

# TECHNIKA MORZA i WYBRZEŻA



ORGAN NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

ROK VI

KWIECIEŃ 1951

NR 4





## TREŚĆ :

**Inż. J. Wilski:** O właściwe ustosunkowanie się do zniszczeń brzegowych; **inż. A. Tuszko:** Obszary erozyjne w strefie przybrzeżnej i ich granice; **inż. M. Węgrzyn:** Wzmacnianie gruntów sypkich przez zagęszczenie; **inż. P. Słomianko:** Wytyczne projektowania żelbetowych elementów wbijanych w morskich konstrukcjach hydrotechnicznych; **inż. W. Szulc:** Chemiczne czyszczenie kotłów parowych; **dr H. Gordziałkowski:** Zaopatrzenie w wodę portów i statków z punktu widzenia sanitarnego; **inż. P. Szawernowski:** Zarys rozwoju pogłębiarek łyżkowych. **Materiały i dyskusje. Omówienia i recenzje.** Wydawnictwa nadesłane. **Przegląd bibliograficzny. Komunikaty.**

## СОДЕРЖАНИЕ :

**Инж. И. Вилский:** О надлежащем отношении к разрушению берегов; **инж. А. Тушко:** Районы эрозии в прибрежной зоне и их границы; **инж. М. Венгржин:** Увеличение прочности сыпучих грунтов путем уплотнения; **инж. П. Сломьянко:** Указания к проектированию железобетонных забивных элементов в морских гидротехнических конструкциях; **инж. В. Шульц:** Химическая чистка паровых котлов; **др. Г. Гордзялковский:** Водоснабжение портов и судов с санитарной точки зрения; **инж. П. Шаверновский:** Очерк развития одноковтовых дноуглубительных снарядов. **Материалы и прения. Обсуждения и рецензии. Присланные издания. Библиографический обзор. Сообщения.**

## CONTENTS :

**I. Wilski, M. sc. (Eng.):** The Proper Attitude towards the Problem of Shore Damages; **A. Tuszko, M. sc. (Eng.):** Boundaries of Erosion Areas in Coastal Zones; **M. Węgrzyn, M. sc. (Eng.):** Consolidation of Sandy Soils by Thickening Methods; **P. Słomianko, M. sc. (Eng.):** How to Design Concrete Elements to be Driven into the Ground with Maritime Constructions; **W. Szulc, M. sc. (Eng.):** Chemical Cleansing of Steam Boilers; **H. Gordziałkowski, dr. sc.:** Supply of Water for Harbours and Ships from Sanitary Point of View; **P. Szawernowski, M. sc. (Eng.):** The Evolution of Dipper-Dredgers. **Materials and Arguments. Discussions and Reviews. On the Bookshelf. Bibliography. Official Notes.**

Uwaga: nr 4 Biuletynu M. I. T. będzie opublikowany łącznie z nr 5 w zeszycie majowym.

## KOMUNIKATY

### KSIĘGARNIE TECHNICZNE

W porozumieniu z „Domem Książki“ ustalona została sieć księgarni w kraju, specjalizująca się w sprzedaży książek i prasy technicznej.

Stanowi to wielkie ułatwienie dla czytelników, bibliotek i zakładów pracy, które dotąd niejednokrotnie nie mogły dotrzeć do źródła zakupu literatury i piśmiennictwa technicznego.

Wszystkich zainteresowanych prosimy o korzystanie z usług wymienionych poniżej księgarni, które staną się ceną komórką upowszechnienia książek i czasopism technicznych:

1. Białystok, Rynek Kościuszki 12/14; 2. Białystok, ul. Kilińskiego 10; 3. Bielsko, ul. Jagiellońska 10; 4. Bydgoszcz, ul. Czerwonej Armii 2; 5. Bydgoszcz, ul. Dworcowa 14; 6. Bytom, ul. Stalina 10; 7. Chorzów, ul. Wolności 22, 8. Cieszyn, Pl. Stalina 6; 9. Częstochowa, Al. N.M.P. 14; 10. Elbląg, ul. 1-go Maja 9; 11. Gdańsk-Wrzeszcz, ul. Grunwaldzka 8; 12. Gdańsk—Wrzeszcz, ul. Grunwaldzka 76/78; 13. Gdynia, ul. 10 Lutego 9; 14. Gliwice, ul. Zwycięstwa 31; 15. Jelenia Góra, ul. 1-go Maja 10; 16. Ka-

towice, ul. Młyńska 2; 17. Kielce, ul. Kilińskiego 10; 18. Kraków, ul. Pijarska 17; 19. Kraków, ul. Podwale 5; 20. Kutno, ul. 19-go Stycznia 1; 21. Leszno, ul. Rynek 28; 22. Lublin, ul. Krak. Przedmieście 36; 23. Lublin, ul. Krak. Przedmieście 29; 24. Łomża, ul. Giełczyńska 8; 25. Łódź, ul. Piotrkowska 45; 26. Łódź, ul. Narutowicza 34; 27. Olsztyn, ul. Pieniężnego 12, 28. Olsztyn, ul. Mickiewicza 9; 29. Opole, ul. Ozimska 8; 30. Ostrów-Wlkp., ul. Rynek 9; 31. Poznań, ul. Paderewskiego 6; 32. Poznań, ul. 27-go Grudnia 23; 33. Przemyśl, ul. Franciszkańska 19; 34. Radom, ul. Żeromskiego 24; 35. Rybnik, ul. Zamkowa 8; 36. Rzeszów, ul. 3-go Maja 2, 37. Sandomierz, ul. Opatowska 4; 38. Sosnowiec, ul. 3-go Maja 26; 39. Stargard, ul. Świerczewskiego 25; 40. Suwałki, Pl. Wolności 10; 41. Szczecin, Al. W. Polskiego 14; 42. Szczecin, ul. Sikorskiego 7; 43. Tezew, ul. Dworcowa 29; 44. Tomaszów Maz., ul. św. Antoniego 16; 45. Toruń, ul. Stalingradzka 10/12; 46. Wałbrzych, ul. Gdańska 9; 47. Warszawa, ul. Czackiego 3 5; 48. Warszawa, ul. Marszałkowska 62; 49. Warszawa, ul. Targowa 15; 50. Warszawa, ul. Poznańska 12; 51. Warszawa, ul. Krak. Przedm. 7; 52. Wrocław, Rynek 14; 53. Wrocław, ul. Kuźnicza 29; 54. Zabrze, ul. Wolności 288; 55. Zamość, ul. Żeromskiego 3.

Ciąg dalszy na str. 3-iej okładki





Inż. Ignacy Wilski  
Biuro Proj. Bud. Morskiego, Gdańsk

## O WŁAŚCIWE USTOSUNKOWANIE SIĘ DO ZNISZCZEŃ BRZEGOWYCH

*Autor wypowiada pogląd o słuszności podejmowania nakładów na ubezpieczenia i studia procesów brzegowych, pomimo zastrzeżeń, jakich dostarcza praktyka. Zaleca stosowanie nowych systemów ubezpieczeń „powierzchniowych“.*

Placówki i organy stykające się z dziedziną procesów brzegowych i w konsekwencji z umocnieniami brzegowymi, stale stawiane są w niezwykle trudnej sytuacji z następujących powodów:

a) Wielkie koszty inwestycji w tej dziedzinie, przy radykalnym ich rozwiązaniu, wkraczają do rzędu najwyższych. Zagadnienie ekonomiczne komplikuje fakt, iż nakłady związane z ochronieniem pewnego obszaru gruntów od agresji morza i od szkód wywołanych przez działanie morza w rejonie brzegowym i portów nie mogą zamortyzować się w perspektywie krótkiego czasu, tj. kilku lat.

b) Doświadczenie techniczne i nauka nie osiągnęły w tej dziedzinie takich postępów, które by gwarantowały skuteczność przedsięwziętych lub zamierzanych zabiegów.

Można przyjąć za rzecz stwierdzoną, iż lokalne doraźne interwencje brzegowe w zasadzie są na dłuższą metę mało skuteczne. Zasięg interwencji technicznej musi znacznie przekraczać obszar przeznaczony do bezpośredniej ochrony czy zabudowania. Krańce odcinków traktowanych odrębnie zbliżają się z tego powodu do siebie, często nawet odcinki te powinny zachodzić jeden na drugi. Okoliczność ta przemawia za potrzebą oparcia się na generalnym planie działania, obejmującym całość naszego wybrzeża.

W dziedzinie oceanologii w ostatnim dziesięciu lat poczyniono znaczne postępy, chociaż rozporządza ona jeszcze stosunkowo skromnym dorobkiem. XVII Międzynarodowy Kongres Żeglugi stwierdził ten stan, dając jednocześnie wyraz ubolewaniu, iż dziedzina techniki ubezpieczeń brzegowych wcale prawie nie posunęła się w ostatnim czasie. Dające się zaobserwować wyraźne zainteresowanie zagadnieniami geologii morza i oceanografii przysporzy niewątpliwie wiadomości z tego zakresu; obecny stan jednak bardzo dobitnie określają słowa, iż lepiej znamy

powierzchnię księżyca niż naturę tak bliskich nam i tak wielką rolę odgrywających w życiu społeczeństw mórz i oceanów.

Zdobycze naukowe niewątpliwie ułatwią rozwiązywanie problemów inżynierskich, ale ich nie usuną. Wiąże się to ze specyficznym charakterem prac hydrotechnicznych. Przy projektowaniu budowli hydrotechnicznych, zarówno co do usytuowania jak i wymiarów, często jest się zmuszonym do określenia wielkości „na oko“. Samo przyjęcie koncepcji rozwiązania zagadnienia wiąże się z inwencją projektanta — jego „doświadczonym okiem“. Proces, jaki w takim wypadku zachodzi, sprowadza się właściwie do wyzyskania podobieństwa elementów konstrukcji projektowanej z elementami konstrukcji już istniejących, które są świadectwem udatnego, czy też niefortunnego rozwiązania i składają się w sumie na doświadczenie techniczne. Takie postępowanie wprowadza do projektu wiele pierwiastków subiektywnych w ocenie warunków pracy rozwiązywanego obiektu.

Z powodu złożonych i różnorodnych warunków mających wpływ na układ projektu, zachodzące podobieństwa między budowlami są dość luźne i konieczne jest uwzględnienie różnic, które przesądzają o tym, iż nowa budowla, mimo pewnych cech podobieństwa, stanowi odmienną konstrukcję.

Oczywiście, rozwiązanie projektu z wyeliminowaniem subiektywizmu byłoby pożądane, ale obiektywne metody — wzory obliczeniowe i normy — w zagadnieniach hydrotechnicznych nie umożliwiają jeszcze mechanicznego ich stosowania. Ustalone wzory czy normy odnoszą się do elementów prostych, do których, przez poczynienie szeregu dość dowolnych założeń, trzeba sprowadzić projektowaną budowlę.

Sprawa komplikuje się, gdy chodzi o budowlę zasadniczo nowego typu, gdy brak jest podstaw do oparcia się na podobieństwie z już istniejącymi. W dobie wielkiego postępu technicznego muszą zachodzić wypadki stwarzania nowych konstrukcji hydrotechnicznych. Obliczenia oparte na metodach, które w istocie dla danego wypadku nie mają zastosowania, dają tylko formalne potwierdzenie proponowanej konstrukcji, pozostawiając jednak miejsce na znaczne wpływy



wyczucia i doświadczonego oka projektanta. W takim wypadku pozostaje droga poczynienia szeregu założeń hipotetycznych, tworzących logiczny łańcuch i umożliwiających zaprojektowanie obiektu.

Zakres posiadanych obecnie wiadomości z dziedziny procesów brzegowych, talasologii, geologii morza itd. jest tak skromny, że wyklucza przeprowadzenie obliczeń szczegółowych, jakie osiąga hydrotechnika na obszarze lądu. Rozszerzenie zakresu wiedzy z dziedziny oceanografii jest kwestią dłuższego czasu i dużych kosztów. Czy okoliczności te mogą przesądzać o zaniechaniu prac nad ubezpieczeniami brzegowymi?

Słuszne jest podkreślić w tym miejscu, iż nasze brzegi w swoim rozwoju morfologicznym znajdują się w fazie dojrzałości, w okresie bliskim względnej stabilizacji, odpowiadają zatem podstawowemu warunkowi możliwości osiągnięcia powodzenia w stosowaniu ubezpieczeń brzegowych.

Jesteśmy świadkami przedsięwzięć, którym nadano miano „przeobrażeń przyrody“. W tej atmosferze za wcześnie jest uznać się z góry za pokonanego i wycofać się z akcji podejmowania wysiłków przeciwstawienia się agresywnym siłom morza. Wobec dysproporcji sił przyrody i środków, będących w dyspozycji człowieka, wysiłki jego w zwalczaniu niszczącej działalności morza muszą mieć znamiona strategicznej obrony. W tej strategii konieczne jest poznawanie przeciwnika, a przede wszystkim jego reagowania na będące w dyspozycji skromne środki obronne.

Nieznajomość wielkości i charakteru znacznej ilości parametrów, składających się na lokalne warunki brzegu, przemawia za tym, iż na drodze rozważań teoretycznych nie ma możliwości generalnego rozstrzygnięcia o przydatności jakiegoś systemu ubezpieczeń brzegowych. Pozostaje jedyna droga prób w naturze. Oczywiście, bardzo cenne wskazówki odnośnie jakościowego przebiegu zjawiska dadzą badania laboratoryjne. Dlatego też należy je jak najgorliwiej popierać, niemniej trzeba mieć na uwadze, iż studia ochronne brzegów na modelach są bardziej skomplikowane od innych badań laboratoryjnych nad zjawiskami morza.

Ponieważ erozja brzegów jest zjawiskiem zachodzącym stale we wszystkich porach roku, zaś rozmiary doraźnej interwencji mogą dać tylko stosunkowo niewielki efekt, zatem alarmują-

ce meldunki, jakie niejednokrotnie pojawiają się ze strony przygodnych obserwatorów postępującego zniszczenia, muszą być przyjmowane z dość dużym udziałem stoickiego spokoju. Jesteśmy przecież bezsilni w błyskawicznym zapobieganiu szkodom, jakie morze wyrządza.

O ile doraźne, tanie i lokalne poczynania w zakresie ubezpieczeń brzegowych ocenić można na ogół jako mało celowe, o tyle stała, konsekwentna i uparta praca na tym odcinku jest niezbędna. Musi się ona opierać na studiach procesów brzegowych jak najszerzej pojętych, z wyraźnym podkreśleniem korzyści płynących z badań laboratoryjnych, jako stosunkowo najtańszych i najszybszych.

