
Laurits Bjerrums Minneforedrag Nr. 16

Carl J. Frimann Clausen

Fundamentering av plattformer,
observasjoner og refleksjoner

Utgitt av

LAURITS BJERRUMS MINNEFOND

Norges Geotekniske Institutt

Oslo 1998

Fundamentering av plattformer, observasjoner og refleksjoner

*The 16th Laurits Bjerrum Memorial Lecture
Presented 23 September 1998*

By Carl J. Frimann Clausen

1. INNLEDNING

Starten på 1970-tallet var en spennende periode i den nye maringruppen på NGI. Vi var involvert i grunnundersøkelser og utbyggingsarbeider på feltene Ekofisk og Frigg i den norske delen av Nordsjøen, og tungt inne i markedsføringen av det nye Condeep plattform konseptet til A/S Høyer-Ellefsen.

Laurits Bjerrum tok sammen med Ove Eide meget aktivt del i denne utviklingen. I løpet av tre år, fra 1973 til 1976, ble en rekke sentrale problemstillinger tatt opp og delvist løst :

Grunnundersøkelser:	Bjerrum (1973), Eide (1974), Høeg (1976)
Effekt av sykliske laster:	Bjerrum (1973), Andersen (1976)
Stabilitetsberegninger:	Lauritzsen & Schjetne (1976)
Instrumentering:	DiBiagio et al (1976)
Full-skala målinger:	Clausen et al (1975)

Miljøene ved Det norske Veritas og ved NTH i Trondheim var også tidlig ute. Nilmar Janbus Rankine Lecture handlet nettopp om jordmodeller for analyse av gravitasjonsplattformer, Janbu (1985).

På mange måter var Bjerrums artikkel fra 1973 en programerklæring for den utviklingen som kom de neste 10-20 år :

Much pioneer work has to be done before one can reach a quality level in soil exploration, soil testing , and design procedures which are in proper proportion to the importance, costs, size, and risks involved in these structures.

It would be highly desirable if the oil industry, which will have to live with these structures in the decades to come, could join the soil engineers in an effort to tackle the problems.

It is only with their support that it will become possible to collect experience about the behaviour of the structures after they have been placed in the North Sea, an

experience which is vital for reaching adequate solutions to the geotechnical problems involved.

Det kanskje mest gledelige som har skjedd innen marin geoteknikk er at dette budskapet ble forstått og tatt på alvor, både av oljeselskapene og av entreprenørene som leverte totalpakker.

En lang rekke artikler fra bl.a. DNV, NGI, NOTEBY, SINTEF og Statoil behandler grunnundersøkelser og fundamentering av faste plattformer, primært i Nordsjøen. Det er imidlertid en del observasjoner som ikke tidligere er publisert, og som man kan lære noe av. De fleste av disse observasjonene er gjort under installasjonen av gravitasjonsplattformer hvor forfatteren deltok i gruppen som planla og gjennomførte arbeidet offshore, gjennom mange år som "Assistant Penetration Manager" under siv.ing. Finn Stub fra Norwegian Contractors.

2. KONSTRUKSJONER OG LASTER

Faste plattformer (dvs. ikke flytende og ikke flyttbare) omfatter følgende konstruksjonstyper og fundamenteringsløsninger :

- A) Stålfagverk (jackets) fundamentert på rammede peler.
- B) Stålfagverk fundamentert direkte på grunnen eller på bøtter, d.v.s. en sirkulær fundamentplate med et penetrert skjørt.
- C) Selvflytende betongkonstruksjoner fundamentert direkte på grunnen eller på penetrerte skjørt.
- D) Samme som C), men bygget i stål.

Den langt vanligste plattformen er av type A. Bare i Nordsjøområdet finnes det flere hundre av dem. Figur 2.1 viser Draupner E plattformen, den første plattformen fundamentert på bøtter, Rusås et al (1995), Tjelta (1995). For norske geoteknikere var det betongplatt-

formene som var den første og kanskje den største utfordringen. Eide & Andersen (1984) gir en oversikt over geometri, vekter og grunnforhold for de første 18 betongplattformene i Nordsjøen.

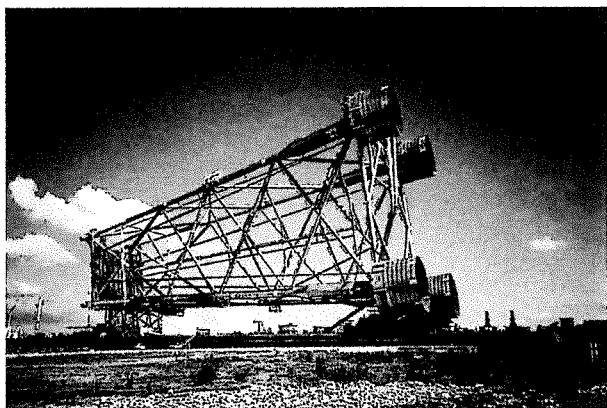


Fig. 2.1 Draupner E plattformen med bøttefundamenter på vei ut i Nordsjøen. (The Draupner E platform with bucket foundations on her way out to the Northe Sea).

Den foreløpig siste i rekken av store betongplattformer ble installert på Hibernia feltet utenfor New Foundland i 1997, figur 2.2, etter en lang og smertefull fødsel, Keaveny & Ugaz (1994). Alle disse plattformene har en ting til felles, de blir utsatt for store horisontale bølgekrefter, og disse kreftene må taes opp i jordlagene under konstruksjonen. Ekofisk tanken ble installert sommeren 1973. Allerede den første høsten ble den utsatt for stormlaster som er anslått til 70-90 % av 100-års lastene, Clausen et al (1975).

Senere målinger viser at det ikke er uvanlig med høye laster den første vinteren. Nyttårsstormen på Draupner E den 1. januar 1995 hadde en signifikant bølgehøyde på ca. 13 m og en enkelt målt maksimumsbølge på ca. 26 m.

Maksimal horisontal bølgekraft som virker på en gravitasjonsplattform av Condeep typen kan anslås ut fra :

$$H = k \cdot V \quad (2.1)$$

hvor H er den maksimale horisontale kraften (kN) i en 100-års storm, k er ca. 1.5 for den nordlige del av Nordsjøen og 2.5 for den midtre delen av Nordsjøen, og V er neddykket volum (m³) av betongkonstruksjonen.

3. PENETRASJON AV SKJØRT I SAND

I Condeep prosjektet ble det tidlig besluttet å utstyre plattformene med skjørt som skulle presses ned i sjøbunnen. Hensikten med disse skjørtene var å :

1. Føre kreftene ned til dypere og sterkere jordlag.
2. Beskytte fundamentet mot erosjon.
3. Fjerne muligheten for høye kontakttrykk mellom bunnplaten og sjøbunnen.
4. Redusere setningene.

Condeepens fedre, siv. ing. Olav Mo og Dr. techn. Olav Olsen, klaget ofte over at når vi diskuterte stabilitet var sjøbunnen svært så dårlig, men straks vi skulle penetrere skjørt var grunnen så fast at det ikke var mulig å presse noe som helst ned i bakken.

