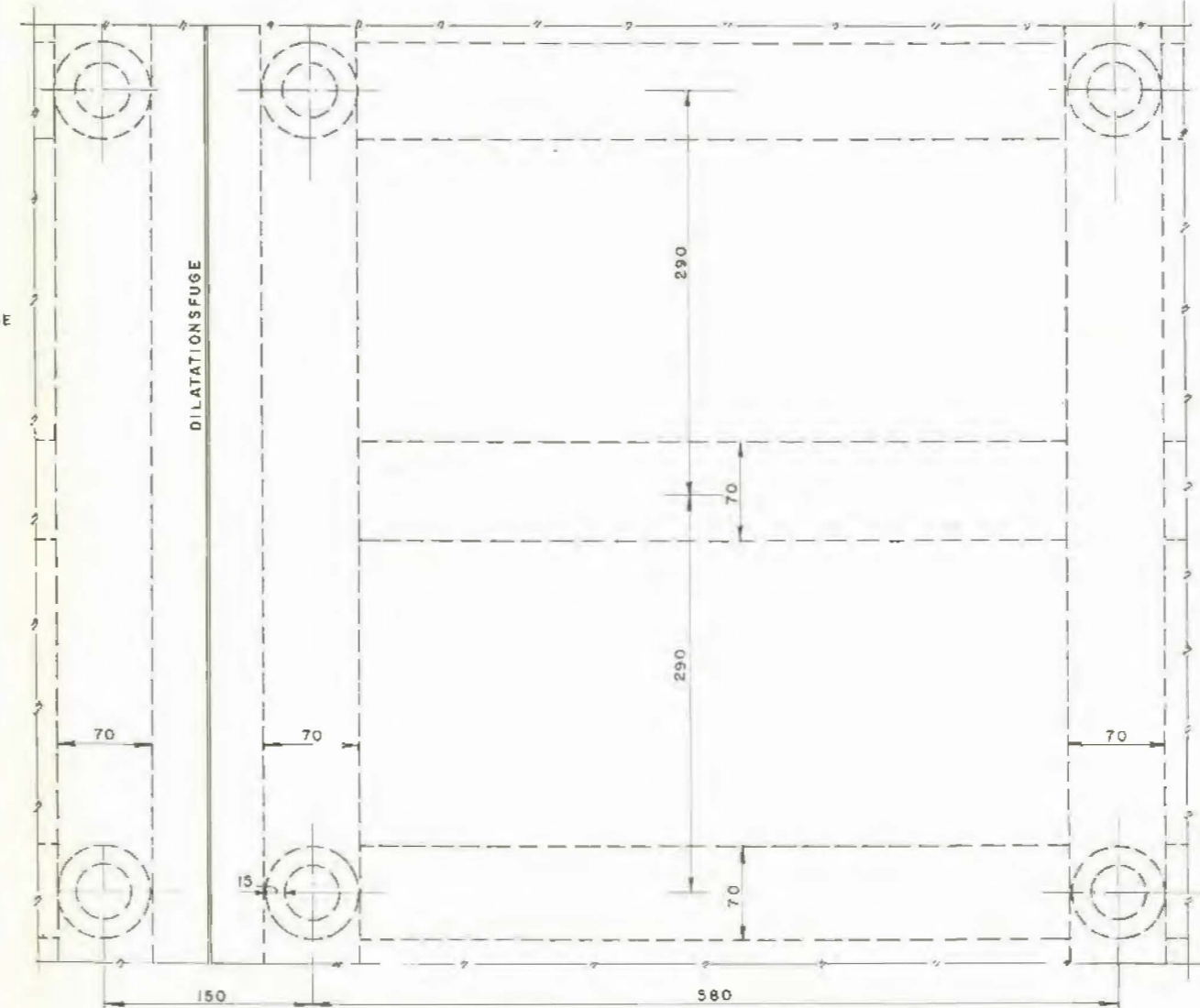
DETALJE AF PÆLESTÖD, 1:20



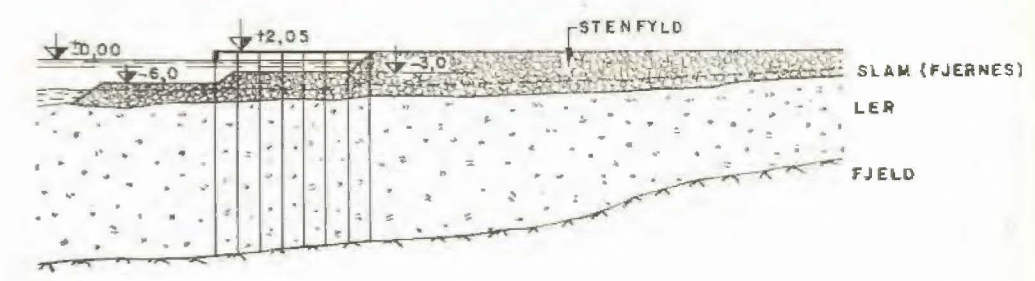
SNIT I KAJ, 1:50



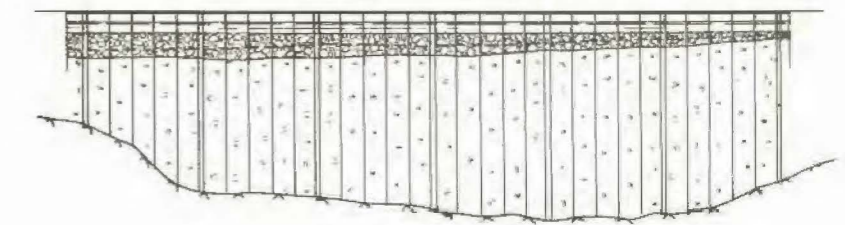
SNIT I KAJDÆK, 1:50



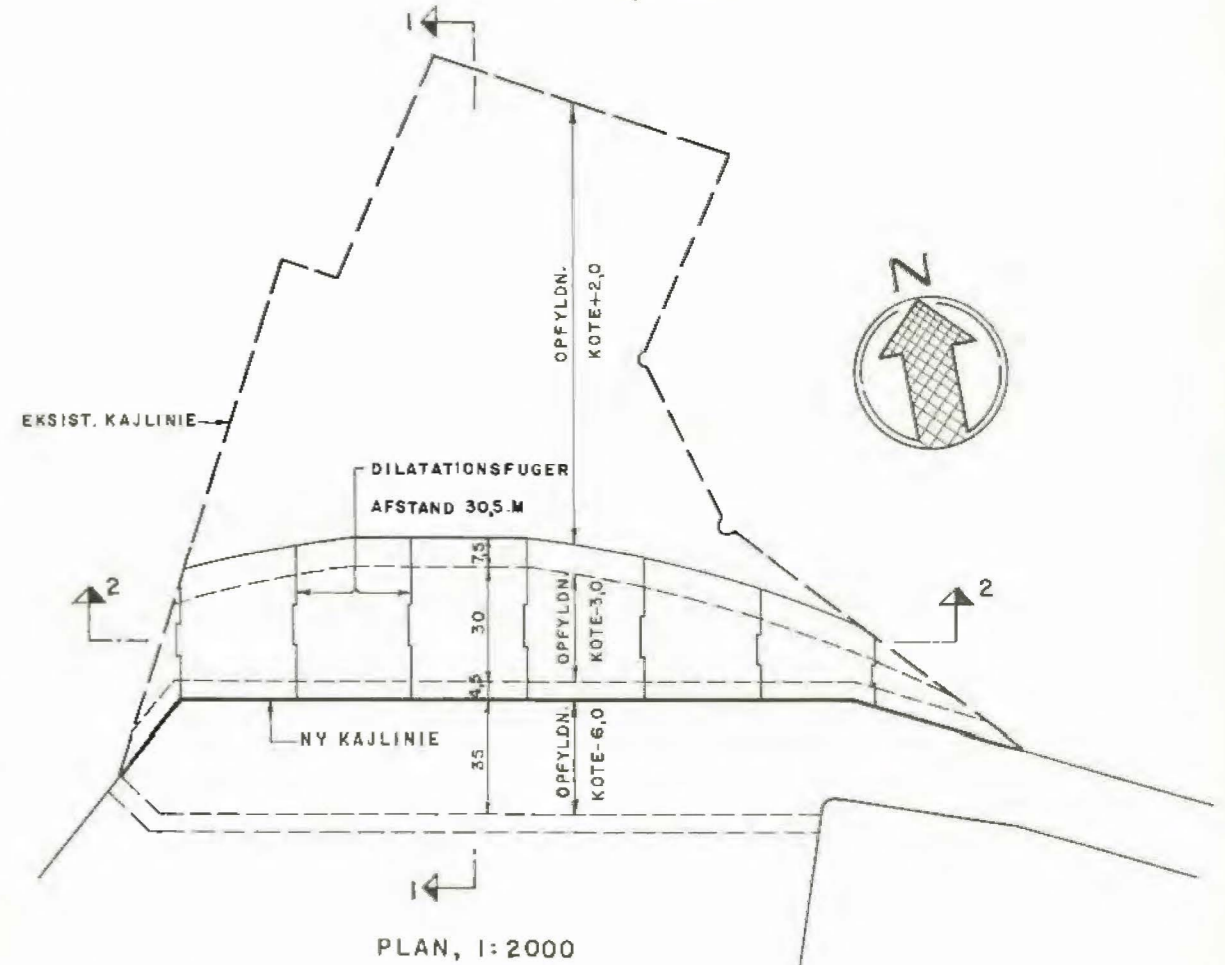