Nie ograniczając się do szablonowego tylko stosowania ostróg, które, mimo iż przez wiele lat i znacznym nakładem kosztów stosowane, nie zawsze spełniały pokładane w nich nadzieje, należy przede wszystkim wypróbować w naturze inne systemy i przez analizę ich skuteczności dojść do stworzenia generalnego planu ochrony brzegów.

Obecny etap postępu techniki ubezpieczeń brzegowych wyznaczony jest w kierunku przechodzenia od systemu obrony „liniowej“ (falochrony, opaski o stromych konturach) do systemu obrony „powierzchniowej“. Zasada tego systemu polega na sztucznym formowaniu przedpola brzegowego w taki sposób, aby energia fali podchodzącej do brzegu nie wylądowywała się nagłym uderzeniem w konstrukcję typu liniowego, lecz wygasła jak najpowszechniej, a zatem na znacznej przestrzeni łagodnie podnoszącego się ku plaży dna. Odpowiednikiem tej zasady przy opaskach jest sztuczny pochłaniacz fal, którego przekrój poprzeczny charakteryzuje się cechami konstrukcji okładzinowej, ze szczególnie rozszerzoną od strony morza podstawą-cokołem. Zasada działania przegród progowych opisanych w nr 10/50 „Techniki Morza i Wybrzeża“ opiera się na postulatach powierzchniowego systemu obrony, uwzględniając przy tym specyficzne warunki transportu rumowiska w rewach Bałtyku.

Dalecy powinniśmy być od sugestii zupełnego zaniechania prac nad ubezpieczeniami brzegowymi. W przeznaczaniu nakładów na ten rodzaj inwestycji i studia z nim związane zachować należy jedynie rozsądny umiar. Fundusze na ten cel powinny mieć charakter stały, niesystematyczna bowiem praca nie może rokować pomyślnych osiągnięć.

Inż. Aleksander Tuszko  
Politechnika Gdańska

## OBSZARY EROZYJNE W STREFIE PRZYBRZEŻNEJ I ICH GRANICE

*Próba określenia granic obszarów erozyjnych na polskim przybrzeżu i tezy dotyczące racjonalnego sytuowania budowli hydrotechnicznych.*

Wybrzeże morskie przyrównać można do ochronnego sąsiedca fortecznego, który jest stale atakowany przez fale morskie.

Wystarczy wyobrazić sobie wiecznie falujące olbrzymie masy wodne, aby pojąć, jaka gigantyczna energia w każdej sekundzie rozładowuje się na linii brzegowej, podczas uderzeń mas wodnych w urwiste brzegi, w budowle wodne, bądź też przy napływie fal na brzegi łagodnie nachylone.



W warunkach naturalnych kresem tej wielkiej pracy morza będzie osiągnięcie pewnej równowagi między linią brzegową i ukształtowaniem się dna przybrzeżnego z jednej strony, a dynamiką mas wodnych z drugiej.

Równowaga ta powstanie jako efekt działania wielu czynników, zmiennych zarówno w czasie jak i przestrzeni. Do najważniejszych z nich zaliczyć można:

- działanie dynamiczne fal morskich,
- naturalne ukształtowanie linii brzegowej,
- strukturę i własności fizyczne gruntów przybrzeżnych,
- prądy morskie,
- ruch rumowiska wzdłuż linii brzegowej,
- ogólny bilans rumowiska oddziałującego na dany odcinek brzegowy, bez względu na źródło pochodzenia rumowiska.

Na poszczególnych odcinkach brzegu morskiego obserwować można różne stadia rozwojowe pracy morza. Silne erozyjne działanie fal morskich na brzegi naturalne świadczy o tym, że stabilizacja reżimu ląd-morze jest jeszcze daleka.

Łagodnie wykształcona linia brzegowa z szeroką, lekko nachyloną plażą przybrzeżną, dalej łagodnie spadające dno morza przy stopniowo zwiększających się jego głębokościach świadczą, że na tym odcinku brzegowym równowaga naturalna bądź została już osiągnięta, bądź też niedaleki jest kres niszczącego działania morza.

Uchwycenie warunków równowagi ląd-morze w ogólnie, ściśle wzory matematyczne, nawet dla poszczególnych akwatoriów, przy obecnym stanie wiedzy teoretycznej i braku wieloletnich obserwacji nie wydaje się możliwe.

Natomiast wydaje się możliwe przeprowadzenie próby ustalenia pewnych najbardziej ogólnych tez odnośnie do możliwości ukształtowania się tej równowagi na odcinkach brzegowych naszego morza oraz możliwości jej zakłócenia przez budowle hydrotechniczne, wkraczające jako dodatkowy czynnik w istniejący reżim morze-ląd.

Zakłócenie istniejących warunków naturalnych może, jak wiadomo, wywołać nieoczekiwane skutki zarówno dla samej budowli hydrotechnicznej, której stateczność po pewnym czasie będzie naruszona, jak i dla linii brzegowej powyżej lub poniżej budowli.

Przykładów tego rodzaju w dotychczasowej praktyce budownictwa morskiego przytoczyć można wiele.

Tak np. na pewnym odcinku naszego wybrzeża po wybudowaniu falochronów wysuniętych daleko w głąb morza potok rumowiska o kierunku równoległym do brzegu, płynący od zachodu, zepchnięty został w głąb morza. W rezultacie na wschód od falochronów wystąpiła na długości kilku kilometrów silna erozja ustabilizowanego dotychczas brzegu.

Podobny przykład, odnoszący się do jednego z portów Kaukazu, podaje N. S. K o m o r o w : po wybudowaniu falochronów morze na północ od portu zniszczyło istniejącą od wieków plażę, zbliżyło się bezpośrednio do brzegów, przy czym intensywność erozji wynosiła 25 m<sup>3</sup> rumowiska na 1 mb plaży w ciągu roku.

Przykładem naruszenia równowagi dennej jest również znana katastrofa mola Mustafa w porcie Algieru, gdzie na skutek podmycia fundamentów kilkusetmetrowy odcinek falochronu runął w głąb morza.

W budownictwie morskim ważne jest nie tylko obliczenie stateczności projektowanej budowli hydrotechnicznej na te czy inne obciążenia stałe i dynamiczne, dla warunków naturalnych, istniejących w chwili projektowania, lecz również możliwe jasne zobrazowanie warunków w jakich może się znaleźć budowla morska po dłuższym lub krótszym czasie jej istnienia.

W poniższych wywodach będziemy się starali określić, gdzie, z punktu widzenia techniki budownictwa morskiego, leżą najbardziej niebezpieczne obszary erozyjne w strefie przybrzeżnej, w których morze wywiera najbardziej destrukcyjny wpływ na brzeg i dno morskie, oraz gdzie leżą granice tych obszarów erozyjnych.

Dla uproszczenia sprawy i skonkretyzowania wniosków ograniczymy się do rozpatrywania warunków i skutków ekstremalnych w oddziaływaniu fal morskich naszego przybrzeża.

W dalszych rozważaniach przyjęto jako charakterystyczne następujące elementy fal sztormowych:

- dla odsoniętych brzegów od strony otwartego morza: wysokość fali  $2h = 3,5$  m, długość fali  $2L = 28$  m;
- dla brzegów od strony zatoki: wysokość fali  $2h = 2,5$  m, długość fali  $2L = 20$  m.

Analizując zmienność elementów fali w miarę zbliżania się jej do brzegów oraz stopniowe zanikanie oddziaływania fali ze wzrostem głębokości morza, nie trudno stwierdzić, że granic szkodliwej dynamicznej działalności morza należy szukać z jednej strony na odpowiedniej głębokości morza, z drugiej zaś strony w pewnej odległości od tej głębokości w kierunku lądu, umożliwiającej stopniowe wyładowanie energii mas wodnych bez powodowania erozji brzegu.

### Szkodliwe działanie fal na dno morza słabnie stopniowo, ze wzrostem głębokości wody

Zależnie od ukształtowania dna morskiego, od kształtu budowli morskiej, od głębokości wody bezpośrednio przy budowli, zmieniać się mogą charakter i elementy fali, która podchodzić będzie jako fala nie rozbita, zinterferowana, bądź rozbita, a w związku z tym różne będą prędkości fali przybrzeżnej, aczkolwiek fala wyjściowa na pełnym morzu posiadać będzie te same elementy początkowe (wysokość, długość i okres).

Zanalizujemy poniżej zmiany prędkości wody u dna, jako funkcję głębokości wody w morzu  $v_d = f(H)$ , dla warunków, jakie powstać mogą przy oddziaływaniu fali na dno morskie lub budowle hydrotechniczne.

Na podstawie teorii ruchu fali trochoidalnej obliczamy jak niżej:

$$a) \text{ dla fali nie rozbitej } v_d = \frac{n \pi h}{\sqrt{\frac{\pi L}{2g} \frac{2\pi H}{sh} \frac{1}{L}}}$$

Po podstawieniu wartości liczbowych:  $2h = 3,5$  m i  $2L = 28$  m, oraz  $n = 0,75$  otrzymujemy następującą zależność:

$$v_d = \frac{2,75}{\sqrt{sh \cdot 0,45 H}}$$

odpowiednie zaś dla  $2h = 2,5$  m i  $2L = 20$  m

$$v_d = \frac{2,30}{\sqrt{sh \cdot 0,63 H}}$$

$$b) \text{ dla fali zinterferowanej } v_d = \frac{2n \pi h}{\sqrt{\frac{\pi L}{2g} \frac{2\pi H}{sh} \frac{1}{L}}}$$

Po podstawieniu wartości liczbowych:

$$v_d = \frac{5,50}{\sqrt{sh \cdot 0,45 H}} \quad v_d = \frac{4,60}{\sqrt{sh \cdot 0,63 H}}$$

c) dla fali rozbitej przy budowli o ścianie pionowej:

$$v_d = \frac{2\pi h sh \pi \frac{H-z}{L}}{\sqrt{\frac{\pi L}{g} \frac{cth \frac{\pi H}{L}}{sh} \frac{\pi H}{L}}}$$

Po podstawieniu wartości liczbowych:

$$v_d = 2,72 sh (1,93 - 0,22z); \text{ przy } H_{kr} = 5h = 8,75 \text{ m.}$$

$$v_d = 2,25 sh (1,96 - 0,314z); \text{ przv } H_{kr} = 5h = 6,25 \text{ m.}$$

d) dla ścian nachylonych do poziomu pod kątem  $14^\circ - 45^\circ$  obliczono prędkość maksymalną wody:

$$v_{max} = \sqrt{3,2 \operatorname{tg} \alpha \cdot 2h \cdot 2g}$$

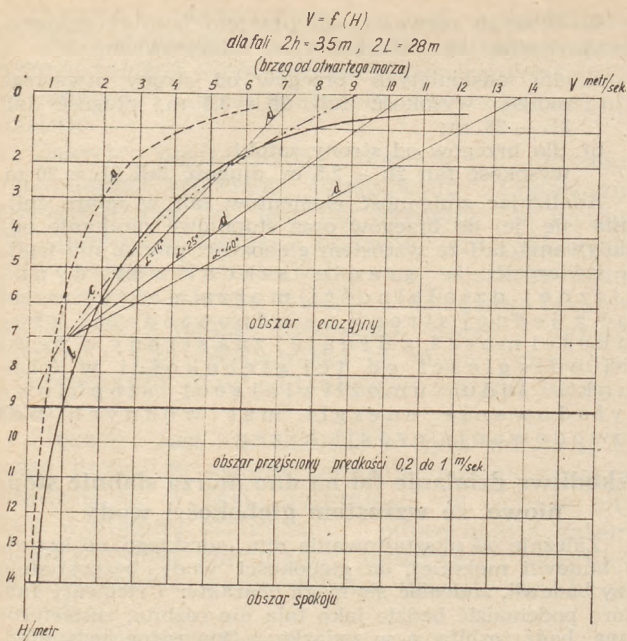
przy czym zmienność prędkości w głąb morza, w myśl wytycznych prof. D ż u n k o w s k i e g o, przyjęto liniowo do głębokości  $4h$ , głębiej zachowując ważność rezultatów otrzymanych ze wzoru (c).

Po podstawieniu wartości liczbowych:

$$v_{max} = 14,83 \sqrt{\operatorname{tg} \alpha}$$

$$v_{max_1} = 12,51 \sqrt{\operatorname{tg} \alpha}$$





Rys. 1

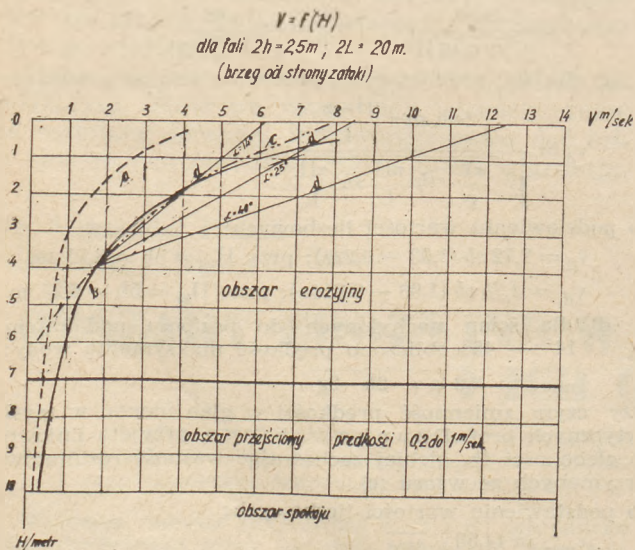
Dla fali rozbitej przyjęto, iż załamanie się fali następuje na największej obserwowanej głębokości, równej 5 h.

Tablice 1 i 2 obejmują rezultaty obliczeń zmian prędkości w głąb morza, przy zastosowaniu wzorów a, b, c, d.

Rezultaty tych obliczeń zobrazowano na rys. 1 i 2. Na wykresach tych wyodrębniono obszary erozyjne najbardziej niebezpieczne, sięgające na otwartym morzu do głębokości 9 m, zaś na zatoce do głębokości 7 m. Strefy od głębokości 9 do 14 m, lub 7 do 10 m, zaliczono do obszarów przejściowych, gdyż należy przypuszczać, że efekt erozyjny w obszarach przejściowych nie będzie miał charakteru trwałego, a większe prędkości powstają w tym obszarze tylko przy wybitnie ekstremalnych warunkach sztormowych w okresach stosunkowo krótkich.