En analyse av det den gang tilgjengelige erfaringsmaterialet utført av DNV og NGI, Lunne & Kvalstad (1982), konkluderte med at penetrasjonsmotstanden for stålskjørt i fast sand kunne beregnes som :

$$\sigma = 0.45 \text{ til } 0.6 \cdot q \quad (3.1)$$

$$\tau = 0.002 \text{ til } 0.003 \cdot q \quad (3.2)$$

hvor q er målt CPT spiss motstand, σ er spissmotstand mot skjørt, og τ er sidefriksjon mot skjørt. Disse faktorene er vesentlig basert på Beryl A plattformen.

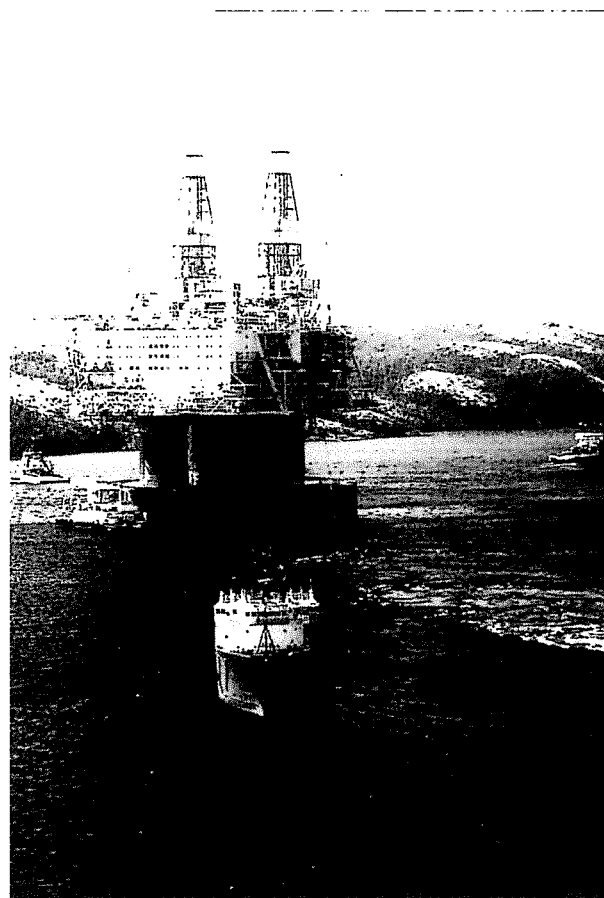


Fig. 2.2 Hibernia plattformen kan motstå kollisjon med isfjell. (The hibernia platform is designed for impacts from icebergs).

De to stålpattformene i Nordsjøen fundamentert på bøtter, Draupner E og Sleipner T, ble installert for Statoil i 1994 og 1996, Bye et al (1995), Clausen & Tjelta (1996). Tabell 3.1 viser skjørtegeometri for disse to plattformene, Beryl A plattformen samt en plattform A installert i Nordsjøen sommeren 1999.

Tabell 3.1 Data for skjørtegeometri. (Skirt geometry data)

Platform		Skirt tip area (m ²)	Skirt wall thickness (mm)	Skirt side area (m ² /m)
Sleipner T	1)	6.15	35	352
Draupner E	1)	6.04	40	301
Beryl A	2)	17	22.5	1630
Plattform A	3) 4)	33	12	4760

- 1) Bucket foundations, plane wall
- 2) Sheet pile type skirt wall
- 3) Sheet pile type skirt wall with deep corrugations
- 4) Tip area increased from 29 m² to 33 m² to account for anodes

I tabell 3.2 er den målte CPT motstanden på disse stedene sammenlignet med den observerte penetrasjonsmotstanden for stålskjørtene. Det for enkelthets skyld antatt at sidefriksjonen mot skjørtene er lik det vertikale effektive overlagingstrykket, $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$, for alle plattformene. Disse resultatene viser klart at forholdet

Tabell 3.2 Observert penetrasjonsmotstand for stålskjørt. (Observed steel skirt penetration resistance).

Location	Skirt tip penetration (m)	q.cpt (MPa)	Penetration force (MN)	Skin friction *) (MN)	q.tip (MPa)	Ratio q.tip/q.cpt
Sleipner T	1.95	45	37.7	6.7	5.0	0.11
Draupner E	1.8	58	26	4.9	3.5	0.06
Beryl A	1.8	10	137	26	6.5	0.65
Beryl A	3.0	17	305	73	13.6	0.80
Plattform A	2.5	18	750	149	18.2	1.01

*) Calculated value assuming that $\tau_{skin} = \gamma' \cdot z$

mellom spissmotstand mot skjørt og q_c fra CPT forsøk ikke er konstant, det varierer fra 0.06 til 1.01 for den antatte sidefriksjonen. Forklaringen på denne store variasjonen er nok et eller flere av følgende punkter:

1. Skjørtene på Sleipner T og Draupner E er ny-malte og har aldri tidligere vært i vann, mens de andre skjørtene er delvis rustne og begrodde. Den lavere sidefriksjonen vil gi lavere økte effektivspenninger ved skjørte spiss, og derved en lavere spissmotstand.
2. Beryl A og plattform A har en korrugert skjørtevegg. Dette kan muligens medføre en form for buevirkning, med høyere spissmotstand og sidefriksjon mot spissen.
3. Det er sannsynligvis en skala-effekt på spenningen mot skjørte spissen, jo smalere spiss, desto høyere blir spenningen, for det samme overlagingstrykket.

Figur 3.1 viser et forslag til en enkel regnemodell for beregning av penetrasjonsmotstand av stålskjørt i sand. Modellen tar høyde for koblingen mellom friksjon langs skjørteveggen og spissmotstand. For gitte verdier av q_{cpt} og β kan man beregne motstanden. Verdiene i tabell 3.2 kan brukes til å finne β -verdiene som svarer til de målte motstandene:

Draupner E	$\beta = 0.4$
Sleipner T	$\beta = 0.7$
Beryl A	$\beta = 1.6 - 1.7$
Plattform A	$\beta = 2.4$

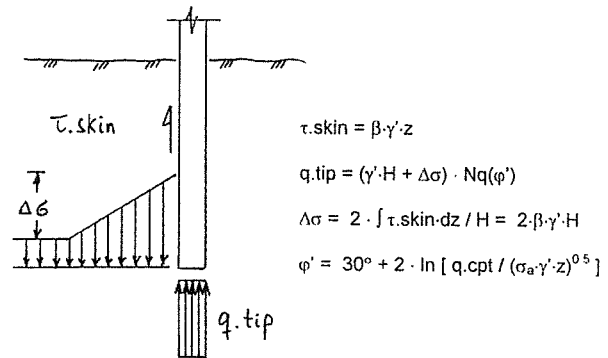


Fig. 3.1 Forslag til regnemodell for penetrasjon av stålskjørt i sand. (Proposed calculation method for penetration of steel skirts in sand).

4. OBSERVERTE JORDSTYRKER

Som geoteknikere er vi alltid interessert i gode fullskala målinger som kan brukes til å bestemme jordparametere som inngår i våre teoretiske eller empiriske beregningsmetoder. Målingene fra installeringen av Condeep plattformene inneholder resultater som kan benyttes til dette.