PLAN AF KAJDÆK, 1:50



SNIT 1, 1:2000



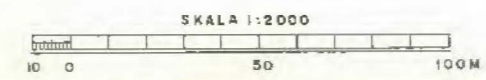
SNIT 2, 1:2000



PLAN, 1:2000

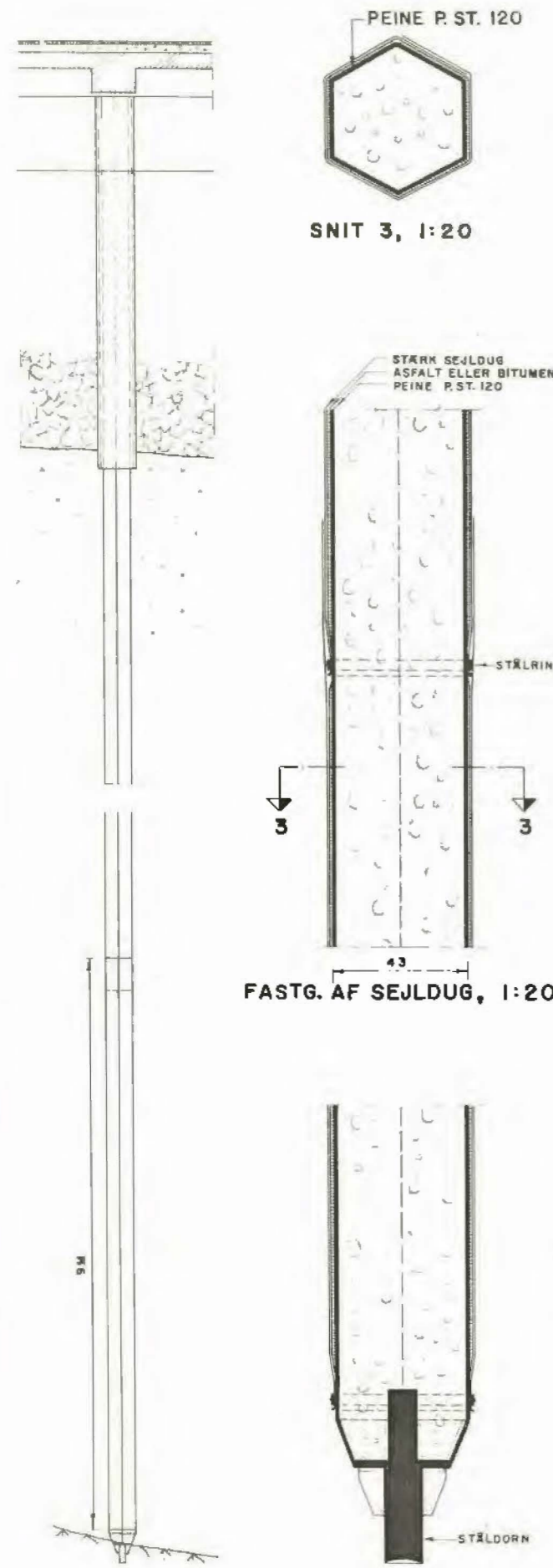
**FORSLAG II A**

STENOPFYLDNING MED JERNBETONKAJ PÅ  
BETONPÆLE TIL FJELD



**CHRISTIANI & NIELSEN**  
KØBENHAVN