Poniżej granicy obszarów przejściowych oznaczono obszary spokoju, gdyż panujące tam prędkości przy ekstremalnych sztormach są już tak niewielkie, że z punktu widzenia techniki można uważać je za niezdolne do poruszania rumowiska dennego.

Jako graniczne dopuszczalne prędkości dla rumowiska, bądź też dla ubezpieczenia znajdującego się w wodzie, przyjmujemy wartości cyfrowe z tabl. 3.



Rys. 2

TABLICA 1  
Fala  $2h = 3,5\text{ m}$   $2L = 28\text{ m}$

Głębokości m	Prędkości m/sec					
	a		b			
	fala nie rozbita		fala rozbita			
	zwykła	zinterf.	ściana pion.	14°	25°	40°
0			9,14	7,41	10,35	13,64
0,5						
1,0	6,1	12,2				
2	4,04	8,08	7,26	6,50	9,01	11,84
3	2,72	5,44	5,73	5,60	7,67	10,04
4	2,05	4,10	4,45	4,70	6,33	8,24
5	1,60	3,20	3,40	3,80	4,98	6,44
6	1,30	2,60	2,50	2,90	3,66	4,66
7	1,0	2,0	1,77	2,00	2,34	2,86
8	0,81	1,62	1,09	1,09	1,09	1,09
8,5	0,65	1,30	0,46	0,46	0,46	0,46
9	0,51	1,02	0,24	0,24	0,24	0,24
10	0,41	0,82				
11	0,32	0,65				
12	0,26	0,52				
13	0,20	0,40				
14	0,16	0,32				

TABLICA 2

Fala  $2h = 2,5\text{ m}$   $2L = 28\text{ m}$

Głębokości m	Prędkości m/sec					
	a		b			
	fala nie rozbita		fala rozbita			
	zwykła	zinterf.	ściana pion.	14°	25°	40°
0			7,83	6,25	8,62	12,5
0,5	4,00	8,00				
1,0	2,87	5,75	5,65	5,18	7,08	10,2
2,0	1,77	3,54	3,95	4,11	5,54	7,9
3,0	1,22	2,44	2,72	3,04	4,00	5,6
4,0	0,94	1,88	1,71	1,97	2,46	3,3
5,0	0,70	1,40	0,9	0,9	0,9	0,9
6,0	0,50	1,00	0,16	0,16	0,16	0,16
7,0	0,36	0,72				
8,0	0,26	0,52				
9,0	0,20	0,40				
10,0	0,14	0,28				

TABLICA 3

Rodzaj	Ø ziarn w mm	v m/sec	Rodzaj	Ø ziarn w mm	v m/sec
Piasek drobny	0,05—0,25	0,15—0,20	Brukowiec drobny	75—100	1,80—1,50
Piasek średni	0,25—1,00	0,2—0,35	Brukowiec średni	100—150	1,50—2,00
Piasek gruby	1,0—3,0	0,35—0,40	Brukowiec gruby	150—300	2,00—2,30
Żwir śred.	3,0—10,0	0,40—0,60	Głazy	do 500 mm	2,30—3,50
„ gruby	10—15	0,6—0,7	Bloki betonowe	wymiary dla prędk. oblicz.	powyżej 4 m/sec
Otoczaki drobne	15—25	0,7—0,8			
Otoczaki średnie	25—40	0,8—1,00			
Otoczaki grube	40—75	1,00—1,30			

Na podstawie analizy podanych tablic i wykresów konkretyzujemy następujące wnioski:

1. Poziom względnego spokoju, gdzie naturalne dno morza, złożone z piasków drobnoziarnistych, nie ulega erozji, znajduje się:

od strony otwartego morza na głęb. ok. 14 m  
od strony zatoki „ „ „ 10 m

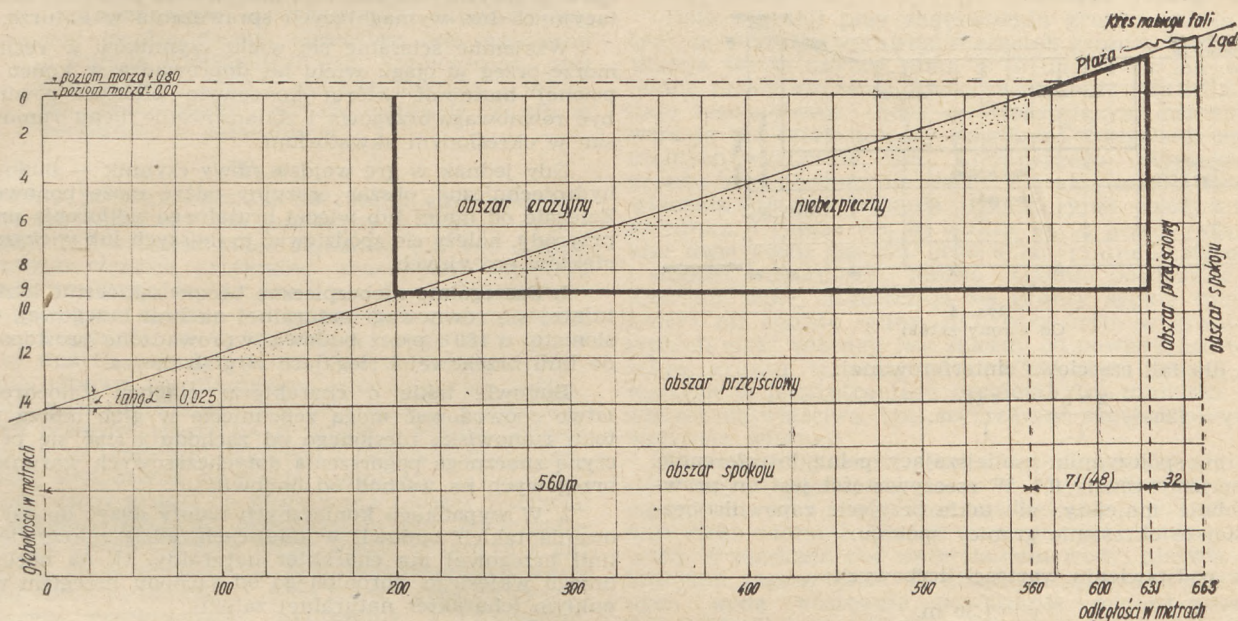


2. Przy wszystkich budowlach morskich, które fundowane są na wodach płytszych, należy się liczyć z możliwością powstania erozji przy budowlu, przy czym w warunkach najbardziej niekorzystnych erozja może dojść do głębokości podanych w p. 1.

3. Przy projektowaniu budowli morskich należy przeanalizować wszystkie czynniki, mogące mieć wpływ na

Nie wdajemy się również w analizę bilansu rumowiska na obserwowanym odcinku brzegowym, gdyż celem niniejszej pracy jest jedynie określenie ekstremalnej granicy możliwego zasięgu erozji.

2. Na podstawie wyników otrzymanych w poprzednim rozdziale ustalamy, że zakończenie (podparcie) łagodnie nachylonej skarpy dna przybrzeżnego znajduje się na odpo-



Rys. 3  
Rozplanowanie obszarów erozyjnych od strony otwartego morza w przekroju podłużnym

zasięg erozji (falowanie, prędkości denne, w miarę możliwości ruch rumowiska w strefie przybrzeżnej itp.).

4. Wszędzie tam, gdzie przypuszczalna erozja może naruszyć stateczność budowli, należy stosować elastyczne narzuty ochronne (kamiennie-faszynowe, kamiennie, bloki betonowe).

5. W miarę wznoszenia się z narzutami ochronnymi z głębszych warstw wody, należy stopniowo zwiększać wymiary elementów składowych narzutów ochronnych. Orientacyjne wskazówki w tym kierunku podaje porównanie wykresów 1 i 2 z tablicą granicznych dopuszczalnych prędkości.

6. Należy się liczyć z koniecznością uzupełniania elastycznych narzutów ochronnych do czasu ostatecznego ich osiądnięcia, które w skrajnych wypadkach sięgać może do głębokości podanych w p. 1.

### Przy łagodnie wznoszącym się ku brzegowi dnie morskim i szerokiej plaży przybrzeżnej słabnie erozyjne działanie linii brzegowej

Celem poniższych rozważań będzie próba ustalenia miejsca, gdzie w warunkach naturalnych naszego przybrzeża znajdować się będzie brzegowa linia graniczna obszaru spokoju, powyżej której ustaje działalność erozyjna morza.

Do dalszych rozważań przyjmuje się następujące założenia:

1. Zasadniczym warunkiem możliwości powstania naturalnej równowagi brzegowej są takie warunki przybrzeżne, w których istniejące rumowisko, zanurzone w wodzie, będzie w stanie osiągnąć pewien średni kąt naturalnego zsyphu.

Kąt ten  $\alpha$  dla drobnoziarnistych piasków znajdujących się w specyficznych warunkach morskich, jak wynika z przekrojów ustabilizowanych odcinków wybrzeża polskiego, określić można przez  $\tan \alpha = 0,025$  (nachylenie 1 : 40).

Celowo pomijamy typowe sfałdowanie plaży i dna przybrzeżnego, będące efektem zmiennych elementów fali i ruchu rumowiska, tym bardziej, że równowaga, którą rozpatrujemy, ma charakter równowagi względnej, chwiejnej w czasie.

wiednich głębokościach, gdzie stabilizacja dna jest praktycznie wystarczająca, czyli na odcinkach brzegowych otwartego morza — na głębokości 14 m, dla zatoki zaś na głębokości 10 m.

3. Wysokość fali i jej długość maleją w miarę zbliżania się do brzegów. Przyjmujemy załamanie się fali o wysokości 1 m jak najbliższej brzegu, tj. na głęb. kryt.  $H = 2h = 1$  metr.

Długość fali końcowej o wysokości  $2h = 1$  m przyjmuje się jako  $2L = 4$  m. Założenie to przyjęto jako bliskie zjawisk obserwowanych w naturze.

4. Jako górną granicę zmiany poziomów morza, obserwowaną przy naszych brzegach, przyjęto poziom  $+0,80$  m.

5. Uwzględniła się w pewnym stopniu możliwość częściowego odbicia interferencji fali przybrzeżnej, mimo łagodnego nachylenia dna.

W wyniku powyższych założeń, obszarów spokoju na linii brzegowej należy oczekiwać:

a) przy spokojnym morzu w odległości  $L = H : \tan \alpha = 14 : 0,025 =$  ca 560 m od głębokości 14 m dla otwartego morza, i ca 400 m od głębokości 10 m dla zatoki;

b) przy sfałowanym morzu należy dodatkowo uwzględnić pewien zapas terenu w postaci plaży o szerokości, która wystarczy na wygaszenie końcowych energii mas wodnych, napływających na brzeg.

Zgodnie z założeniem podanym w p. 3, fala o wys.  $2h = 1,0$  m podejdzie do izobaty 1 m, tj. zbliży się do plaży na odległość 40 m przy poziomie morza zerowym i 8 m przy poziomie morza podniesionym do  $+0,80$  m ( $l = 1,00 : 0,025 = 40$  m;  $l = 1 - 0,8 : 0,025 = 40 - 32 = 8$  m).

Rozpatrzmy energię względną przekroju w odniesieniu do poziomu zerowego fali przybrzeżnej, wyznaczając wysokość położenia linii energii:

Prędkość cząstek wody na grzbiecie fali obliczamy ze wzoru:

$$u = n \sqrt{\frac{gH}{\pi} \operatorname{th} \frac{\pi H}{L}} + h \sqrt{\frac{\pi g}{L} \operatorname{cth} \frac{\pi H}{L}}$$

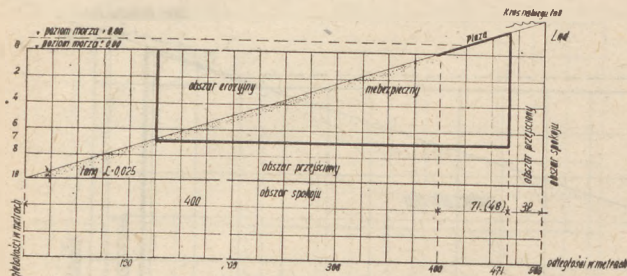
gdzie  $n = 0,75$ .



Po podstawieniu wartości liczbowych dla fali  $2h = 1,0$  m i  $2L = 4$  m, otrzymujemy:

$$u = 3,09 \text{ m/sek.}$$

Wysokość wzniesienia się grzbietu fali nad zerowy poziom spokoju wyniesie:



Rys. 4  
Od strony zatoki

a) dla fali częściowo zinterferowanej:

$$y = \left(2h + \frac{2\pi h^2}{L} \text{cth} \frac{\pi H}{L}\right) \text{ m,}$$

gdzie  $m$ , współczynnik zmniejszający pełną interferencję, przyjmujemy równy 0,7. W rzeczywistości jest on prawdopodobnie mniejszy, ale takie przyjęcie zapewnia bezpieczniejsze określenie granicy spokoju.

Po podstawieniu wartości liczbowych:

$$y = 1,30 \text{ m.}$$

b) bez uwzględnienia interferencji:

$$y = h + h_0 + \frac{\pi h^2}{L} \text{cth} \frac{\pi H}{L}$$

$$y_1 = h + h_0 = h + \frac{\pi h^2}{2L} \text{cth} \frac{\pi H}{L}$$

Po podstawieniu wartości liczbowych:

$$y_1 = 0,72 \text{ m.}$$

Zatem wysokość linii energii w pierwszym wypadku wyniesie:

$$E = y + \frac{u^2}{2g} = 1,30 + \frac{3,09^2}{19,62} = 1,78 \text{ m}$$

W drugim zaś:

$$E_1 = 0,72 + \frac{3,09^2}{19,62} = 1,20 \text{ m}$$

Woda nie może przekroczyć określonych tymi wysokościami poziomów, a zatem przy nachyleniu plaży do poziomu pod kątem ( $\text{tang } \alpha = 0,025$ ) nie sięgnie dalej niż na odległość:

$$L = \frac{1,78}{0,025} = 71,2 \text{ m}$$

lub  $L_1 = \frac{1,20}{0,025} = 48 \text{ m}$

Dla poziomu morza podniesionego do  $+ 0,80$  m linia energii względnej przekroju w odniesieniu do poziomu zerowego zwiększy się o  $0,80$  m, a zatem i droga wyładowania energii ulegnie przedłużeniu o  $0,80 : \text{tang } \alpha = 0,80 : 0,025 = 32$  m.