4.1 Jordtrykk mot domer

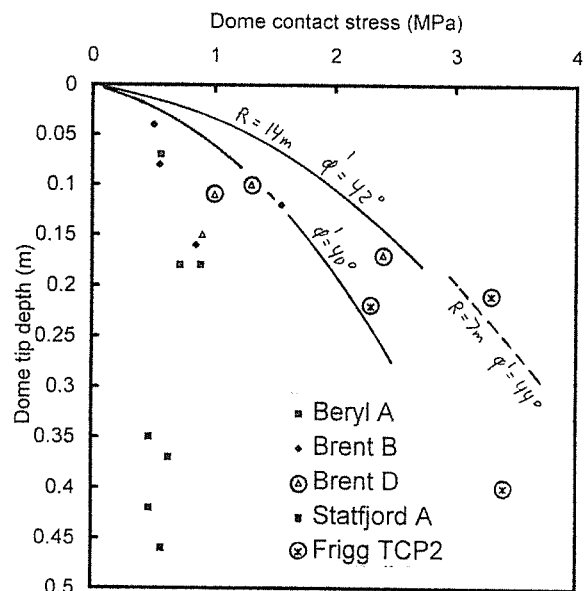


Fig. 4.1 Målte og beregnede kontaktrykk mot spissdomer for noen Condeep plattformene. (Measured and calculated contact stresses against the dome tips for some Condeep platforms).

Figur 4.1 viser målte jordtrykk mot domene på de fem første Condeepene.

På steder med fast sand ble det målt lokale kontaktrykk på mer enn 3 MPa. Som en følge av disse høye trykkene, ble senere Condeeper på steder med fast sand utstyrt med kraftige betongskjørt og en bunnplate som ikke skulle i kontakt med sjøbunnen. Hulrommet mellom bunnplate og sjøbunn ble så fylt med sementbaserte injeksjonsmasser, som på de tidligere plattformene.

Hvis man ser bort fra de elastiske deformasjonene, og antar at det målte maksimale kontaktrykket er 1.7 ganger middeltrykket, så svarer de høyeste målte trykkene på figur 4.1 til en friksjonsvinkel ϕ' på 41° til 45° i bære evne-formlene til J. Brinch Hansen (1970). En mer korrekt metode for interpretasjon og beregning av slike kontaktrykk er angitt av Kvalstad & Dahlberg (1979).

4.2 Horizontaltrykk mot dybler

De fleste Condeepene var utstyrt med kraftige dybler som skulle ta sjøbunnen først, og sørge for at plattformen var i ro når de sideveis svakere stål- eller betongskjørtene kom i kontakt. Figur 4.2 viser geometrien for den lengste av de to dyblene på Gullfaks B. For denne installasjonen har vi meget gode målinger av plattformens posisjon og krefter i dyblen med tid.

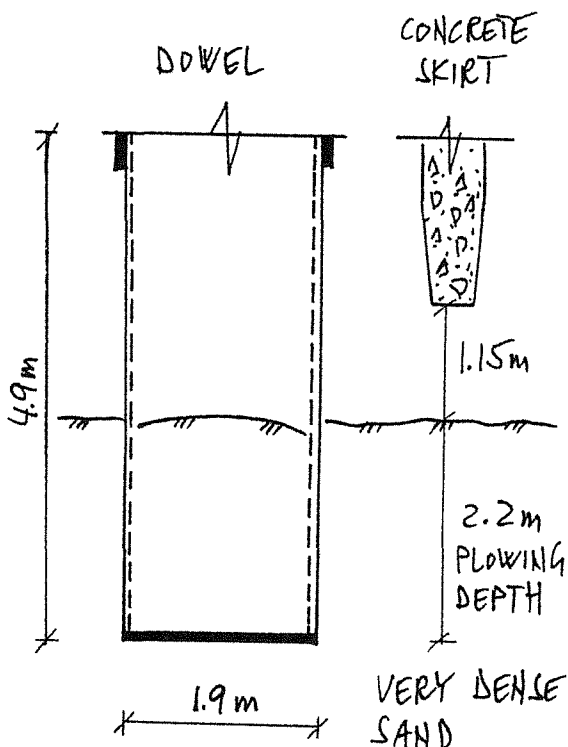


Fig. 4.2 Gullfaks B, dybel geometri. (Gullfaks B, dowl geometry).

De målte kreftene er vist på figur 4.3 som funksjon av dybde til spiss dybel. Til å begynne med pløyer dyblen

i sjøbunnen. Ved en dybde på 2.2 m har de to dyblene en samlet lateral kapasitet som er tilstrekkelig til å bære summen av krefter fra vind, strøm, bølger samt trekk fra taubåtene, og plattformen kommer i ro sideveis.

På figur 4.3 er også vist beregnede teoretiske kapasiteter for tre forskjellige friksjonsvinkler. Disse kurvene er beregnet som følger :

$$Q_{v \text{ tip}} = \gamma' \cdot z \cdot N_q(\phi') \cdot A_{\text{wall}} \quad (4.1)$$

$$Q_{h \text{ tip}} = 0.5 \cdot Q_{v \text{ tip}} \cdot \tan(\phi' - 5^\circ) \quad (4.2)$$

$$\sigma_h = \text{Beregnet fra API (1993) formler for p-y kurver}$$

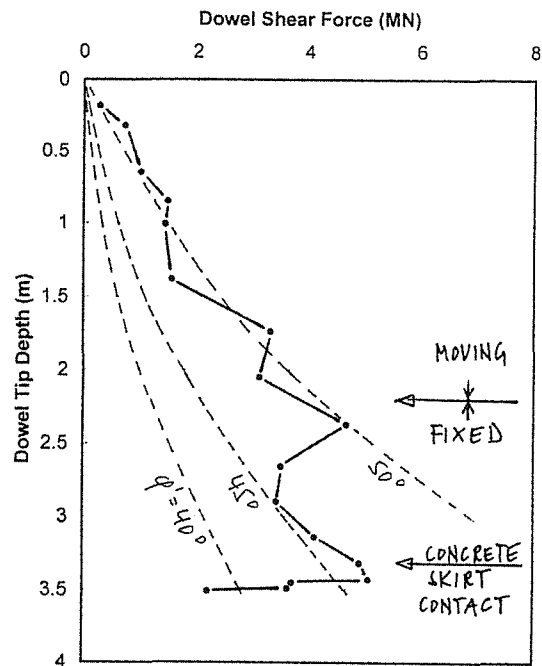


Fig. 4.3 Målte og beregnede krefter på Gullfaks B dybel. (Measured and calculated forces acting upon the Gullfaks B dowl).

Målingene av krefter i dyblen tilsvarer en friksjonsvinkel ϕ' på ca. 50° i den valgte regnemodellen. Dette er en svært høy friksjonsvinkel selv for en fast lagret sand. Forklaringen er nok at sanden dilaterer, og setter opp et sug, som gir høyere effektive spenninger enn svarende til en drenert tilstand, og derved også en høyere stryke. Hvis denne forklaringen er korrekt, ligger det i kortene at en langt raskere bevegelse, eller en lavere permeabilitet av sanden, vil kunne medføre meget store laster. De øverste 30 m av sjøbunnen på Gullfaks B består av fast lagret sand med noe grus. I en dybde av 2 m var den målte CPT motstanden 27-35 MPa. Den observerte motstanden mot penetrasjon av betongskjørtene tilsvarer en friksjonsvinkel ϕ' på 42°.