**OSLO KOMMUNE**  
BJØRVIKA KAJANLEGG  
FORSLAG II A



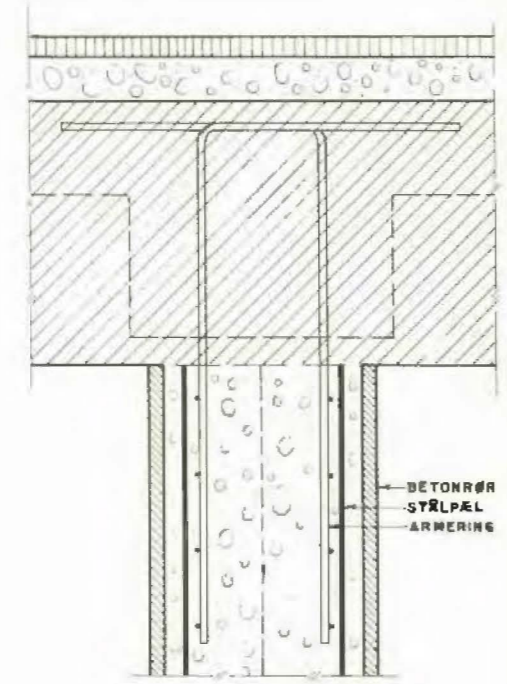
SNIT 3, 1:20

FASTG. AF SEJLDUG, 1:20

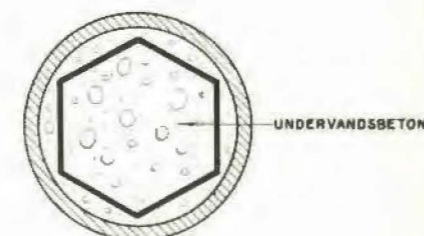
DETALJE AF PÆLESPIDS, 1:20

STÅLPÆL, 1:100