Całkowita szerokość plaży zabezpieczającej wyniesie: przy uwzględnieniu częściowej interferencji fali ok.  $100$  m, przy nieuwzględnianiu interferencji — ok.  $80$  m.

Posługując się otrzymanymi powyżej rezultatami obliczeń, na rys. 3 i 4 w przekroju podłużnym łąd-morze zobrazowano rozkład obszarów erozyjnych.

Wyodrębniono, podobnie jak na rys. 1 i 2, obszary przejściowe, jako atakowane tylko przy ekstremalnych warunkach sztormowych, wreszcie określono granice obszarów spokoju od strony łądu i morza.

W przeprowadzonych powyżej rozumowaniach założono pewien rodzaj sztucznej równowagi, w której jak-

gdyby zastygła masa płynnego piasku, zalegającego obszar erozyjny.

Zdajemy sobie sprawę z niedoskonałości teoretycznej założeń, uważamy jednak, że rząd wielkości wyprowadzonych cyfr i jasny obraz zjawisk zachodzących w strefie erozyjnej stwarzają pewne podstawy do wysunięcia wniosków praktycznych, bądź też postawienia pewnych orientacyjnych tez, wymagających sprawdzenia w naturze.

Wzajemne ścieranie się wielu czynników w reżimie morze-brzeg w ciągu wielu lat doprowadza w końcu do pewnej harmonii, której końcowym efektem powinna być równowaga brzegowa i zbilansowanie ruchu rumowiska w określonym akwatorium.

Gdy jednak w grę wejdzie nowy czynnik — budowla hydrotechniczna, obszar erozyjny odżyć może ponownie. Zależnie od mniej lub więcej brutalnego zakłócenia praw przyrody, należy się spodziewać mniejszych lub większych efektów erozyjnych.

1. Szczególnie niebezpieczne będzie zakłócenie kształtującej się równowagi naturalnej na linii brzegowej, odsłoniętej o  $180^\circ$ , przez budowle wprowadzone prostopadle do linii brzegowej i sięgające w głąb morza.

Budowle takie o charakterze ciągłym (falochrony) łatwo spowodować mogą zepchnięcie w głąb morza potoku rumowiska niesionego od zachodu i stać się przyczyną znacznego pogorszenia dotychczasowych warunków brzegowych na wschód od budowli.

2. W wypadkach koniecznych należy dążyć do usytuowania takich budowli w miejscach, gdzie zakrzywienie linii brzegowej ma charakter naturalny, tj. na odcinku brzegu wklęsłego, chronionego od zachodu brzegiem wypukłym (charakter naturalnej zatoki).

3. Budowa wszelkich opasek brzegowych typu lekkiego wymaga dokładnego przeanalizowania warunków lokalnych. Wydaje się, że nadmierne wkroczenie z opaską brzegową w obszar erozyjny może być przyczyną późniejszego zniszczenia budowli.

Pożądane byłoby takie usytuowanie opaski brzegowej, aby, ustalając linię brzegową, opaska przejmowała na siebie jedynie końcowe efekty działania fal sztormowych; zatem opaski brzegowej nie należy przesuwac poniżej granicy określonego przez nas obszaru przejściowego.

Przypuszczać bowiem należy, że opaska wkraczająca w obszar erozyjny może stać się przyczyną powstania nowych procesów erozyjnych, tym groźniejszych, im bardziej linia jej sytuacyjnie odbiega od naturalnego przebiegu brzegu oraz im mniejsze są ilości rumowiska niesionego przez morze na dany odcinek brzegowy.

W skrajnie niepomyślnych warunkach kresem erozji mogą być głębokości na granicy obszaru przejściowego i erozyjnego, co oczywiście będzie przyczyną zniszczenia opaski budowli.

4. Tam, gdzie istnieje konieczność regulowania linii brzegowej w głębi obszaru erozyjnego, należy stosować budowle cięższe typu nabrzeży o wystarczającej głębokości fundowania, którą należy wyznaczać stosownie do istniejących warunków.

5. Budowle typu ostróg nie powinny całkowicie zamykać ruchu przybrzeżnego rumowiska, mogą go jedynie hamować i, przez zmniejszenie prędkości, sprzyjać tworzeniu się odsypisk. Pożądana jest więc konstrukcja ażurowa, a nie ciągła.

Poza tym budowle takie nie mogą stwarzać warunków ułatwiających erozyjne działanie różnokierunkowych fal, i to na całej długości budowli, jak również u nasady, na brzegu. Pożądana więc jest, aby poziom górny ostróg nie wystawał nad poziom morza, a w żadnym wypadku ponad poziom plaży przybrzeżnej.

6. Wobec zmienności wielu czynników mających wpływ na stabilizowanie się, bądź kształtowanie obszaru erozyjnego na poszczególnych odcinkach brzegowych, wydaje się ryzykowne budowanie ubezpieczeń brzegowych jednego typu na większych długościach w ciągu jednego sezonu budowlanego.

Pożądana jest wykonywanie pewnych odcinków doświadczalnych, aby, w oparciu o obserwacje dotyczące zachowania się budowli i jej wpływów erozyjnych na dno morza i linię brzegową, można było przedłużać budowlę, wprowadzając zmiany oparte na bezpośrednim doświadczeniu.



## WZMACNIANIE GRUNTÓW SYPKICH PRZEZ ZAGĘSZCZANIE

Zagadnienie posadowienia fundamentów pod ciężkie dźwigi, elewatory lub magazyny o dużych obciążeniach itp. Porównawczy opis zagęszczania gruntu metodą wibracji i metodą „Pali Franki”. Metoda wibracji gruntu w połączeniu z palowaniem.

### Wstęp

Obiekty portowe takie, jak np. fundamenty pod ciężkie dźwigi, elewatory lub magazyny o dużych obciążeniach, czy wreszcie place składowe dla rud żelaza, lub innych ciężkich artykułów masowych, stawiają z reguły projektantowi trudne i nie dające się szablono-wo rozwiązać zadanie należytego ich posadowienia. Jeśli uwzględnić, że w większości wypadków są to obiekty dużych rozmiarów, na których bardzo niekorzystnie odbijają się nierównomierne osiadania fundamentów w bezpośredniej bliskości nabrzeży lub obudowanych brzegów, często na terenach o bardzo słabych gruntach, to trudności celowego i ekonomicznego rozwiązania uwidoczną się w całej pełni. Ale nawet w wypadkach, kiedy grunt, na którym ma spocząć budowla, jest „dobrym” gruntem piaszczystym lub piaszczysto-żwirowym, często stajemy wobec faktu, że jest to grunt nasypowy, słabo zagęszczony (np. za nowowybudowaną ścianką szczelną nabrzeża), albo że, w wypadku gruntu rodzimego, przekraczamy naprężenia dopuszczalne, chcąc posadzić budowlę na, choćby szerokiej, ławach i nawet w stosunkowo dużej (ale jeszcze opłacalnej w wykonaniu) głębokości.

W takich wypadkach gruntów sypkich, wykazujących w stanie rodzimym pewną naturalną porowatość, prostą metodą ich wzmocnienia jest wypełnienie porów materiałem wiążącym — a więc zastrzyki, lub petryfikacja, czy też przemieszczenie cząstek gruntu w ten sposób, by zmniejszyć jego porowatość, czyli zagęścić grunt.

Zagęszczenie przez ubijanie powierzchniowe jest skuteczne jedynie w płytkiej warstwie powierzchniowej, a praktyczne znaczenie ma np. w ubijanych warstwach nasypach. Przy większych objętościach nasypu jest to jednak metoda długa i droga, a w gruntach rodzimych niemożliwa do zastosowania. W tym ostatnim wypadku stosuje się pale piaskowo-żwirowe, formowane przez ubijanie piasku ze żwirem w otworze wykonanym uprzednio drewnianym palem, lub pale Dulaca systemu Kompressol, podobne do wyżej opisanych, albo betonowe, z tym, że otwór w gruncie wybija się specjalnie uformowaną babą.

W ciągu ostatnich 10—15 lat weszły w użycie nowe metody zagęszczania gruntów: metoda wibracji i metoda „Pali Franki”.

Chciałbym opisać badania laboratoryjne nad wibracją gruntu przeprowadzone w Z. S. R. R.\*) oraz obie wyżej wymienione metody.

### Metoda wibracji

Badania laboratoryjne opisane przez G. P. Mazurów<sup>(1)</sup>, przeprowadzono w naczyniu o pojemności ok. 7 l, trwale umocowanym do metalowej płyty, spoczywającej na mocnych sprężynach. Maszyna wibracyjna u spodu płyty wprawiała ją wraz z naczyniem w drgania pionowe o amplitudzie 0,5—2,3 mm i częstotliwości 450 — 1500 na minutę. Osiągnięte wyniki zestawiono z rezultatami mechanicznego zagęszczania w przewidzianym normami radzieckimi „zagęszczacz” o pojemności 1 l, stosowanym w praktyce laboratoryjnej, porównując współczynniki porowatości w obu wypadkach.

Badania doprowadziły do następujących wniosków:

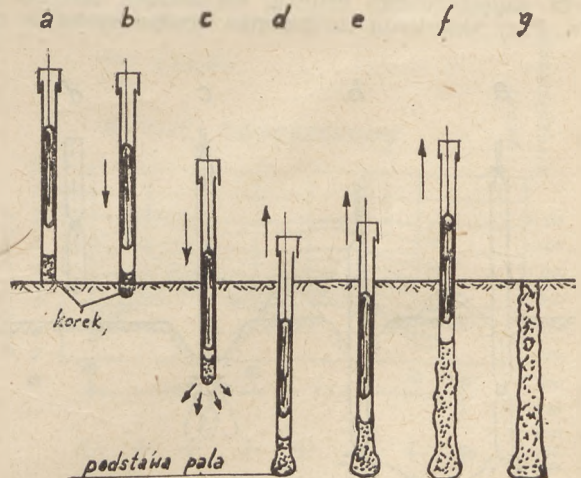
\*) Nawiasem dodać należy, że nie ograniczając się do tego problemu, zbadano możliwości dalszego zastosowania wibracji w robotach fundamentowych, jak np. przy zbijaniu pali i ścianek szczelnych. (Por. artykuł inż. P. Słomianko w nr 5, r. 1950 „Techniki Morza i Wybrzeża”).

Rola wibracji przy zagęszczeniu gruntu polega na tym, że z chwilą wprawienia cząstek gruntu w drgania maleje tarcie między nimi, a to umożliwia ich wzajemne przemieszczenie. Samo zwiększenie ciśnienia nie daje tego efektu, gdyż ze wzrastającym ciśnieniem wzrasta też tarcie między cząstkami. Określenie optymalnych warunków dla wibracyjnego zagęszczenia gruntu było niezmiernie ważne z praktycznego punktu widzenia i dlatego badania laboratoryjne poszły w tym kierunku. Okazało się, że istotne są tu przede wszystkim dwie cechy gruntu: jego skład granulometryczny i stopień wilgotności. Można ogólnie powiedzieć, że znacznie lepiej zagęszczają się grunty sypkie (piaski, żwiry) niż spoiste (gliny, ły), przy czym w gruntach sypkich efekt wibracji jest zależny od powierzchni właściwej gruntu, tj. sumy powierzchni ziarn gruntu zawartych w jednostce jego objętości. Im mniejsza powierzchnia właściwa, tym szybsze jest zagęszczenie pod wpływem wibracji.

Stopień wilgotności jest drugim istotnym czynnikiem decydującym o zagęszczeniu. Najlepiej zagęszczają się piaski suche, natomiast zawilgocenie wybitnie obniża efekt wibracji. Dopiero zupełne wypełnienie porów wodą, w piaskach pod zwierciadłem wody, ułatwia wibracyjne zagęszczenie. W gruntach spoistych nasyconych wodą następuje powiązanie między wodą a mineralnymi składnikami gruntu o typie koloidów, spęcznienie tych części i w rezultacie zwiększenie spoistości. Sama wibracja ma tu wpływ minimalny<sup>(2)</sup>, gdyż zagęszczenie gruntu może nastąpić tylko przy wyparciu wody z porów gruntu. Czas wyparcia tej wody zależy od wymiaru porów i nie może być skrócony przez zwiększenie ciśnienia, wałowanie czy wibrację\*\*.

### Metoda „Pali Franki”

Zastosowana w praktyce metoda „Pali Franki” polega na zabicu w grunt w obrębie, który ma być wzmocniony, szeregu „pali gruntowych”, tj. pali wykonanych identycznie jak zwykłe pale „Franki” i bitych przy użyciu normalnych kafarów „Franki”, ale powstałych przez ubijanie w rurze kafara piasku, żwiru i grysu bez cementu. Sam proces fundowania pala pozostaje przy tym nie zmieniony, jak to widać z rys. 1. Do rury o  $\varnothing$  ok. 50 cm, podwieszanej na spec-

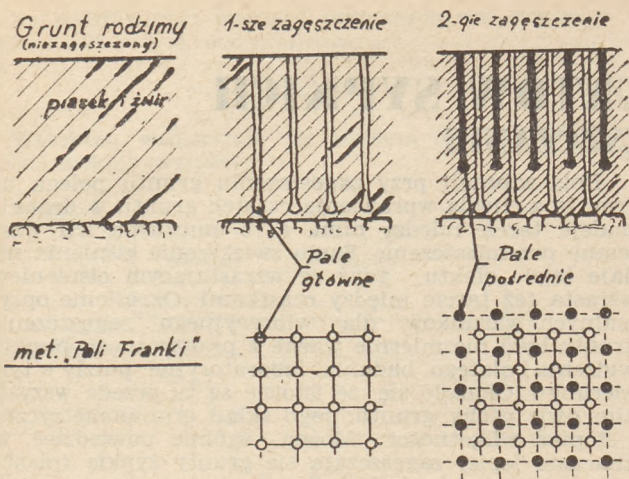


Rys. 1

Formowanie „pala gruntowego” met. „Pali Franki”: a) rura przygotowana do zabicia z luźno usypanym korkiem, b) skompresowany korek uderzeniami baby z niewielkiej wysokości, c) zbijanie rury połączone z zagęszczeniem gruntu otaczającego, d) wybijanie korka i formowanie podstawy pala, e) f) formowanie pala, g) gotowy pal gruntowy

\*\*) Warto wspomnieć, że Chińczycy wiele tysięcy lat temu zagęszczali grunty spoiste przez zabicie pali, wyciągnięcie ich i zasypanie otworów spoiste przez zabicie pali, wyciągnięcie ich i zasypanie otworów nie gaszonym wapnem. Wapno absorbujące wodę z porów gruntu zwiększało jego konsystencję.