5. PELER, RAMMING OG BÆREEVNE

De aller fleste plattformene i Nordsjøen, og også ellers i verden, er fundamentert på rammede åpne stålrørspeler. Diameteren på disse pelene i Nordsjøen varierer fra 1.2 m til 2.4 m, med en veggtykkelse typisk fra 40 mm til 80 mm. Penetrert dybde for pelene er ofte 50-80 m.

5.1 Ramming av peler

På 1970-tallet hadde man problemer med å ramme de største pelene, de eksisterende pelehammere hadde ikke tilstrekkelig energi. Dette forholdet var en strekt

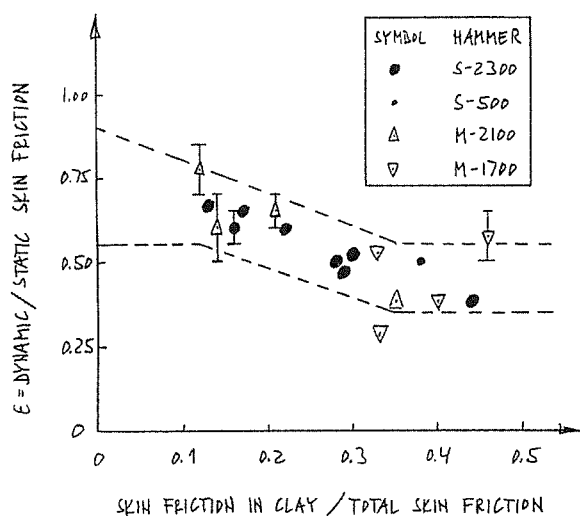


Fig. 5.1 Epsilon faktorer tilbakeregnet for typiske peler rammet i den danske delen av nordsjøen. (Epsilon factors back-figured for typical piles driven in the Danish sector of the Northe Sea).

medvirkende årsak til at betongplattformer i det hele tatt ble seriøst vurdert av den konservative oljeindustrien. Konkurransen fra betongplattformene førte i sin tur til utvikling av nye og kraftigere hammere. Entreprenørene (Heerema, McDermott, Brown & Root og Saipem) arbeidet tett sammen med hammerfabrikantene (Vulcan, Menck og IHC). Resultatet ble at man forlot dampdrevne hammere til fordel for hydraulisk drevne under vanns hammere. De største hammerene har i dag en ramme-energi på opptil 300 tm.

På dansk sokkel har Mærsk Olie og Gas A/S installert en lang rekke mindre stålplattformer som alle er fundamentert på peler. Basert på tilbakeregning av observert rammemotstand har det vært mulig å etablere en pålitelig empirisk beregningsmodell for de faste sand- og leiravsetningene man finner i denne delen av Nordsjøen. Beregningsmodellen er i utgangspunktet programmet Weap, Goble et al (1990), basert på "wave equation" teori. Nøkkelparameteren i disse analysene er den dynamiske sidefriksjonen som virker mot pelen under rammingen. Denne dynamiske friksjonen uttrykkes ofte som en faktor ϵ ganger den statiske sidefriksjonen beregnet i henhold til anbefalingene i API (1993). På

figur 5.1 er vist tilbakeregnete ϵ -verdier som en funksjon av hvor mye leirlagene i et jordprofil bidrar til den totale beregnede sidefriksjonen.

5.2 Bæreevne av rammede peler

Figur 5.2 viser observert rammemotstand for 3 peler på den samme plattformen i Nordsjøen. Den ene pelen går ned som forventet til 60 m under sjøbunnen, mens de to andre stanser på 53 m. Det ble prøvet å fjerne jordpluggen med en mammutpumpe (air lift), men det var ikke mulig å komme gjennom det faste leirlaget i 40 m dybde.

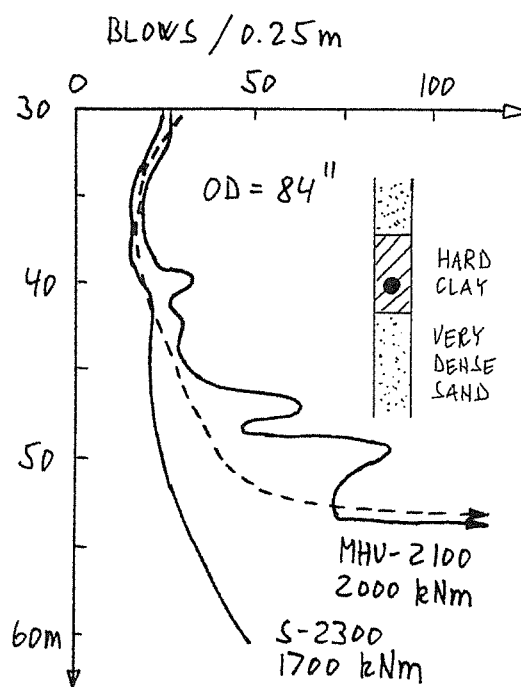


Fig. 5.2 Eksempel på to peler som ikke kunne rammes til ønsket dybde. (Example of two piles that reached refusal during driving).

Årsaken til hendelsen er ikke kjent. Det kan ha vært stor stein i massene mellom 40 m og 50 m (en boring stanset på en stein i 40 m dybde), eller dårlig virkningsgrad på MHU-2100 hammeren på denne jobben. Pelene er skreddersydd til 60 m penetrasjon, $\pm 1-2$ m, som en følge av variasjoner i veggtykkelsen nær sjøbunnen, og plassering av utvendige påsveisinger (shear connectors) som skal sikre den aksiale kraftoverføringen fra pel til plattform.

For denne plattformen medførte den manglende penetrasjonen omfattende og kostbare ekstra studier og forsterkningsarbeider. Når situasjoner av denne typen oppstår, er det naturlig at eieren spør:

Ja, men hva er pelenes virkelige bæreevne?

Manglende evne til å besvare dette spørsmålet har gitt forfatteren lyst og vilje til å kontrollere API's (eller andres) anbefalinger mot den eksisterende og publiserte praktiske erfaringen. Som et typisk eksempel, la oss ta

en rammet pel i leire, figur 5.3. Sidefriksjonen mot pelen, τ_s , vil høyst sannsynlig være avhengig av følgende 9 parametre, og muligens ennå flere :

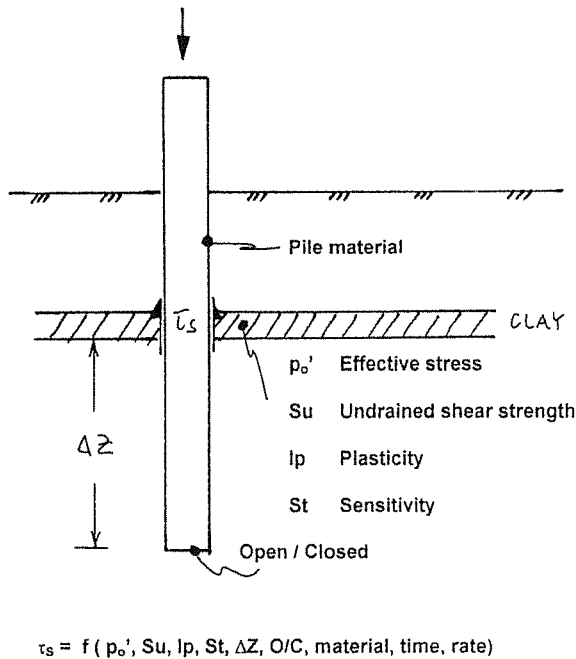


Fig. 5.3 Faktorer som vil innvirke på sidefriksjonen i leire. (Factors that will influence the skin friction in clay).