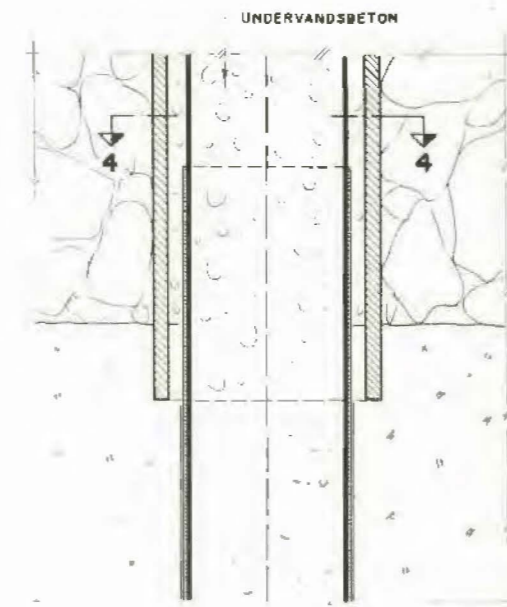
SKALA 1:20



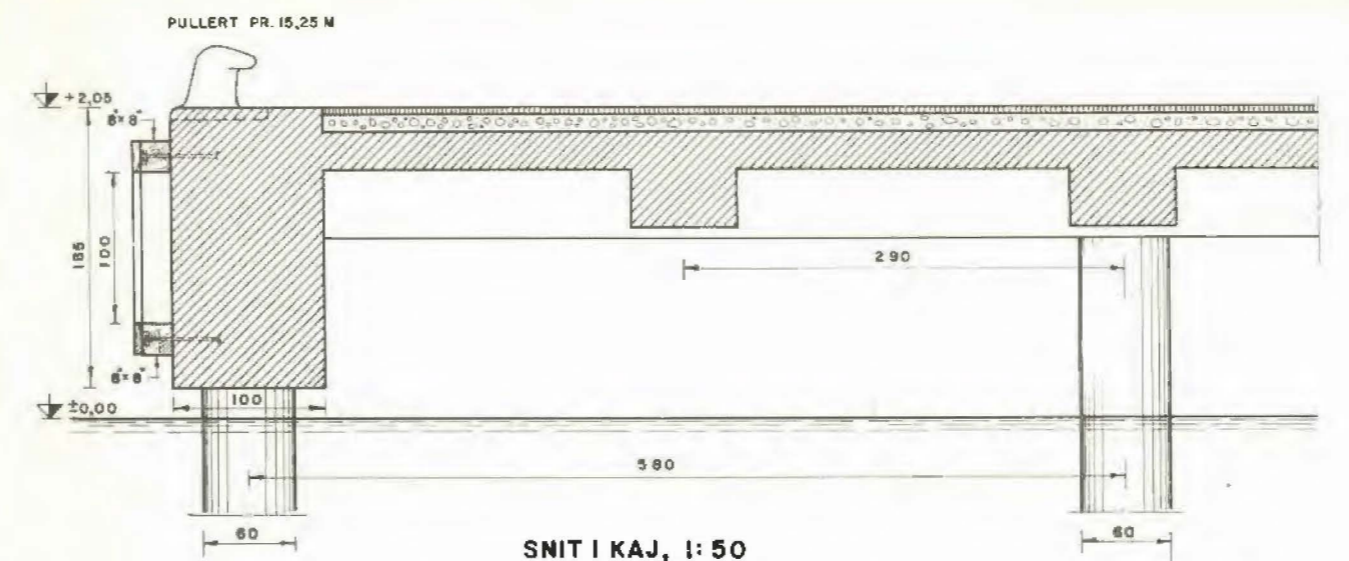
FORBINDELSE MED DÆK, 1:20



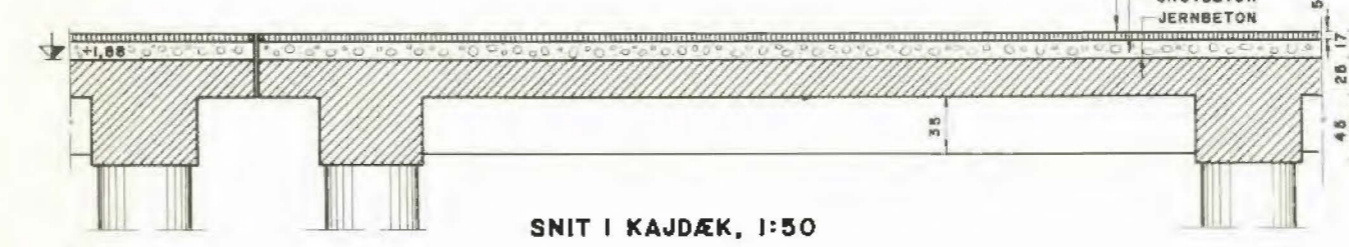
SNIT 4, 1:20



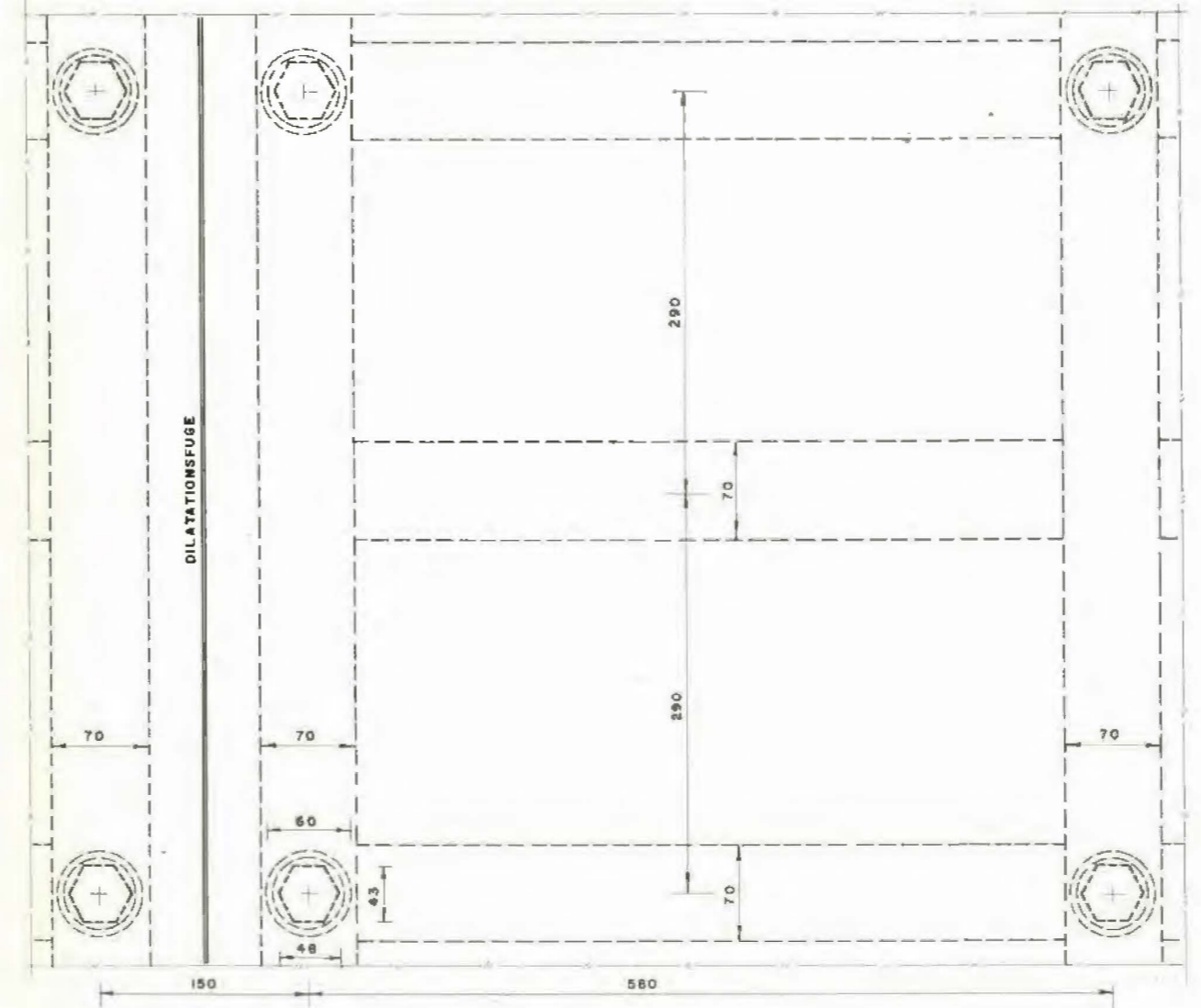
DETALJE AF OMSTØBNING, 1:20