Rys. 2

Schemat rozmieszczenia „pali gruntowych” w metodzie „Pali Franki” (pominięto dla przejrzystości ew. pale dodatkowe).

jalnym kafarze i ustawionej na powierzchni terenu, wyspuje się szuflą na windzie piasek ze żwirem. Materiał ten stanowi korek, w który uderza następnie ciężka ok. 3 t, walcowa baba kafara, poruszająca się wewnątrz rury. Tarcie skompresowanego uderzeniami baby korka o wewnętrzną powierzchnię rury jest tak duże, że pod wpływem uderzeń korek ten pociąga za sobą rurę w głąb terenu. Z chwilą osiągnięcia żądanej głębokości rura zostaje trwale podwieszona na kafarze, a korek silnymi uderzeniami baby wybity. Materiał korka, uzupełniany w czasie wbijania przez następne porcje piasku ze żwirem, dosypywane przez rurę, stanowi maczugowatą podstawę pala. Sam pal formuje się z materiału wybijanego uderzeniami baby z rury podciąganej wolno ku górze. Ubicie piasku i żwiru formującego trzon pala, a poddanego w zamkniętej przestrzeni rury uderzeniom ciężkiej baby, jest tak doskonałe, że porowatość tak powstałego „pala” waha się ok. 17%, a więc jest zbliżona do konsystencji ubijanego betonu, jakkolwiek brak tu wypełniającego pory cementu. Otaczający grunt podlega w czasie zabijania pala wstrząsom oraz ekspansji bocznej wybijanego z rury i skompresowanego piasku i żwiru. Wskutek tego obok zagęszczonego do maksimum rdzenia pala powstaje w pewnym zasięgu strefa zagęszczonego gruntu, stanowiąca oparcie dla pala. Przy skupieniu na terenie fundamentowym od-

powiedniej ilości pali równomiernie rozmieszczonych można osiągnąć zagęszczenie gruntu pozwalające przejąć znacznie większe obciążenia niż przed wzmocnieniem. Celem możliwie równomiernego i skutecznego zagęszczenia stosuje się następującą kolejność zabijania pali (rys. 2). Pale zostają zabite w planie w siatce kwadratów, przy czym w pierwszej kolejności zabija się pale główne w narożnikach, następnie zabite zostają pale pośrednie w środkach kwadratów. Nie osiągają one już długości pali głównych, wobec częściowego zagęszczenia gruntu. Wreszcie, w razie potrzeby, w środku boków kwadratów zabija się pale dodatkowe, najkrótsze. Formowanie pali gruntowych przy silnych dynamicznych uderzeniach baby daje gwarancję dobrego przejęcia przez nie ew. dynamicznych obciążeń od fundamentów maszyn i nieznacznych osiadań. Celem zwiększenia efektu zagęszczenia, należy je wykonywać przy wysokim stanie wod gruntowych, lub przy równoczesnym szlamowaniu. Natomiast baczną uwagę zwrócić trzeba na to, by nie stosować tej metody poza murami oporowymi, ściankami szczelnymi, lub innymi konstrukcjami, które byłyby narażone przy tym na duże dodatkowe parcie boczne.

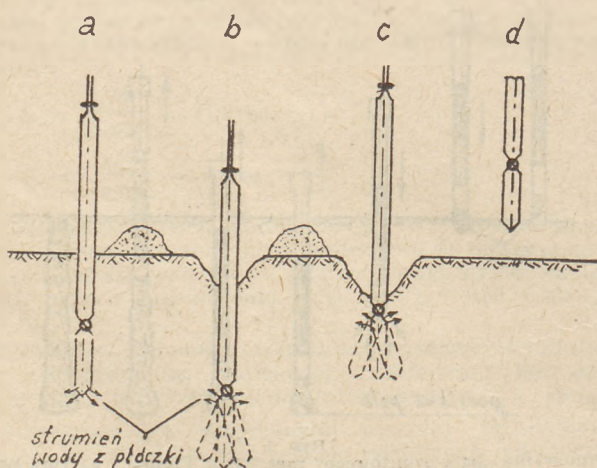
W tych wypadkach natomiast można z powodzeniem stosować metodę vibracji gruntu. W praktyce użyto wibratorów elektrycznych „Kellera” o kształcie cygara  $\varnothing 30 - 40$  cm, długości  $2 - 3$  m, opatrzonego w dolnej i górnej części dyszami. Wibrator podwieszony był na elastycznym przegubie od pionowego wału, w obudowie rurowej, doprowadzającej prąd i wodę do wibratora. Całość umieszczono na rusztowaniu analogicznym do kafarowego. Zapuszczanie wibratora na żadaną głębokość odbywa się bez włączenia motorów, a tylko pod wpływem silnego strumienia wody z dolnych dysz (rys. 3). Po osiągnięciu właściwej głębokości wibrator wprowadzono w ruch, a doprowadzoną wodę równocześnie skierowano tylko przez górne otwory. Drgania wibratora udzielają się otaczającej go masie gruntu, powodując wydatne zmniejszenie tarcia wewnętrznego, tym więcej, że doprowadzona przez górne otwory woda upłynnia piasek. Zapobiega ona również przeskalepieniu się gruntu ponad wibratorem i powoduje obsuwanie się coraz nowych mas w obszar zagęszczany.

Z postępującym zagęszczeniem wzrasta praca motoru, co objawia się zwiększonym zużyciem prądu. W tym momencie należy wibrator podciągnąć w górną, jeszcze nie zagęszczoną warstwę, gdyż zagęszczający się grunt mógłby go uwieźć. Zagłębienie wibratora może sięgać 20 i więcej m. Na powierzchni terenu wokół rury tworzy się wskutek tego lejek zapadającego się gruntu, w który dosypuje się stopniowo piasek, jako najlepszy materiał wypełniający pory gruntu. W pewnych jednakże wypadkach celowe jest dodanie innych frakcji.

Tak np. przy budowie jednego z większych obiektów fabrycznych w Norwegii zaszła konieczność użycia jako materiału wypełniającego grubego piasku i żwiru. Grunt rodzimy stanowił bardzo drobny, pylasty piasek, a wprowadzony przy vibracji grubszy materiał działał jak wiązający szkielec. Po zagęszczeniu na grunt, który pierwotnie nie był zdolny do przeniesienia najmniejszych obciążeń, dopuszczono obciążenie  $6 \text{ kg/cm}^2$ , przy czym przejęte naprężenie krytyczne wynosiło  $15 \text{ kg/cm}^2$ .

### Badania „Dagebo”

Badania nad obu metodami, tj. metodą „Pali Franki” i metodą vibracji, w skali budowlanej przeprowadził Niemiecki Instytut Badawczy Mechaniki Gruntów (Dagebo) na polach doświadczalnych w Berlinie oraz przy budowie hali kongresowej w Norymberdze. Na pole próbne wybrano teren o rodzimym gruncie piaszczystym, z piaskami i żwirami zalegającymi do dużej głębokości. Jako materiału dla formowania pali gruntowych użyto pospółki piaskowo-żwirurowej o średnicy ziarn do 30 mm, rozmieszczając pale w kwadratowej siatce o boku 1,5 m na powierzchni  $18 \times 18 \text{ m} = 324 \text{ m}^2$ . Punkty zagłębienia wibratora były rozmieszczone w siatce o bokach  $2,28 \times 1,97 \text{ m}$  w kwa-



Rys. 3

Schemat metody wibracyjnego zagęszczenia gruntu: a) zapuszczenie wibratora w grunt przy pomocy płuczki. Strumień wody kierowany przez dolne dysze. b) c) Wibrator pracuje przy równoczesnym doprowadzeniu wody przez górne dysze. Wokół rury tworzy się lej uzupełniany przygotowanym materiałem. d) Zakończony proces vibracji.

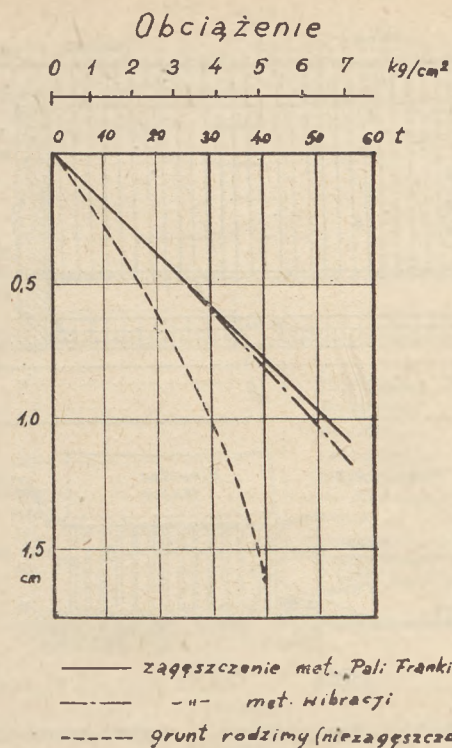


dracie o boku ok. 20 m. Próby przeprowadzono przy wysokim i niskim zwierciadle wody gruntowej. W metodzie „Pali Franki“ stwierdzono, że w tym ostatnim wypadku ilość wprowadzonego materiału była o 9% mniejsza niż w wypadku wysokiego stanu wody gruntowej. Wynik ten jest całkowicie zgodny z podanymi wyżej badaniami laboratoryjnymi. Mianowicie naturalne zwilgocenie gruntu powyżej zwierciadła wody gruntowej daje efekt pozornej kohezji, zwiększa spójność gruntu i czyni go bardziej odpornym na zagęszczenie. Wibracja w gruncie pod wodą oraz w gruncie o niskim poziomie wody gruntowej nie dawała zasadniczej różnicy, wobec doprowadzenia wody podczas pracy wibratora.

Efekt zagęszczenia w wykonanych próbach i budowach był sprawdzany w różny sposób. Mierzono mianowicie ilość wprowadzonego w grunt materiału, badano opór sondy  $\varnothing$  35 mm, wbijanej określonym ciężarem z określonej wysokości, badano porowatość próbek pobranych przed i po wzmocnieniu, stosowano obciążenia próbne, wreszcie badano prędkość rozchodzenia się w gruncie fal powstałych z dynamicznych uderzeń. Jak stwierdzono, wzrastającej prędkości rozchodzenia się fal odpowiadają większe naprężenia dopuszczalne. Obciążenia próbne dałyby wyniki najpewniejsze, gdyby można było obciążyć większe partie terenu, eliminując w ten sposób lokalne różnice, jakie musiały powstać między samymi „palami“ a gruntem między nimi. Wobec dużych naprężeń przenoszonych przez grunt po wzmocnieniu (ok. 12 kg/cm<sup>2</sup>), okazało się to jednak niewykonalne. Obciążano więc płytą o powierzchni 0,785 m<sup>2</sup> ( $\varnothing$  1 m) same pale, lub punkty zagłębienia wibratora i teren między nimi. Wyniki wykazały małe różnice, w ogóle zaś wykazały znaczne wzmocnienie gruntu. Przy obciążeniu 7 kg/cm<sup>2</sup> osiadanie było prawie wprost proporcjonalne do obciążeń, podczas gdy poprzednio przy niższych obciążeniach gwałtownie rosło (rys. 4). Wyniki badań są zestawione w tabeli oraz przykładowo zilustrowane wykresem (rys. 5). Ponadto przy budowie hali kongresowej w Norymberdze badano prędkość rozchodzenia się fal w gruncie przed i po wzmocnieniu metodą „Pali Franki“. Prędkość ta wynosiła w gruncie nie wzmocnionym 165 m/sek, co odpowiadało 2 kg/cm<sup>2</sup> naprężenia dopuszczalnego, i wzrosła po palowaniu do 430 m/sek, odpowiadając dopuszczalnemu naprężeniu 4,5 kg/cm<sup>2</sup>. W obu metodach wyniki wzmocnienia gruntu były w pełni zadawalające i pozwoliły na dopuszczenie naprężeń na grunt 2 — 3 razy większych od tych, jakie przenosił grunt nie zagęszczony. W me-

Wyniki osiągnięte przy zagęszczaniu gruntu met. „Pali Franki“ i met. wibracji

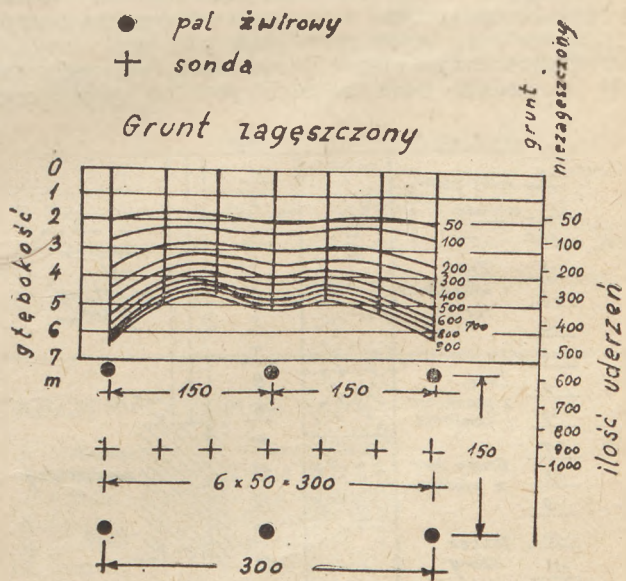
L. p.	Wyszczególnienie	grunt rodzimy	grunt wzmocniony	
			met. „Pali Franki“	met. wibracji
1	Powierzchnia pola próbnego m <sup>2</sup>	—	325	425
2	Rozmieszczenie „pali gruntowych“ lub otworów wibrowanych maxm	—	1,5 × 1,5	2,28 × 1,97
3	Powierzchnia przypadająca na 1 pal (otwór) m <sup>2</sup>	—	2,25	4,5
4	Ilość materiału wprowadzonego w grunt m <sup>3</sup>	—	700	925
5	% ilość wprowadzonego materiału w stos. do objętości zagęszczanego gruntu %	—	9,2	9,8
6	Ilość mat. wprowadzonego w grunt w przeliczeniu na 1 mb pala (otworu) m <sup>3</sup> /mb	—	0,335	0,440
7	Zagłębienie sondy po 600 uderzeniach w gruncie o wysokim zwierciadle wody gruntowej m	11,2	5,2	6,5
8	J. w., w % zagłębienia w gruncie rodzimym %	100	46	56
9	Zagłębienie sondy po 600 uderzeniach w gruncie o niskim zwierciadle wody gruntowej m	7,7	4,6	3,6
10	J. w., w % zagłębienia w gruncie rodzimym %	100	60	47