- Effektiv spenningstilstand før pålasting
- Skjærfasthet av leira
- Plastisitet av leira
- Sensitivitet av leira
- Lengden av pel, Δz , som har passert det nivå man betrakter
- Er pelens spiss åpen eller lukket under rammingen
- Pelemateriale; stål, betong eller tre
- Tid fra ramming til pålasting
- Deformasjonshastighet

Å beregne denne pelens bæreevne ut fra rent teoretiske betraktninger og modeller krever at man er sterk i troen, og det hjelper hvis man kjenner svaret på forhånd. Karl Terzaghi skriver følgende i sin "Theoretical Soil Mechanics" fra 1943 :

"Our knowledge of the influence of the method of installing the piles on the skin friction is still rudimentary and the prospects for evaluating this influence by theory are very slight."

Den eneste farbare vei blir da å benytte empiriske metoder, gjerne med et sunt teoretisk grunnlag, som er kalibrert mot representative full-skala belastningsforsøk på peler.

I offshore sammenheng har det tradisjonelt vært anbefalingene fra American Petroleum Institute, API-RP2A, som benyttes ved dimensjonering av peler.

På figur 5.4 er vist en sammenligning mellom beregnet og målt kapasitet for 46 stålørspeler i leire hvor de

tilgjengelige dataene er vurdert å være av høy kvalitet. Disse resultatene er tatt fra en database med belastningsforsøk på peler bygget opp av forfatteren, Clausen (1996).

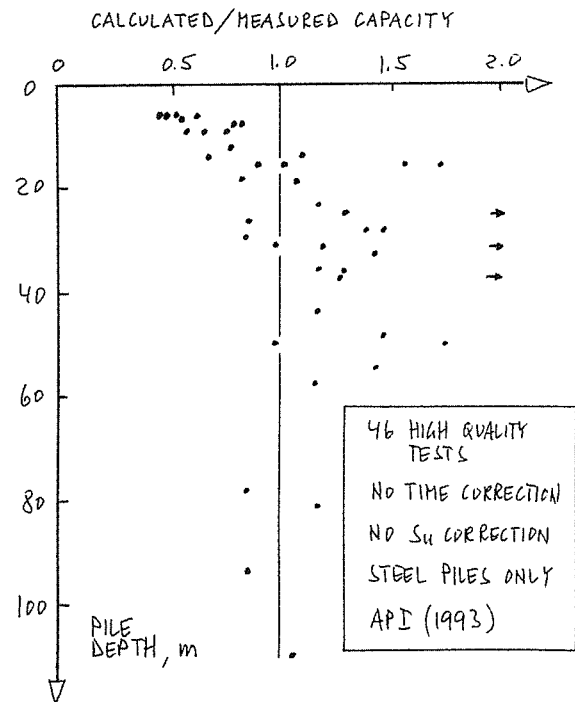


Fig. 5.4 Beregnet og målt kapasitet av stålørspeler i leire. (Calculated and measured capacity of tubular steel piles in clay).

Middelverdien av forholdet beregnet/målt kapasitet på figur 5.4 er tett på 1.0. Det eksisterer imidlertid enkeltreresultater hvor den beregnede kapasitet er mer enn dobbelt så høy som den målte. Et representativt utvalg av resultatene på figur 5.4 er plottet på figur 5.5 mot det midlere s_u/p_o' forholdet langs pelen. Det fremgår at de "farlige" punktene, hvor man overvurderer kapasiteten, alle er for peler i normalkonsolidert leire med lav plastisitet. Dette forholdet er tidligere påvist av Karlsrud et al (1992). Forhåpentligvis vil fremtidige API-RP2A revisjoner få med seg denne viktige effekten.

For peler i sand er det også betydelige avvik mellom målt og beregnet API (1993) kapasitet. Basert på 77 forsøk på peler i sand ser det ut til at, Clausen (1996) :

1. API gir for høy kapasitet for lange peler lastet i strekk i løs sand.
2. API gir for lav kapasitet for peler kortere enn 20 m lastet i trykk i middels og fast lagret sand.

Tilsvarende konklusjoner ble også trukket av Toolan et al (1990) basert på mange av de samme forsøkene.

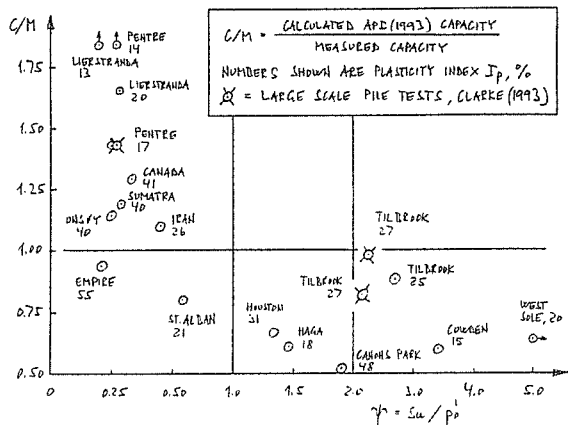


Fig. 5.5 Forholdet beregnet/målt kapasitet for stålrørspeler i leire plottet mot normalisert midlere styrke av leirlagene. (Ratio calculated/measured capacity for tubular steel piles in clay plotted against the average normalised clay undrained strength).

6. PROBLEMER OG OVERRASKELSER

Felles for de fleste problemer og overraskelser, som forfatteren har opplevd i forbindelse med de faste plattformene, er at de ikke er knyttet direkte til jordlagene, men derimot til det frie vannet, og dets innflytelse på jord og på konstruksjon.

6.1 Beryl A conductor

Det man kanskje frykter mest på en plattform er en blow-out med etterfølgende brann. Heldigvis har man ikke hatt en blow-out på Beryl A, derimot en blow-in. Etter ferdig installasjon og injisering skulle man bore gjennom nedre kuleskall for å starte boring av oljebrønnene. Det var et ønske fra eieren at man skulle prøve å gjøre dette med vannstanden i boreskaflet 20 m under den utvendige sjøvannstanden. Det gikk som man hadde fryktet, 400 m³ med finsand ble vasket inn i skaflet i løpet av få minutter. Jordtryksmålerene på kuleskallene viste seg å være meget nyttige for å kartlegge hvor utvasking hadde funnet sted. Fundamentet ble reparert ved hjelp av etterinjisering.