SNIT I KAJ, 1:50

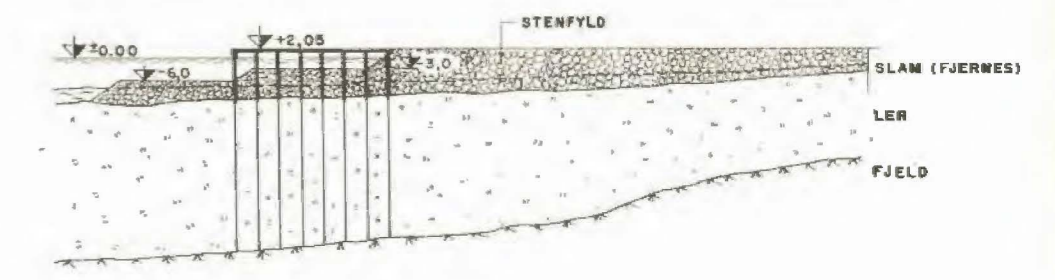


SNIT I KAJDÆK, 1:50



PLAN AF KAJDÆK, 1:50

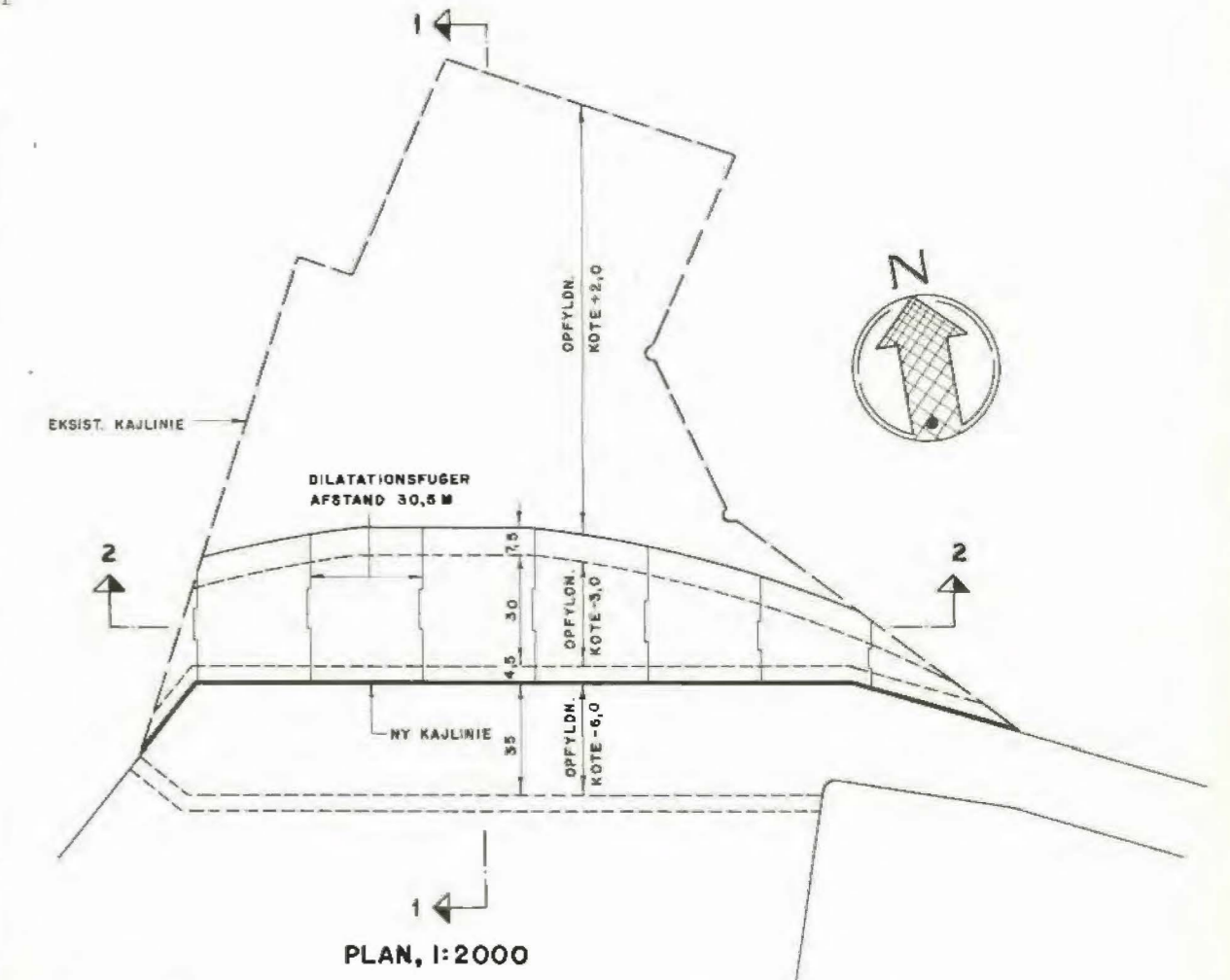
SKALA 1:50



SNIT 1, 1:2000



SNIT 2, 1:2000

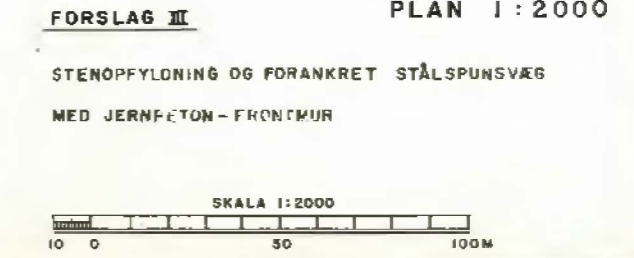