Rys. 4

Próbne obciążenia gruntu rodzimego i zagęszczonego met. „Pali Franki“ i met. wibracji

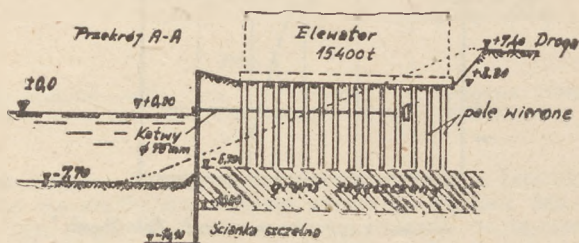
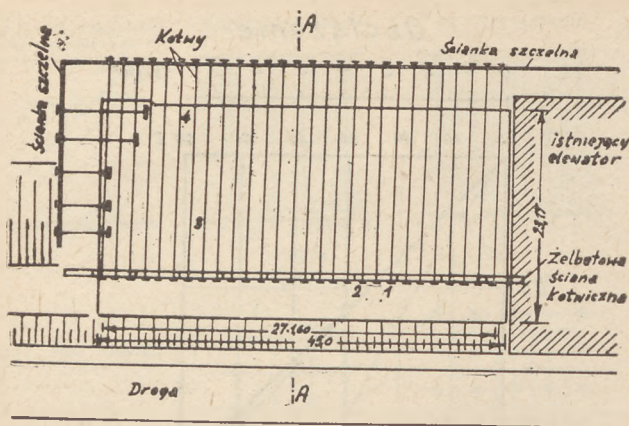
todzie „Pali Franki“ należy przyjąć, że przeniesienie obciążeń dokonuje się w pierwszym rzędzie przez „pale gruntowe“, oddające obciążenie tarciem na zagęszczony grunt. Przy wibracyjnym zagęszczaniu rozkład naprężeń jest równomierny i łatwy do przewidzenia, a niebezpieczeństwo dużych i nierównomiernych osiadań niemal wykluczone. Grunt nasypowy ulega działaniu wibratora na pełnej wysokości, bez potrzeby ubijania go warstwami w czasie wykonywania nasypu. Natomiast metoda „Pali Franki“ w gruntach nasypowych nie może być stosowana, wobec ciężkiego sprzętu kafarowego. Mały rozstaw pali gruntowych czy otworów wibrowanych wpływa korzystnie na równomierność za-



Rys 5

Badanie zagłębienia sondy w gruncie nie zagęszczonym i w obszarze ograniczonym 6 palami gruntowymi wg met. „Pali Franki“. Skrajne sondy wykazują mniejsze opory wskutek braku dalszych pali





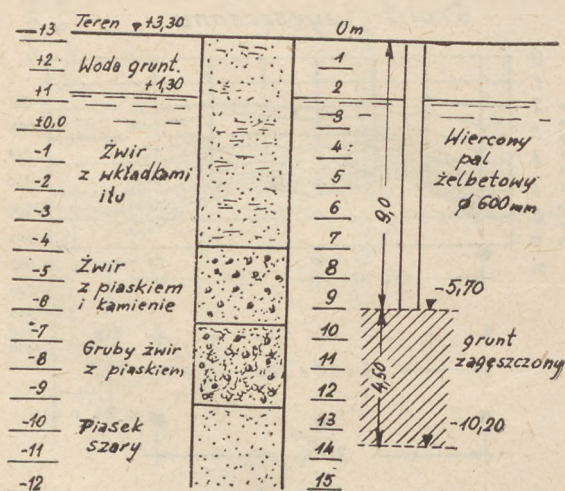
Rys. 6

Sytuacja projektowanego elewatora i przekrój poprzeczny przez nabrzeże

gęszczenia. Jako najekonomiczniejszy należy uznać rozstaw  $1,5 \times 1,5$  m.

### Metoda wibracyjna Bernatzika

Warto wspomnieć o innej jeszcze, z pomyślnym wynikiem stosowanej, metodzie wibracyjnego zagęszczenia gruntu W. Bernatzika (2). Wibratorem jest w tej metodzie wąż parciany, przez który z dużą prędkością przepływa strumień wody. Strumień ten wprawiony jest w drgania przez specjalnie skonstruowany wentyl, zamykający i otwierający przelot. Urządzenie działa podobnie do taranu hydraulicznego, wprawiając strumień wody i elastyczny wąż parciany w drgania, udzielające się otaczającemu gruntowi. W nasypach stosuje się zasadniczo poziome ułożenie przewodu na spodzie nasypu. Po ukończeniu nasypu przepuszcza się wodę przez wąż, przy czym wskutek powstałych drgań piasek w otoczeniu rury zachowuje się jak ciecz. Pozwala to na powolne podnoszenie



Rys. 7

Przekrój geologiczny gruntu pod projektowanym elewatorem. Schemat pali żelbetowych opartych na warstwie zagęszczonego gruntu

przewodu ku górze i wydobywanie go w miarę postępującego zagęszczenia. Konieczne jest równoczesne całkowite nasycenie wodą wibrowanego gruntu.

W gruntach rodzimych, gdzie ułożenie poziome węża jest niemożliwe stosuje się pionowe lance, złożone z cienkiej metalowej rury, okrytej węzłem o dużo większej średnicy. Strumień wody płynie metalową rurą w dół, a węzłem ku górze, przy identycznym urządzeniu dławiącym, jak wyżej opisane. Wybitne skrócenie czasu zagęszczania można w tym wypadku osiągnąć przez kilkakrotne zupełne opróżnienie węża w czasie wibrowania. Piasek wokoło przewodu obsypuje się wtedy bez przeszkód, a przy powtórным wprowadzeniu do węża drgającego strumienia wody — ulega zagęszczeniu. Lance Bernatzika można opuszczać w osłonie rury wierzącej lub płuczającej, podnoszonej sukcesywnie w czasie zagęszczania.

Wreszcie do zagęszczania gruntu można użyć normalnych wglębnych wibratorów betonowych, pracujących wraz z płuczką.

### Metoda wibracji gruntu w połączeniu z palowaniem

Zagęszczanie gruntów wibracją można łączyć z innymi metodami fundamentowania, osiągając doskonałe wyniki. Tak np. w jednym z portów niemieckich zastosowano wiercone w gruncie pale żelbetowe, oparte na warstwie gruntu zagęszczonej sposobem wibracji (4). Zachodziła mianowicie konieczność rozbudowania istniejącego elewatora zbożowego przez dobudowanie do istniejącego budynku nowego elewatora o wymiarach w rzucie  $45 \times 23,17$  m. Jak to widać na rys. 6, elewator ten miał stać bezpośrednio za ścianką nabrzeża, zakotwioną do tarcz kotwicznych, ułożonych w gruncie rodzimym ściągami długości 24 m w rozstawie 1,6 m. Tarcze kotwiczne stanowiły ciągłą ścianę, zdyletowaną w odcinkach 4,8 m. Ciężar własny elewatora wynosił 17.600 t, ciężar użytkowy 15.400 t. Przy podanych wyżej wymiarach budynku łączny ciężar dawał nacisk  $3,16 \text{ kg/cm}^2$ . Posadowienie budynku na płycie grubości 1,25 m, jak to początkowo projektowano, okazało się niemożliwe wobec przeciążenia ścianki pod wpływem tak obciążonego naziomu. Niemożliwe było również posadowienie budynku na palach zabijanych. Przy nośności 35 t/pal, jaką można było osiągnąć dla pala  $34 \times 34$  cm, długości 8 m, należało by zabić ok. 950 pali. Łączna kubatura tych pali wynosi 880 m<sup>3</sup>. Pale zabijane między ścianką i utrzymującą ją ścianą kotwiczną działałyby zatem jak kliny, prowadząc do niebezpiecznego przeciążenia, a ewentualnie i do zerwania ściągów. Istniała możliwość użycia jako pali dźwigarów stalowych, ale była to alternatywa bardzo kosztowna, ze względu na ilość potrzebnego żelaza.

Zdecydowano się wobec tych warunków na wiercone pale żelbetowe, formowane w gruncie. Równocześnie trzeba było zwiększyć do maksimum nośność pojedynczego pala, gdyż w terenie przeciętym ściągami w odstępach 1,6 m wywiercenie 950 pali było niemożliwe. Należało podnieść nośność pala do 80 t, co pozwoliłoby na ulokowanie ok. 400 pali, mieszczących się w granicach planowanego fundamentu. Uzyskano to przez zagęszczenie wibratorami Kellera warstwy gruntu od poziomu - 5,70 m do - 10,20 m, na której to warstwie oparto stopę pali wierconych  $\phi 60$  cm, długości 9 m (rys. 7). Zagęszczenie gruntu na tej głębokości nie powodowało niekorzystnego parcia na ściankę, a dla wykonanych pali stanowiło doskonałe oparcie. Wiercenie otworu dla pala, zagęszczenie wibratorem gruntu w stopie oraz betonowanie samego pala dokonywano specjalnie zestawionym sprzętem. Mianowicie z wieży kafarowej wiercono rurą  $\phi 620$  mm otwór od poziomu terenu (+ 3,30 m) do głębokości - 5,70 m. Następnie przez rurę opuszczono wibrator na spód wykonanego otworu. Wprawiony w ruch wibrator, przy pracującej płuczce, tłoczącej strumień wody przez otwory w dolnej jego części, szybko osiągał dolny poziom warstwy przewidzianej do zagęszczenia i rozpoczął zagęszczanie gruntu od dołu ku górze. Częstotliwość drgań wibratora wynosiła ok. 3.000 na minutę, płuczka tłoczyła



przy tym wodę pod ciśnieniem 1—2 atm. górnymi dyszami, doprowadzając piasek z górnych warstw w strefę zagęszczaną. W tworzący się na powierzchni terenu lej wokół wywierconego otworu dosypywano piasek w ilości przeciętnie 2,5 m<sup>3</sup> na 1 otwór. Poza tym, po wykonanych pracach i splantowaniu terenu poziom był obniżony o 10 cm w stosunku do poziomu przed przystąpieniem do robót. Po zagęszczeniu terenu wyciągano z rury wibrator, wprowadzono do niej zbrojenie pala (8 ∅ 12 mm) i rurę do betonowania, o mniejszej średnicy, opatrzoną u dołu kłapą. Kłapa zapobiegała wdarciu się wody do rury wewnętrznej, do której wsypywano beton (350 kg wysokowartościowego cementu na 1 m<sup>3</sup> betonu). Celem umożliwienia związania betonu w palach, wykonywano co drugi pal w planowanej siatce, wracając następnie do pali pominiętych. Należy podkreślić, że, jakkolwiek górna granica zagęszczanej warstwy była 9 m pod powierzchnią terenu, to jednak wpływ wibracji udzielał się też 9-metrowej masie gruntu nie wibrowanego. Osiadanie gruntu w tym rejonie doprowadziło do wychylenia ścianki szczelnej wraz z kotwiącymi ją płytami o 10—20 cm, co zmusiło wykonawców do przedsięwzięcia całego szeregu dodatkowych kroków zabezpieczających.

Dla skontrolowania wyników zagęszczenia gruntu wykonano szereg próbnych obciążeń pali. W szczególności chodziło o przekroczenie się, czy pale osiągnęły dopuszczalny udźwig 80 ton i czy przy 1,5-krotnym współczynniku pewności (a więc 120 t obciążenia) osiadanie nie przekroczy 25 mm. Kilkadziesiąt pali w dużej odległości za ścianką szczelną i poza ścianką kotwiczną posadowiono w gruncie zagęszczonym również na pobocznicy pala oraz na samej tylko pobocznicy. W ten sposób można było przeprowadzić 4 próbne obciążenia:

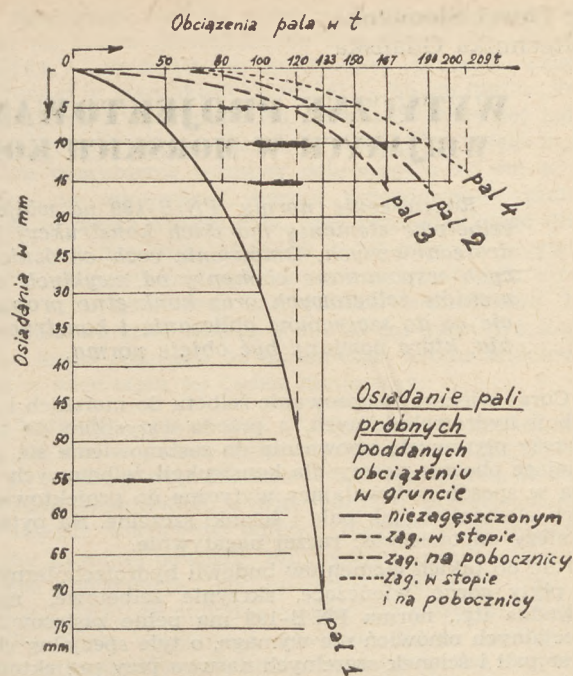
1. pala w gruncie nie zagęszczonym,
2. pala w gruncie zagęszczonym na pobocznicy,
3. pala w gruncie zagęszczonym w stopie,
4. pala w gruncie zagęszcz. w stopie i na poboczn.

Rezultaty tych obciążeń sumuje wykres rys. 8. Wynika z niego w sposób bezsporny skuteczność wibracji, na skutek której grunt dający przed wzmocnieniem niedopuszczalne osiadanie pala 49,2 mm, przy wymaganej nośności 120 t, po zagęszczeniu w stopie i na pobocznicy przeniósł z łatwością obciążenia do 200 t na pal, przy czym trwałe osiadanie (po odciążeniu) wynosiło 9,8 mm.

W wyniku wzmocnienia gruntu w stopie, co miało miejsce w większości wykonanych pali, osiągnięta nośność przekraczała daleko min. żądanie 80 t i wahała się od 120 do 160 t dopuszczalnego obciążenia na pal. Pomijając wpływ uzbrojenia, naprężenie ściskające w betonowym przekroju pala ∅ 60 cm (powierzchnia przekroju = 2.827 cm<sup>2</sup>) wynosiło:

przy P = 80 t (zastosowana nośność) — 28,4 kg/cm<sup>2</sup>  
 przy P = 120 t (dopuszczalna nośność) — 42,8 kg/cm<sup>2</sup>  
 przy P = 200 t (obciążenie próbne) — 74,0 kg/cm<sup>2</sup>.