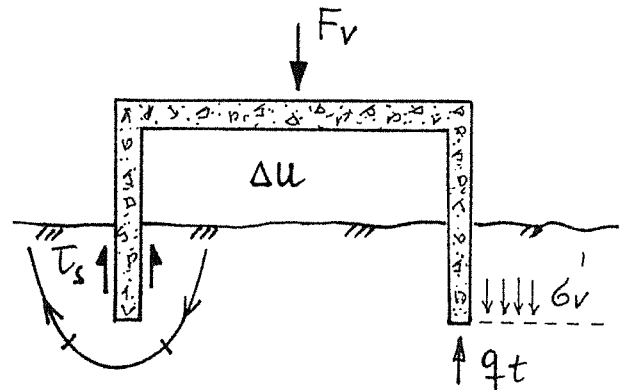
6.2 Brent B lekkasje

På Brent B plattformen var man nesten ferdig med injiseringen under basen da lekkasje langs et innstøpt injeksjonsrør skapte problemer. En vannmengde på ca. 200 m³/time kom inn i minicellen i bunnen av plattformen hvorfra injeksjonsarbeidet ble styrt. Da lense pumpen sviktet etter noen timer måtte minicellen evakueres, og arbeidet stanset opp. Problemet ble løst ved å ta glassvatten fra isolasjonen i noen arbeidsbrakker vi hadde ombord, og tilføre denne til sjøvannsmanifolden via et stigerør i skaflet. Med ny

pumpe i minicellen kunne man trekke ned vannstanden, etter noen tid ble det observert glassvatt i lekkasjevannet, og med fortsatt injisering med sementbaserte masser inn til kammeret hvorfra vannet kom, ble lekkasjen til sist stanset.

6.3 Gullfaks B betongskjørt

Gullfaks B plattformen har betongskjørt som skulle penetreres 1.3 m ned i fast lagret sand. På grunn av hellende sjøbunn ble ballasteringen i starten utført med en eksentrisitet på ca. 20 m, plattformen er 117 m bred.



$$F_v = \Delta u \cdot A_i + \tau_s \cdot A_s + q_t \cdot A_t$$

$$q_t = \sigma_v' \cdot N_q = (\gamma' \cdot z - \Delta u/3) \cdot N_q$$

$$\tau_s = \beta \cdot \gamma' \cdot z/2$$

$$F_v = \gamma' \cdot z \cdot C + \Delta u \cdot (A_i - A_t \cdot N_q/3)$$

Fig. 6.1 Vertikal likevekt av en plattform med et sirkulært skjørt. (Vertical equilibrium of a platform with a circular ring skirt).

Etter flere timers ballastering uten endring hverken i penetrasjon eller helning, fikk man plutselig en 14 cm midlere penetrasjon, og en krengningsendring på 0.63°, svarende til en tillegspenetrasjon på 75 cm ved periferien.

I kontrollrommet var vi litt rystet over at mer enn halvparten av den planlagte penetrasjonen kommer plutselig og helt ukontrollert. Det hører med til historien at på denne plattformen er bunnplaten ikke sterk nok til å tåle direkte kontakt med sjøbunnen. Vel tilbake på land ga NC og Statoil NGI anledning til å bearbeide og forklare det som hadde hendt.

Figur 6.1 viser en forenklet plattform med en utvendig skjørtering. Plattformens neddykkete vekt F_v må til enhver tid bæres som spissmotstand q_t , sidefriksjon τ_s og overtrykk i vannputen Δu . Med de viste uttrykkene for q_t og τ_s fører likevektskravet til den siste ligningen

på figuren. Man ser at hvis $A_t \cdot N_q$ er større enn $3 \cdot A_s$, så vil en økning av Δu medføre en redusert bæreevne. Et slikt system vil derfor få en selvforsterkende ustabilitet, mekanismen minner om knekking av en søyle under aksial belastning.

For eventuelle fremtidige konstruksjoner, hvor man ser at denne mekanismen kan opptre og medføre et problem, bør det vurderes å gjennomføre operasjonen med et lite undertrykk Δu under vannballasteringen. En plutselig mindre økning av Δu vil da medføre økt bæreevne.

6.4 Svingende vannsøylor

I de tre eksemplene ovenfor var problemene direkte knyttet til vanntryksdifferanser. En annen type vannproblemer er erosjon av sjøbunnen nær fundamentene.

Figur 6.2 viser en vanlig plattformtype i den midtre delen av Nordsjøen. Den består av at senterrør med diameter ca. 3 m, et fagverk og tre peler. På en av disse plattformene ble det målt 7 m erosjon under senterrøret etter den første vinteren. Dette er 2-3 ganger mer enn hva som er vanlig for andre plattformer i området. Forklaringen viste seg å være at denne plattformen, som var et flammertårn, hadde et åpent senterrør. I perioder med høye bølger fikk man stående svingninger av vannsøylen inne i røret, og derved store vannhastigheter ved sjøbunnen. Problemet ble løst ved å lukke røret, og beregninger av pelenes laterale kapasitet viste at man kunne vente på den naturlige tilbakefyllingen av sand i erosjonsgroppen.

Et tilsvarende problem ble noen år senere observert ved et av hjørnene på en firebenet jacket. Her var det i utgangspunktet dårlig kontakt mellom "mudmat" og sjøbunnen, jacketbenet var åpent både oppe og nede, og svingninger av vannsøylen i benet medførte betydelig erosjon.

6.5 Tolking av målinger

Alle de store betongplattformene, og de to bøtte-fundamenterte stålplattformene, har vært utstyrt med en relativt omfattende instrumentering for å kontrollere at installasjonen forløper som forventet. Dette medfører tildels betydelige datamengder som til enhver tid skal vurderes og tolkes før man beslutter hvorledes operasjonen skal kjøres videre.

Følgende eksempel er hentet fra installasjonen av en betongplattform for noen år siden. Figur 6.3 viser observert og forutsagt penetrasjonsmotstand for betongskjørtene. Sjøbunnen består av fast sand med noe grus. Eieren er tilstede i kontrollrommet. Når punkt A på kurven er nådd, er han selvsagt bekymret over den dårlige sjøbunnen (og de ennå dårligere konsulentene).