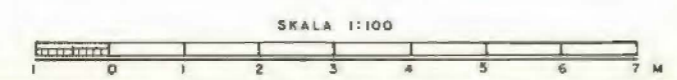
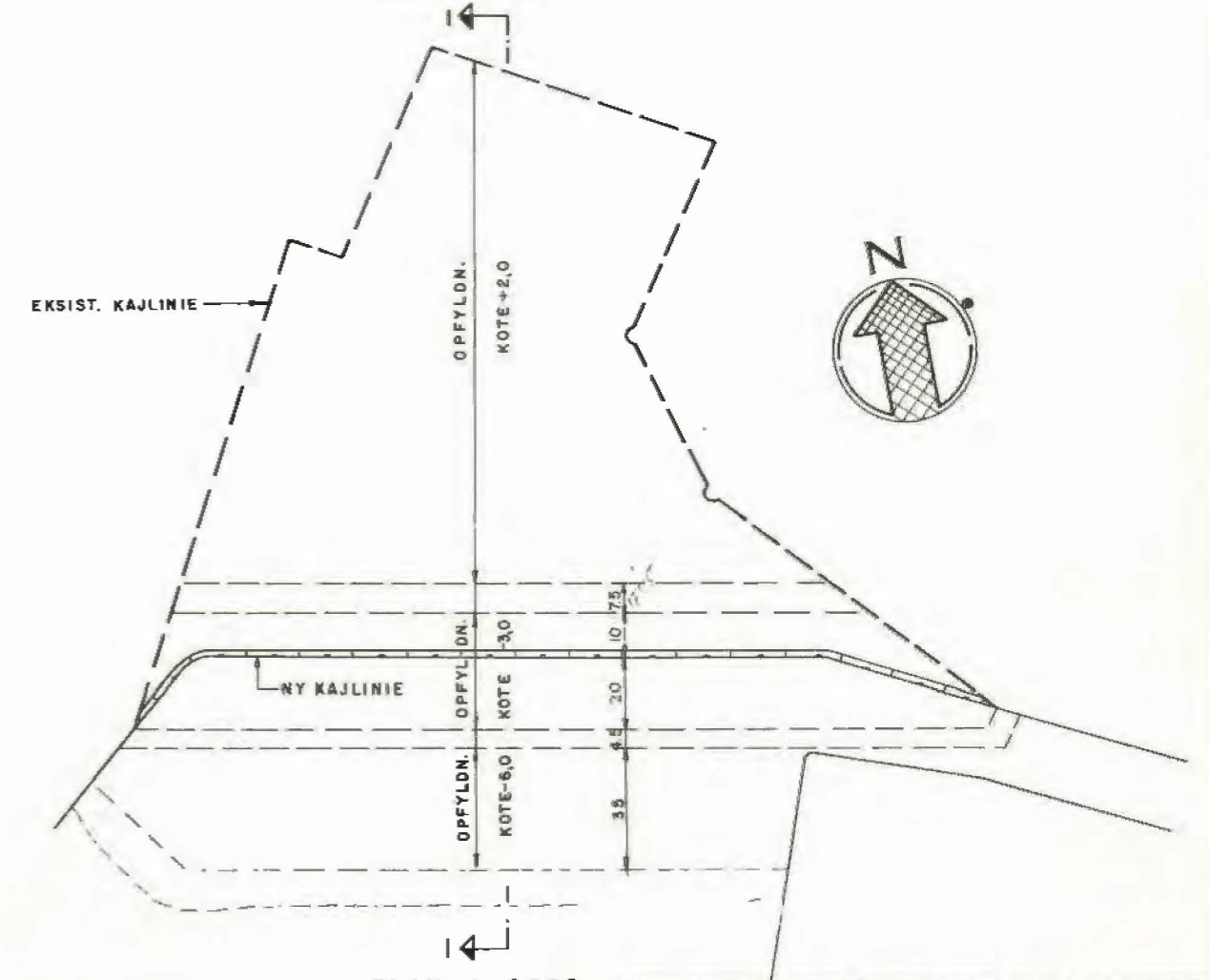
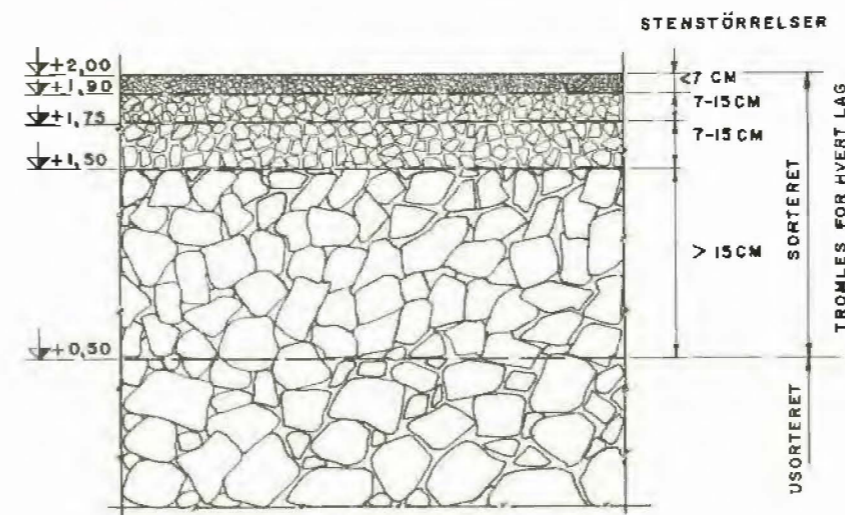
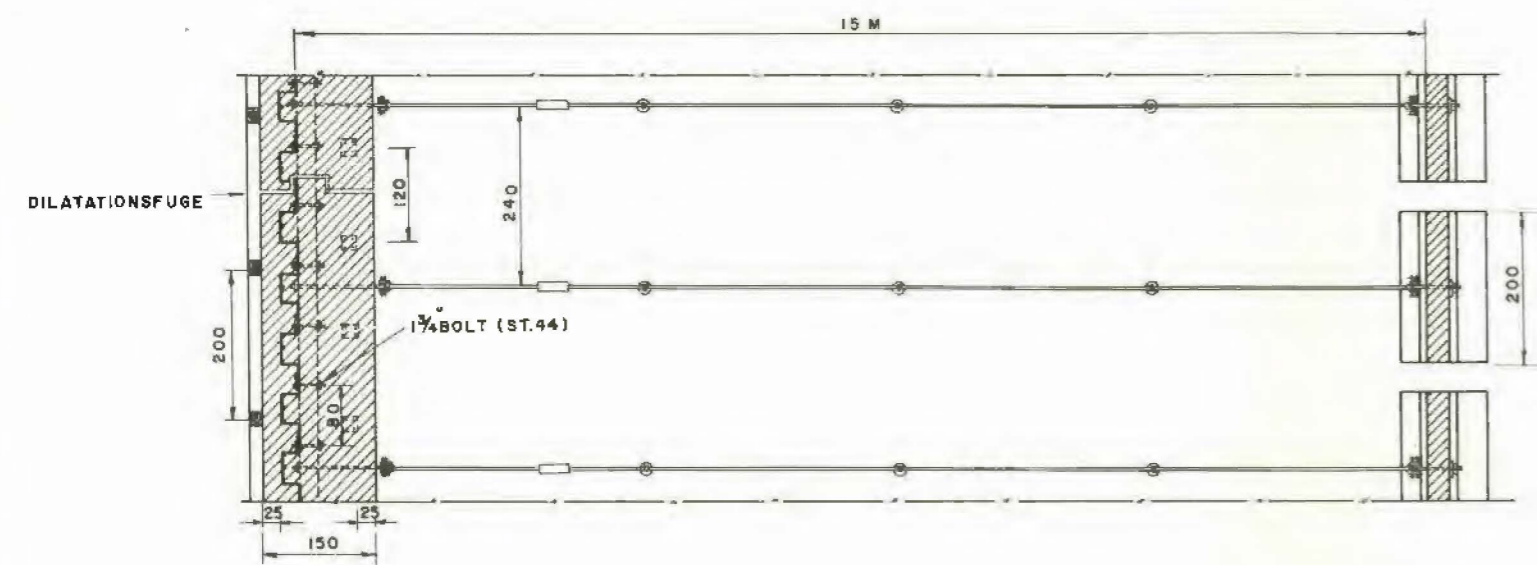
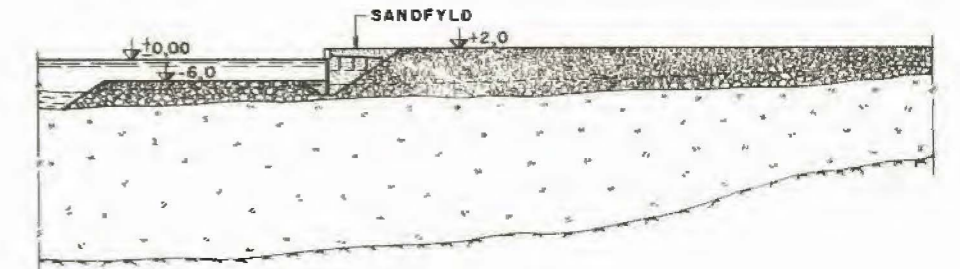
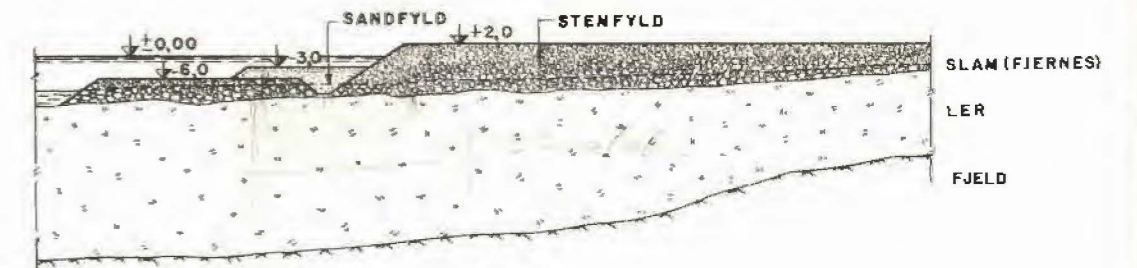