Ponieważ pale te niosły prawie wyłącznie przez opór w ostrzu, zatem piasek pod stopą pala musiał przejmować 40—50 kg na cm<sup>2</sup>. Zagęszczenie pozwoliło zatem na doprowadzenie obciążeń piasku na tej głębokości do obciążeń rzędu dopuszczalnych w betonie. W palach



Rys. 8  
 Osiadanie pali próbnych w gruncie rodzimym i zagęszczonym

długich niebezpieczne może być przy tych obciążeniach wyboczenie, czemu zapobiec można przez zagęszczenie terenu na pobocznicy pala. Na budowie wykonano badania porowatości piasku. Pobrane próbki spod stopy pala było niewykonalne. Zbadano natomiast porowatość gruntu zagęszczonego wokół pobocznicy pala, pobierając próbkę z głębokości 2,5 m. Wykop do tej głębokości utrzymywał się przy pionowych ścianach bez wzmocnień, a pobrane próbki wykazały porowatość  $n = 33,5\%$  i  $n = 36,3\%$ , wobec porowatości gruntu rodzimego  $n = 41,4\%$ .

Stopień zagęszczenia określić można wzorem

$$z = \frac{n_0 - n}{n_0 - n_d} 100\%, \text{ w którym}$$

$n_0$  — porowatość luźno usypanego gruntu (maks.)  
 $n_d$  — porowatość gruntu macierz. zagęszczonego laboratoryjnie (szlamowaniem i wibracją) (minimalna porowatość).

W wypadku opisywanej budowy  $n_0 = 57,32\%$ ,  $n_d = 32,3\%$ . Grunt rodzimy miał więc zagęszczenie  $z = 63,6\%$ , a grunt zwibrowany 84,0% i 95,0%. Należy się spodziewać, że na większych głębokościach zagęszczenie to musiało być jeszcze większe.

#### LITERATURA

1. G. P. Mazurow: O wibracjonnom metodzie uplotnienia gruntów, „Gidrotechnicheskoe stroitelstwo”, Nr 4, r. 1949.
3. Kolbrunner: Fundation und Konsolidation, t. II.
3. R. Hoffmann i H. Muhs: Die mechanische Verfestigung sandigen und kiesigen Baugrundes, „Bautechnik”, 1944, Heft 33/36.
4. A. Scheidig: Speichergründung auf Rüttelfusspfählen, „Bautechnik”, 1940, Heft 25.

### PLAKATY OSTRZEGAWCZE I TABLICE INSTRUKCYJNE

Centralna Rada Związków Zawodowych wydała szereg plakatów i tablic instrukcyjnych z zakresu bezpieczeństwa i higieny pracy. Dystrybucją plakatów zajmuje się Centrala Obrotu Księgarskiego „Dom Książki”, Dział Artykułów Piśmiennych:

1. Białystok — ul. 1 Maja 24,
2. Bydgoszcz — Zbożowy Rynek Mag. 2,
3. Gdańsk — Plac Drzewny 3/7,
4. Kielce — ul. Sienkiewicza 65,
5. Katowice — ul. Warszawska 11,
6. Kraków — ul. Wiślna 3,
7. Lublin — ul. Stalingradzka 14,
8. Łódź — ul. Piotrkowska 149,
9. Olsztyn — ul. Mazurska 7,
10. Poznań Gł. — ul. Roosevelta 19,
11. Rzeszów — ul. 3 Maja 12,
12. Szczecin (Turzyn) — Al. W. Polskiego 41,
13. Warszawa — ul. Mazowiecka 9,
14. Wrocław — ul. Rynek 60 Mag. 4.



## WYTICZNE PROJEKTOWANIA ŻELBETOWYCH ELEMENTÓW WBIJANYCH W MORSKICH KONSTRUKCJACH HYDROTECHNICZNYCH

*Rozszerzenie normy PN/B-199 na wbijane żelbetowe elementy morskich konstrukcji hydrotechnicznych. Omówienie cech odróżniających wspomniane elementy od zwykłych elementów żelbetowych oraz konkretne propozycje co do szczegółów obliczania i konstruowania, które powinny być objęte normą.*

Coraz większe zastosowanie żelbetu do morskich konstrukcji hydrotechnicznych, a przede wszystkim do tzw. nabrzeży płytowych, upoważnia do zastanowienia się, czy istniejące obecnie normy dla konstrukcji żelbetowych ujmują w sposób zadowalający wytyczne do projektowania takich elementów, jak pale i ścianki szczelne. Na pytanie to należy odpowiedzieć raczej negatywnie.

O ile do takich elementów budowni hydrotechnicznych, jak płyty górne wieńczące, skrzynie żelbetowe, mury nadwodne itp., norma PN/B-199 ma pełne zastosowanie i specjalnych omówień nie wymaga, o tyle specjalny charakter pali i ścianek szczelnych nasuwa przy projektowaniu szereg wątpliwości ze względu na to, że wspomniana norma nie daje w tych wypadkach wyraźnych wytycznych, z których każdy projektujący mógłby bez zastrzeżeń korzystać.

Ten specjalny charakter wynika z odmiennego sposobu wmontowywania pali i ścianek szczelnych (wbijanie) oraz z faktu, że omawiane elementy dolnym swym końcem tkwią w gruncie, a więc w środowisku całkiem odmiennym niż żelbet, mur itp.

Celem niniejszego artykułu jest właśnie omówienie, na tle toczących się dyskusji na ten temat w łonie Normalizacyjnej Komisji Budownictwa Morskiego, tych dodatkowych wytycznych, które powinny być, moim zdaniem, uwzględnione przy uzupełnianiu istniejącej, lub też przy tworzeniu nowej normy dla potrzeb morskiego budownictwa żelbetowego.

W dalszym ciągu omówię kolejno sprawy obliczania i konstruowania elementów wbijanych.

### Obliczanie

Wychodząc z ogólnie przyjętego sposobu obliczania pali według wytycznych PN/B-199 dla słupów ściskanych osiowo (lub mimośrodowo), poruszę przede wszystkim uwzględniane w obliczeniach wyboczenie pali pod obciążeniem statycznym. Sama metoda postępowania jest wyraźnie podana we wspomnianej normie, ale przy palach powstaje dodatkowa kwestia, czy należy pał traktować jako utwierdzone u dołu, i — jak głęboko przyjąć przekrój utwierdzenia. Aczkolwiek długość wyboczeniowa w takim wypadku jest sprawą sporną i, o ile mi wiadomo, ma być szerzej omówiona w normie dotyczącej nośności pali, jednak, dopóki wspomnianej normy nie ma, uważam za celowe ująć to tymczasowo w normie żelbetowej. Obserwacje dokonane w naszych portach nad złamanymi dalbami oraz doświadczenia przeprowadzone nad obciążeniem pali siłami poziomymi za granicą (ZSRR), dają możliwość stwierdzenia, że założenie całkowitego utwierdzenia w gruncie końców pali na głębokości od 0,5 do 1,0 m (w zależności od zwarłości podłoża) poniżej powierzchni terenu będzie zgodne z rzeczywistością w dostatecznej dla praktyki mierze.

Łatwiejsza sprawa jest z utwierdzeniem głowic, ale i tu należało by sprawę postawić wyraźniej, rozważając pał jako utwierdzone tylko wtedy, jeśli został on wpuszczony w nadbudowę co najmniej na 0,5 m, lub, w wypadku pali albo ścianek zginanych, jeśli wkładki podłużne po rozkuciu głowicy zostały wpuszczone w nadbudowę na długość wynikającą z momentu zamocowania.

Należało by także podkreślić konieczność sprawdzania pali na zginanie w czasie transportu.

Często słyszy się zdanie, że pale należy w transporcie sprawdzać w najniekorzystniejszym założeniu, a więc np. dla wypadku, gdy pał podnoszony jest za jeden koniec, a drugim opiera się o grunt. Takie podejście przy palach długich może zadecydować o ilości zbrojenia i uważam je dlatego za nieekonomiczne i niesłuszne. Stwierdziłem niejednokrotnie, że przedsiębiorstwa pracujące na naszym wybrzeżu wbetonowują z wczesną w pał dwa uchwyty, za które podchwytyują później gotowy pał i transportują go na żądane miejsce. Ten sposób jest, według mnie, najsluszniejszy, gdyż od razu przesądza o miejscach, w których pał może być podparty (lub podchwycony), co z kolei pozwala rozstawić uchwyty tak, aby uzyskać najmniejsze momenty gnące od ciężaru własnego. Wypadek nierównomiernego naciągu lin przy opuszczaniu pala grozi, co prawda, bardziej niebezpiecznym rozkładem momentów, ale może być wyeliminowany np. przez urządzenie pomysłu prof. Boguckiego (patrz „Technika Morza i Wybrzeża“ nr 11/1950). Zatem, w warunkach naszego wybrzeża, wobec przejmowania w dodatku wszystkich hydrotechnicznych robót morskich przez jedno wielkie przedsiębiorstwo państwowe, można i trzeba narzucić, aby z góry były projektowane uchwyty do podchwytywania pali, i to w odległości ok. 1/5 l od końców, gdzie l — długość pala (równe momenty gnące na podporach i w przęśle). Taniej będzie kosztowało wprowadzenie przez wykonawców prostych urządzeń pomocniczych niż przezbrajanie pali. Rzecz jasna, że powyższe dotyczy również brusów ścianek szczelnych.

### Konstruowanie

Sprawa, która w pierwszym rzędzie powinna być ujęta w ściślejsze ramy, to określenie minimalnych średnic dla wkładek podłużnych zbrojenia. Przy rusztach wysokich obliczenie pala jako słupa daje na ogół dość duże wymiary przekrojów wkładek, tak że są one dostateczne do usztywnienia pala w celu przeniesienia obciążeń dynamicznych w czasie wbijania. Natomiast przy palach tkwiących całkowicie w gruncie, których wolna długość jest bardzo mała, albo równa zero, obliczenia doprowadzają do małych wymiarów zbrojenia, które mogą okazać się za słabe do przeniesienia uderzenia baby katarowej. Wyłania się tu zatem potrzeba ustalenia najmniejszych dopuszczalnych średnic zbrojenia głównego, niezależnie od obliczeń na obciążenie statyczne, oraz określenia kryteriów, od których należy te minima uzależnić. Kryteriami tymi są: długość pala i opór stawiany przez grunt przy wbijaniu.

Z tych dwóch wielkości opór gruntu jest szczególnie trudny do określenia, zwłaszcza jeśli nie zostało przeprowadzone próbne obciążenie pala\*). Oszacowanie przewidywanego oporu tylko na podstawie wyników wierceń, czy nawet badań laboratoryjnych, prowadziłyby do zbyt indywidualnego podejścia, a przede wszystkim nie dałoby możliwości jasnego postawienia sprawy; jasne i proste postawienie zagadnienia jest konieczne przy tworzeniu tych czy innych znormalizowanych wytycznych. Dlatego też proponowałbym obejście skomplikowanego zagadnienia oporu, uzależniając minimalną dopuszczalną średnicę wkładek głównych dla danego pala od jego długości oraz od przewidywanego statycznego obciążenia. Pał odznacza się tym większą nośnością, im większy jest opór, jaki stawia przy wbijaniu. Z drugiej strony większe obciążenia powinien otrzymać zawsze ten pał, który odznacza się większą nośnością. Wynika stąd, że i przewidywane obciążenie pala jest pośrednio zależne od oporu. Zależność tę można by ująć w następującej tablicy:

\*) Określenie długości pala dla danego obciążenia, bez wykonania obciążenia próbnego, stanowi również problem, lecz nie należy to do tematu niniejszego artykułu, a więc kwestię tę pomijam.



Długość pala (m) l	Minimalna średnica zbrojenia podłużnego (mm) $\varnothing$ przy obciążeniu:		
	do 30 t.	30 — 50 t.	powyżej 50 t
6,0	14	16	18
6,0 — 10,0	18	20	22
10,0 — 16,0	24	26	28
20,0	28	30	32

Ułożona w oparciu o projekty pali stosowanych w budownictwie morskim, tablica powyższa przewiduje, że najmniejsza średnica wkładek głównych, jaka w ogóle może być zastosowana do pali wbijanych, ma wynosić 14 mm. Stanowi to zwiększenie o 2 mm w stosunku do normy PN/B-199 dla słupów i znajduje uzasadnienie w obciążeniu dynamicznym przy wbijaniu. Takie dodatkowe zróżniczkowanie wymiarów średnic w zależności od wielkości przewidywanego obciążenia uważam za konieczne, gdyż zastosowanie jednakowych wkładek do pali tej samej długości, ale niejednakowej nośności, a więc stawiających niejednakowe z reguły opory, byłoby nieekonomiczne (zakładam tu, że pale są zaprojektowane prawidłowo, tzn., że przewidywane obciążenie odpowiada faktycznej nośności pala).

Co do dalszych szczegółów konstrukcyjnych, to należało by wyeliminować w palach łączenie wkładek podłużnych na zakładki, i to w zastosowaniu zarówno do pali ściskanych jak też wyciąganych, gdyż i te i tamte są narażone w czasie wbijania na wyboczenie.

Zakończenie wkładek podłużnych w palach wyciąganych hakami nie należy uważać za konieczne, jak to przewiduje norma PN/B-199. Odgięcie prętów może tu mieć miejsce albo w ostrzu, albo w głowicy pali. W ostrzu wszystkie wkładki są zazwyczaj przygięte do środka i uchwycone zagęszczonymi strzemionami, tworząc w ten sposób zespół, który może przeciwstawić się daleko większym siłom niż występujące normalnie w palach wyciąganych. Należy tu zalecić spawanie końców głównych wkładek. Zakończenie wkładek hakami w głowicy jest niepotrzebne, gdyż, wobec stałej siły wyciągającej na całej długości pala, haki nie spełniają tej roli, do której są przeznaczone, natomiast za konieczne należy uważać, zgodnie z P/NB-199, odgięcie prętów wychodzących z pali wyciąganych i zabetonowanych w górnej konstrukcji.

Maksymalny rozstaw strzemion należało by ustalić na 30 cm (zamiast 40 cm wg PN/B-199), a to znów ze względu na obciążenie dynamiczne przy wbijaniu.