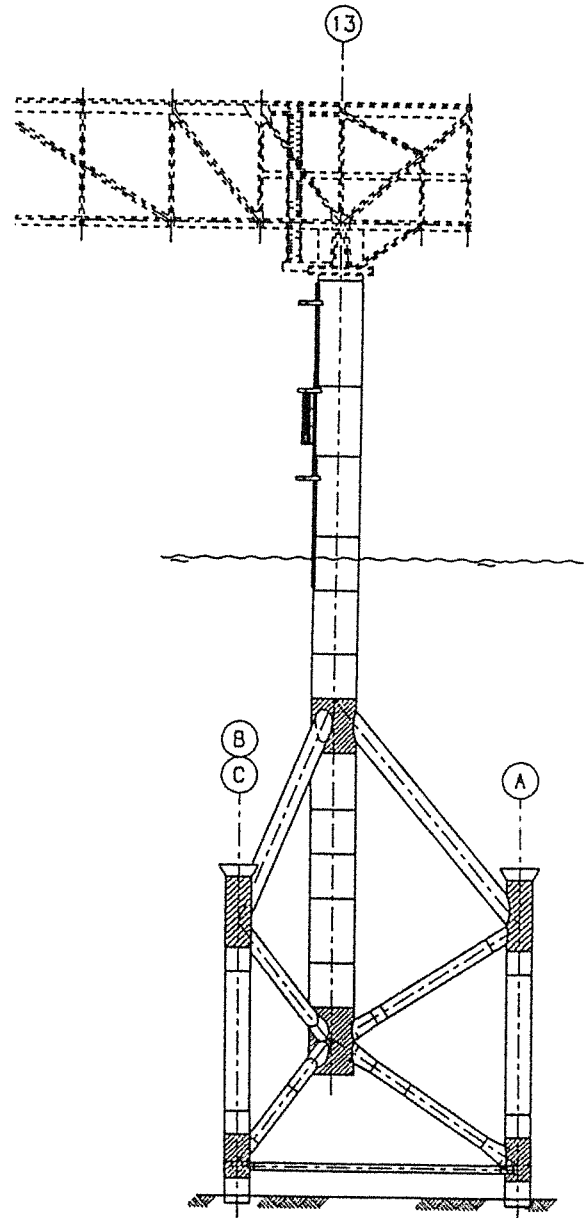


Fig. 6.2 Tre-benet stålplattform fra den midtre delen av Nordsjøen. (Three-legged jacket from the middle North Sea).

Ved punkt B, mange timer senere, dreier bekymringen seg om det ekstremt faste laget som ikke er oppdaget til tross for omfattende (og meget dyre) grunnundersøkelser. Nedturen fra B til C skaper alminnelig forvirring, og roen senker seg først i kontrollrommet når den målte kurven pent følger den forventede med $\phi' = 44^\circ$.

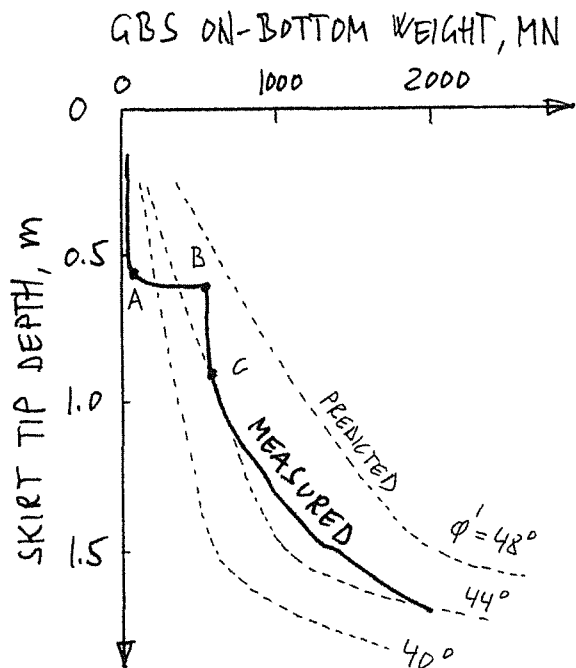


Fig. 6.3 Plattform B, observert og beregnet penetrasjonsmotstand for betongskjørt i fast sand. (Plattform B, measured and predicted penetration resistance for concrete skirts in dense sand).

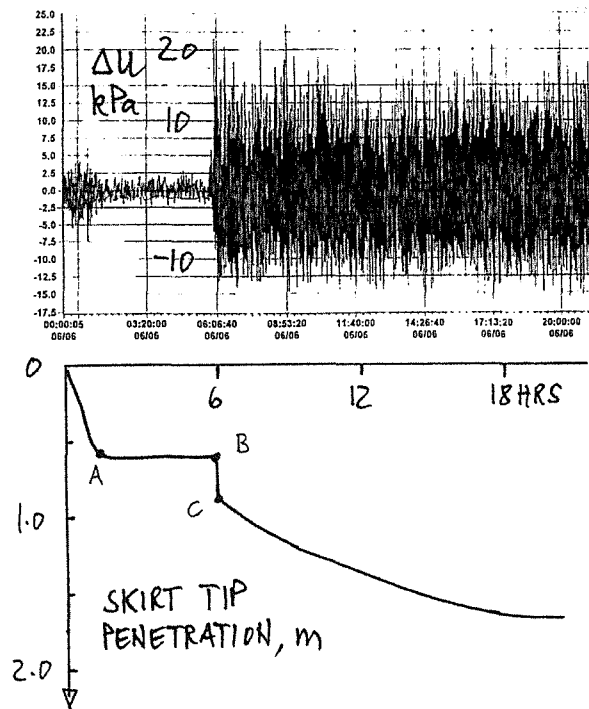


Fig. 6.4 Plattform B, penetrert dybde og vanntrykksvariasjoner under basen plottet mot tid. (Plattform B, skirt tip depth and water pressure variations under the base plotted against time).

På figur 6.4 er penetrert dybde plottet mot tid, sammen med de målte variasjonene av vanntrykkene under basen. Når penetrasjonskurven vurderes i lys av vanntrykkene ser man hva som foregår :

Denne plattformen har fullt caisson-tverrsnitt i vannflaten og påvirkes derfor av relativt store bølgekrefter under hele installasjonsfasen. Under penetrasjonen ned til punkt A på kurven har skjørtene ikke kapasitet til å bære både den økte vekten og bølgekreftene. Momentene fra bølgene overføres derfor til vannputen, men på grunn av den beskjedne dybden, kan vanntrykkene ikke bli høyere enn 3-4 kPa før utblåsing under skjørtespiss finner sted.

Ved punkt A har skjørtespissen arbeidet seg ned til 0.6 m dybde. Bæreevnen på spissen er nå høy nok til å ta både den neddykket vekten og bølgelasten. Momentene fra bølgene taes nå vesentlig på skjørtespissen, og de målte vanntrykksvariasjonene er små. Den videre vannballasteringen medfører en økt bæreevne for horisontalkrefter og momenter, d.v.s til å begynne med er plattformen letter enn svarende til optimal neddykket vekt.

Først ved punkt B har plattformen blitt så tung at bæreevnen ved spiss er fullt mobilisert. En ytterligere økning av kapasiteten kan kun oppnåes ved at plattformen penetrerer videre. Dette gir en økning av vanntrykket under basen, og mekanismen fra Gullfaks B trer i kraft mellom punkt B og C.

Ved punkt C er en stabil likevekt oppnådd, og en videre ballastering medfører penetrasjon av skjørtet. I denne fasen er jordstyrken ved skjørtespiss fullt mobilisert under vekt av plattform og horisontalkraft fra bølgene. Momentene fra bølgene må derfor bæres av vannputen. Med en penetrasjon på ca. 1 m har skjørtekammene tilstrekkelig kapasitet til å ta de målte variasjonene på opptil 20 kPa.

7. AVSLUTNING

Figur 7.1 viser plattformene på Statoils Sleipner felt i Nordsjøen. Her er alle de viktigste fundamenttypene representert. Flammetårnet og prosessplattformen holdes på plass av rammede peler. Hovedplattformen Sleipner A, med sin dramatiske forhistorie, er direkte fundamentert. Sleipner T plattformen, som på bildet får broen løftet på plass, står på fire bøttefundamenter.