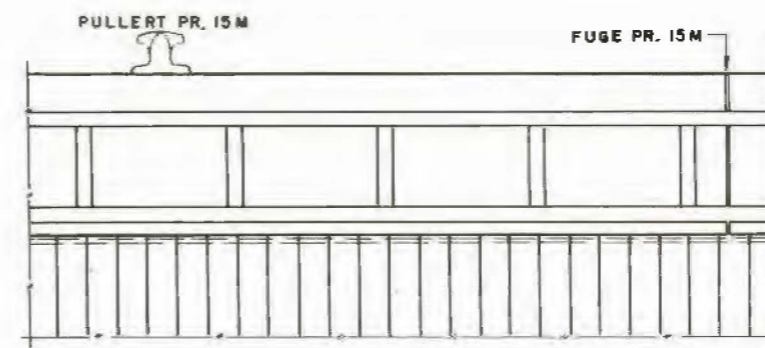
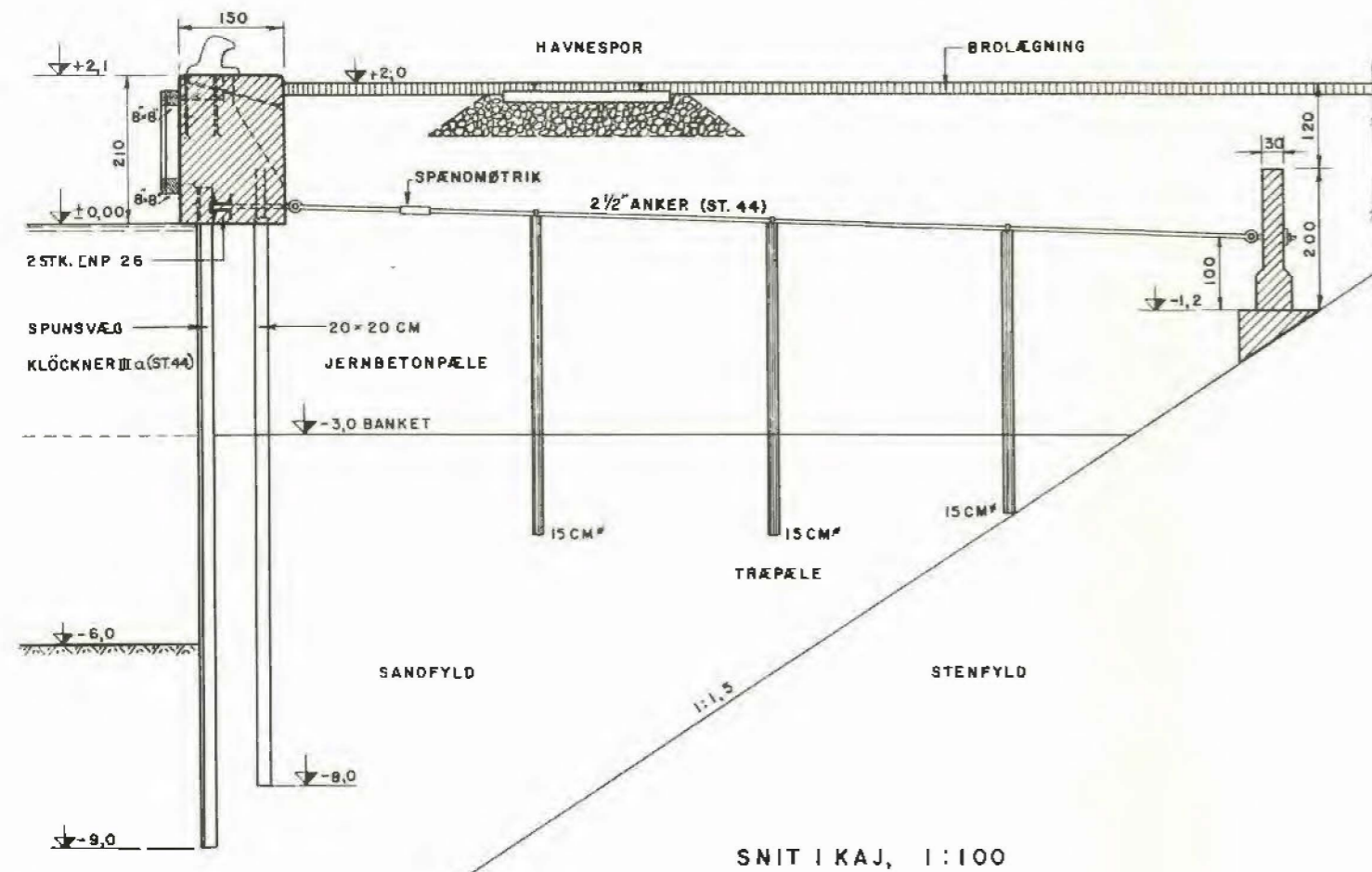


PLAN, 1:2000

FORSLAG II B  
STENOPFYLDNING MED JERNBETONKAJ  
PÅ STÅLPÆLE TIL FJELD

SKALA 1:2000

<b>CHRISTIANI &amp; NIELSEN</b>  KØBENHAVN	<b>OSLO KOMMUNE</b> BJØRYKA KAIANLEGG
	FORSLAG II B



FORSLAG III  
 STENOPFYLDNING OG FORANKRET STÅLSPUNSVÆG  
 MED JERNBETON-FRONTMUR

<b>CHRISTIANI &amp; NIELSEN</b>  KØBENHAVN	<b>OSLO KOMMUNE</b> BJØRVIKA KAJANLEGG
	FORSLAG III JULI 1937 O.N. 30414 TEGNING NR. 7