Denne nye fundamenttypen ble til etter en meget aktiv innsats av Statoils geotekniske gruppe, ledet av siv.ing. Tor Inge Tjelta. Utviklingen av disse fundamentene medførte et tett og vellykket samarbeid mellom konsulentene i det norske marin-geotekniske miljøet, både SINTEF, NOTEBY og NGI hadde viktige oppgaver i dette arbeidet.

Etter 25 år med plattformene er det naturlig å spørre : Hvor står vi i dag ?

Svaret vil selvsagt avhenge av hvem du spør. Forfatterens mening er at Laurits Bjerrum's ønskeliste fra 1973 langt på vei er blitt oppfylt.

Vi har fått pålitelige og robuste metoder for grunnundersøkelser og laboratorieforsøk. Beregningsmetoder som kan ta hensyn til plattformenes komplekse sykliske lasthistorie er blitt etablert av Knut H. Andersen og hans medarbeidere på NGI, og metodene er verifisert mot feltforsøk og fullskala målinger.

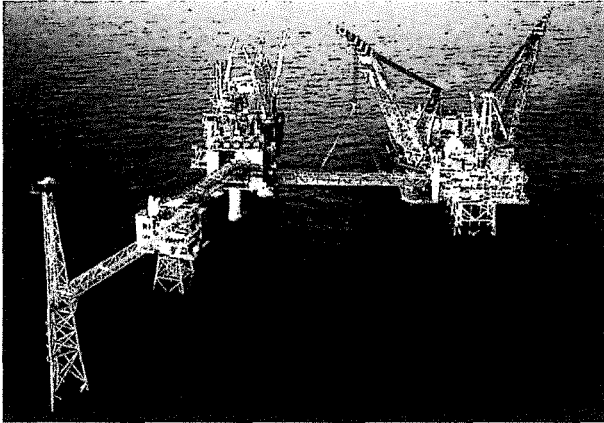


Fig. 7.1 Plattformen på Sleipner feltet. (Platforms on the Sleipner field)

Når det gjelder vår evne til å forutsi kapasiteten på lange offshore peler, er nok tingenes tilstand dårligere. Alternative beregningsmetoder, som passer bedre til den eksisterende praktiske erfaring bør etableres og dokumenteres, uavhengig av våre amerikanske venner, som har en forskjellig geoteknisk tradisjon. Som geotekniske rådgivere har vi i dag langt på vei det verktøyet som skal til for å gi plattformene et godt fundament til en fornuftig pris. Det er imidlertid viktig at vi selv sørger for å komme tidlig inn i prosjektene, for å sikre at det grunnlaget og den tid vi må ha for å gjøre vår del av jobben, virkelig er tilstede når vi trenger det. Det har vært en stor glede, og et privilegium, å få delta i prosjekteringen og installeringen av disse unike konstruksjonene. Forfatteren vil meget gjerne få takke styret i Laurits Bjerrums minnefond for anledningen til å samle noen erfaringer og synspunkter fra mitt arbeid med plattformer og deres fundamenter gjennom 25 år.

8. REFERANSER

- American Petroleum Institute (1993)
"Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design." API RP 2A-WSD, 20th Edition, Washington, 1 July 1993.
- Andersen K.H. (1976)
"Behaviour of Clay Subjected to Undrained Cyclic Loading." Proc. BOSS'76 Conf., Trondheim 1976. Also in NGI Publ. no. 114.
- Bjerrum L. (1973)
"Geotechnical Problems Involved in Foundations of Structures in the North Sea." Geotechnique, Vol. 23, No. 3. Also in NGI Publ. no. 100.
- Bye A., C. Erbrich, B. Rognlien & T.I. Tjelta (1995)
"Geotechnical Design of Bucket Foundations." OTC Paper 7793, Houston, May 1995.
- Clausen, C.J.F., E. DiBiagio, K.H. Andersen & J.M. Duncan (1975)
"Observed Behaviour of the Ekofisk Oil Storage-Tank Foundation" Offshore Technology Conference, Houston 1975. Proceedings, Vol. 3, p.399-413. Also in NGI Publ. no. 108.
- Clausen, C.J.F. & T.I. Tjelta (1996)
"Offshore Platforms Supported by Bucket Foundations." Proceedings, IABSE, 15th Congress, Copenhagen June 1996.
- Clausen, C.J.F. (1996)
"Axial Capacity of Driven Piles, A New Look at Old Data." Prelim. report 9406-1, 17 November 1996.
- DiBiagio E., F. Myrvoll & S.B. Hansen (1976)
"Instrumentation of Gravity Platforms for Performance Observations." Proc., BOSS'76 Conf., Trondheim 1976. Also in NGI Publ. no. 114.
- Eide O. & K.H. Andersen (1984)
"Foundation Engineering for Gravity Structures in the Northern North Sea." Proc., Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, May 1984. Also in NGI Publ. no. 154.
- Goble, Rausche, Likins and Associates Inc. (1990)
"GRLWEAP, Wave Equation Analysis of Pile Driving." Program documentation report, May 1990.
- Hansen, J. Brinch (1970)
"A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity." Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen 1970.
- Høeg K. (1976)
"Foundation Engineering for Fixed Offshore Structures." State-of-the-Art Report, Proc., BOSS'76, Vol. 1, p.39, Trondheim, August 1976. Also in NGI Publ. no. 114.
- Karlsruud K., B. Kalsnes & F. Nowacki (1992)
"Response of Piles in Soft Clay and Silt Deposits to Static and Cyclic Axial Loading Based on Recent Instrumented Pile Load Tests." Society of Underwater Testing, London, Sept. 1992. Also in NGI Publ. No. 188.
- Keaveny J.M. & O. Ugaz (1994)
"The 1992 Hibernia GBS Site Selection and Investigation." Proc., BOSS'94 Conf., Boston 1994. Also in NGI Publ. no. 191.
- Kvalstad T.J. & R. Dahlberg (1979)
"Soil Reaction Stresses on the Base Structure of Gravity Platforms During Installation." Proc., European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton 1979, Vol. 3, pp. 225-230.
- Lauritzsen R.A. & K. Schjetne (1976)
"Stability Calculations for Offshore Gravity Structures." Proc., OTC, Houston May 1976. Also in NGI Publ. no. 113.

- Lunne, T. and T. J. Kvalstad (1982)
"Analysis of Full Scale Measurements on Gravity Platforms." Final Report, Foundation Performance During Installation and Operation of North Sea Concrete Gravity Platforms. Norwegian Geotechnical Institute and Det norske Veritas, Oslo, November 1982.
- Rusås P., S. Giske, G. Barret, P.E. Christiansen and M. Bærheim (1995)
"Design, Operations Planning and Experience from the Marine Operations for the Europipe Jacket with Bucket Foundations." TC Paper 7794, Houston, May 1995.
- Terzaghi, K. (1943)
"Theoretical Soil Mechanics". John Wiley & Sons Inc., New York 1943.
- Tjelta T.I. (1995)
"Geotechnical Experience From the Installation of the Europipe Jacket With Bucket Foundations." OTC Paper 7795, Houston, May 1995.
- Toolan F.E., M.L. Lings & U.A. Mirza (1990)
"An Appraisal of API RP2A Recommendations for Determining Skin Friction of Piles in Sand." OTC Paper 6422, Houston, May 1990.