Wobec rozpowszechnienia się w praktyce budownictwa morskiego strzemion plecionych z drutów, należy do normy wprowadzić wytyczne, na których mogliby oprzeć się projektanci. Logiczne będzie tu ustalenie minimalnego łącznego przekroju drutów w takim strzemieniu na 1/16 przekroju wkładki zbrojenia głównego, a to w oparciu o PN/B-199, gdyż 0,25  $\Delta$  zbrojenia podłużnego odpowiada właśnie 1/16 jej przekroju. Minimalną średnicę poszczególnych drutów w strzemieniu można określić na 2,8 mm, w oparciu o przykłady stosowania takich średnic i u nas i za granicą.

Należy ująć w pewne wytyczne także układ zbrojenia w głowicy i ostrzu. Te partie pali są bezpośrednio narażone na przeciwdziałanie gruntu w czasie penetracji pala (ostrze) oraz na przyjmowanie uderzeń baby katarowej (głowica), co wymagałoby uświęcenia powszechnie stosowanego zagęszczenia strzemion na tych odcinkach co najmniej do 1/3 ich zasadniczego rozstawu i zaopatrzenia głowicy i ostrzy w dodatkowe wkładki podłużne na długości od 1,0 do 1,5 m tej samej średnicy co zbrojenie główne.

Omówienia wymaga również grubość warstwy ochronnej betonu. Żelbet w konstrukcjach morskich jest narażony stale na działanie wody morskiej, która jest mniej lub więcej zasolona. Norma PN/B-199 nie precyzuje w tym wypadku koniecznej grubości betonu, ograniczając się tylko do ogólnej wskazówki, że w konstrukcjach narażonych na wpływy chemiczne grubość ta powinna być zwiększona co najmniej o 1 cm. Należy tu zastanowić się, czy to minimalne zgrubienie będzie w naszych warunkach wystarczające.

Zestawiając wyniki badań nad wpływem wody morskiej na beton, prowadzonych w różnych krajach, prof. Pogany dochodzi do minimalnej grubości warstwy ochronnej w warunkach morskich — 7,5 cm (patrz „Technika Morza i Wybrzeża“, 1947, nr 5). Do cyfry tej jednak należy podejść bardzo ostrożnie, już choćby z tego względu, że pogrubienie warstwy ochronnej o 4,5 cm w stosunku do minimalnej, normą przewidzianej, grubości zwiększy ciężar własny pala, przy przeciętnej jego długości 15 m i przekroju 35  $\times$  35, o 2,6 tony, co oczywiście bardzo niekorzystnie wpłynie na koszt materiału i robocizny. Poza tym, przy uderzeniach kilkutonową babą ochronna warstwa betonu grub. 7,5 cm może być stosunkowo łatwo odłupana od właściwego trzonu żelbetowego pala, a więc efekt jej będzie minimalny.

Zestawione przez prof. Pogany'ego wyniki dotyczą, jak widać, przede wszystkim wód otaczających Amerykę i Anglię, a więc znacznie więcej zasolonych. W świetle badań niemieckich, a więc bardziej przystosowanych do naszych warunków, wpływy chemiczne na niszczenie betonu są mniej poważne niż czynniki mechaniczne atakujące konstrukcję, jak np. mróz, uderzenie fali, itp. Walkę z tymi czynnikami należy prowadzić przez odpowiedni dobór kruszywa i cementu. Na to właśnie, jak również na sposób wykonania betonu powinno się położyć odpowiednio silny nacisk przez ujęcie w nader szczegółowe przepisy. Nie należy to jednak do tematu niniejszego artykułu. Niemniej sprawa jest bardzo ciekawa i warta bliższego zastanowienia się.

Poza wpływami chemicznymi, przy palach i ściankach szczelnych należy się liczyć z powstawaniem włoskowatych rys na ich powierzchniach w czasie wbijania. Rysy takie, rzecz jasna, ułatwiają szybsze niszczenie żelaza zbrojeniowego, z czego wypływa wniosek, że warstwa betonu nie może też być zbyt mała.

W świetle powyższych uwag oraz w oparciu o pale wykonywane na wybrzeżu, uważam za dostateczne określenie wielkości warstwy ochronnej betonu na 3 do 4 cm, licząc od zbrojenia głównego, tak że minimalne przykrycie strzemion wahałoby się w granicach od 2,0 do 3,0 cm. W wypadku stwierdzenia w wodzie lub gruncie składników specjalnie szkodliwych dla betonu, należy otulenie betonem powiększyć jeszcze o 1 cm.

Wszystkie powyższe spostrzeżenia dotyczą w równej mierze także wbijanych ścianek szczelnych, z wyjątkiem może kwestii utwierdzenia ich w gruncie, ponieważ elementy te, obciążone przede wszystkim siłami poziomymi, są obliczane specjalnymi metodami, jeśli chodzi o ich długość i momenty gnące.

W odniesieniu do ścianek szczelnych wysunąłbym tylko konieczność omówienia w normie zbrojenia wypustów, o ile takowe istnieją. Powinny one posiadać co najmniej jedną wkładkę o  $\varnothing$  10 do 12 mm, a strzemiona należy tak kształtować, aby wchodziły one w wypusty, wiążąc cały brzus w jedną całość.

Pożądane byłoby usłyszenie wypowiedzi projektantów i wykonawców odnośnie wysuniętych przeze mnie uwag, jak również odnośnie całości poruszonego zagadnienia. Sądzę, że nie powiedziałem tu nic takiego, z czym by projektanci hydrotechnicy nie spotkali się dotychczas, i o czym by nie myśleli przy opracowywaniu projektów budowli morskich; dlatego właśnie uważam, że omówione sprawy dojrzały już do ujęcia w pewne ramy normalizacyjne. Usankcjonowałyby to zdobyte już przez nas doświadczenie na tym odcinku budownictwa morskiego, a z drugiej strony ułatwiłoby pracę nowym, młodym kadrom techników i inżynierów, co przecież jest jednym z odpowiedzialnych zadań w okresie walki o wykonanie 6-letniego planu.



# CHEMICZNE CZYSZCZENIE KOTŁÓW PAROWYCH

W miarę postępu techniki kotłowej coraz bardziej wika się i komplikuje zagadnienie racjonalnego zasilania, a wraz z tym i problem utrzymania czystości przeciążonych termicznie powierzchni ogrzewalnych kotłów. Nowoczesne kotły, pracujące w bardzo ciężkich warunkach, wymagają starannego doboru wody zasilającej, jak również nieprzerwanej troski o czystość ogrzewanej powierzchni, bowiem tylko w tych okolicznościach kotły mogą zapewnić ciągłość produkcji pary ustalonej jakości i ilości oraz mogą przepracować zaplanowany okres czasu.

Zanim zostaną omówione skuteczne metody usuwania zanieczyszczenia wodnej przestrzeni, należy wspomnieć przynajmniej pobieżnie o przyczynach zanieczyszczenia wody kotłowej, jak również o charakterze osadów, które formują się na ogrzewanej powierzchni kotłów.

Kotły starszego typu, jak walczakowe, płomieniówkowe oraz wodnorurkowe o naturalnym obiegu wody (opłomki lekko nachylone do poziomu i o dużej średnicy), nie wymagają bardzo czystej wody. Dzięki odpowiedniej konstrukcji, niewysokiej prężności pary i stosunkowo nieznacznemu obciążeniu powierzchni ogrzewanej, nawet dość znaczne zanieczyszczenie wody zasilającej nie pociąga za sobą większego niebezpieczeństwa: kotły tej grupy funkcjonują niezawodnie na wodzie o twardości do 6 st. niem. i ogólnych domieszkach stałych, dochodzących do 15.000 mgr/ltr., pod warunkiem pieczołowitej obsługi i stosowania niezbędnych zabiegów ochronnych (strącanie soli, odmulanie, częste czyszczenia itp.)

Kotły wodnorurkowe o naturalnym obiegu, średnim i silnym, z długimi, stromymi i mocno wygiętymi opłomkami, znacznie więcej wymagają pod względem jakości wody zasilającej, szczególnie w wypadkach, gdy produkują parę o wyższym ciśnieniu (25—40 atm.), pracując pod większym obciążeniem (40.000—150.000 cal/lm<sup>2</sup>/godz.). Woda zasilająca\*) dla tych kotłów podlega starannemu przygotowaniu, pozbawiona jest ilościowo i jakościowo najbardziej szkodliwych domieszek, a często, już jako woda kotłowa, poddawana jest dodatkowej obróbce.

Najbardziej czystej wody potrzebują kotły nowoczesne, pracujące w specjalnych warunkach. Należą do nich wysokoprężne kotły o naturalnej cyrkulacji, posiadające powierzchnię ogrzewalną termicznie obciążoną bardzo wysoko (rzędu 150000—250000 cal/lm<sup>2</sup>/godz.). Bardzo czystej wody wymagają również kotły o obiegu wymuszonym. Muszą one być zasilane wyłącznie wodą destylowaną, starannie chronioną od zanieczyszczenia zarówno w zbiornikach, jak i w drodze do kotłów (zasysanie powietrza i wzbogacanie się domieszkami gazowymi).

Właściwy dobór wody, dostosowanej do systemu i wymagań kotłów, gruntowne przygotowanie wody zasilającej i pieczołowite obchodzenie się z wodą kotłową — nie chronią jednak przestrzeni wodnej kotła od zanieczyszczenia.

## Zanieczyszczenia wody zasilającej

Kocioł ulega zanieczyszczeniu nawet przy zasilaniu go kondensatem i uzupełnianiu strat wodą destylowaną. Stan ten wynika z charakteru pracy instalacji kotłowej, jak również z obiegu wody kotłowej. Podczas przepływania przez mechanizmy i w czasie kondensacji w skraplaczach para wodna pochłania i rozpuszcza pewne ilości różnorodnych domieszek. Ilości te są wprawdzie bardzo nieznaczne, jednak dzięki wielokrotnemu powtarzaniu obiegowych cykli akumulują się w kotłach w stosunkowo krótkim czasie dość pokaźne skupienia zanieczyszczeń, które często stają się szkodliwe dla instalacji. Do tych

domieszek dochodzą często specjalnie wprowadzone do kotłów sole sodowe, których zadaniem jest obróbka wody kotłowej, utrzymanie ustalonego stanu w kotle i ochrona kotła przed destrukcyjnymi procesami. Sole te (węglan sodu — Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, wodorotlenki sodu i wapnia — NaOH, Ca(OH)<sub>2</sub> oraz fosforany sodu) same przez się zagęszczają wodę kotłową i, wywołując reakcję z istniejącymi domieszkami, przysparzają nowych związków, które w rezultacie jeszcze bardziej powiększają zanieczyszczenie. W każdym kotle powstają więc doskonałe warunki do zagęszczenia wody kotłowej i osadzenia się jej domieszek na powierzchni pod postacią kamienia kotłowego.

Nadmierna ilość mechanizmów tłokowych i zbyt obfite oliwienie cylindrów i komór suwakowych pociągają za sobą, przy niedostatecznie starannej obsłudze filtrów, prawie nieuniknione dostawanie się oliwy do wody kotłowej i zaoliwienie wodnej i parowej przestrzeni kotła. W równym stopniu może przenikać do wody ropa naftowa w wypadku niedostatecznej szczelności parowych podgrzewaczy ropy. Pomijając szkodliwy wpływ oliwy i ropy na przebieg pracy kotłów, przejawiający się w nieregularnym odpływie pary do przestrzeni parowej, w wywoływaniu zaburzeń, w zaoliwianiu powierzchni ogrzewanej, konsolidowaniu warstw szlamu itp., należy podkreślić udział tych domieszek w procesie tworzenia piany na powierzchni wodnego zwierciadła. Jak wiadomo, piana oraz inne czynniki, m. in. zawilgocenie przestrzeni parowej, przyczyniają się w dużym stopniu do zanieczyszczenia pary.

Zanieczyszczenie gazowe stanowi prawie stały składnik domieszek wody kotłowej, szczególnie przy stosowaniu otwartego zasilania. Ciała gazowe albo dostają się do kotła wraz z wodą zasilającą, albo też powstają wewnątrz kotła na skutek zachodzących tam reakcji. Do najbardziej szkodliwych należą aktywne gazy, jak tlen i dwutlenek węgla, które często są powodem procesów energetycznej korozji żelaza.

Występują również w wodzie kotłowej produkty rozkładu substancji organicznych, jak H<sub>2</sub>S i NH<sub>3</sub>, które w wielu wypadkach są promotorami rozżerania i destrukcji elementów kotłowych.

Wreszcie należy zanotować zmieniający się odczyn wody kotłowej i wywołujące go kwasy i zasady; obecność zarówno jednych jak i drugich w pewnym nadmiarze zalicza się do bardzo szkodliwych zanieczyszczeń i wymaga stałego i zdecydowanego zwalczania.

Wymienione ważniejsze kategorie domieszek wody kotłowej mogą spowodować dotkliwe straty w kotłach. Nie wchodząc w szczegółowe wyliczenia szkód powodowanych przez różne zanieczyszczenia, wystarczy wyliczyć główne ich skutki, by uzmysłowić sobie, jak ważną rolę odgrywa przygotowanie wody zasilającej oraz jak konieczne są środki zapobiegawcze. Konsekwencje stosowania wody zanieczyszczonej dadzą się sformułować w niżej podanych punktach:

1. nieregularna praca kotłów zanieczyszczonych,
2. utrudniona obsługa i kłopotliwa konserwacja,
3. częste i długie przerwy w pracy kotłów,
4. wysokie koszty eksploatacyjne,
5. szkodliwe wpływy zanieczyszczonej pary na mechanizmy,
6. dotkliwsze, częstsze i bardziej niebezpieczne awarie oraz uszkodzenia kotłów,
7. obniżenie sprawności i wydajności kotłów,
8. zmniejszona długowieczność kotłów.

Pomimo najstaranniejszego przygotowania wody zasilającej przez systematyczne stosowanie filtrowania, koagulacji, zmiękczenia, strącania najbardziej złośliwych domieszek, a nawet destylacji, woda kotłowa po pewnej pracy ulega zanieczyszczeniu i wymaga obróbki wewnętrznej, wprowadzenia substancji chemicznych, neutra-

\*) W celu odróżnienia właściwości wody w poszczególnych stadiach zasilania, użyto następujących określeń: woda zasilająca — przygotowana do zasilania i przepływająca przez pompę zasilającą; woda kotłowa — wtłoczona do kotła i posiadająca przymioty wody z przestrzeni wodnej kotła; woda uzupełniająca — przeznaczona do uzupełniania strat wody kotłowej.



lizowania, strącania, dodawania koagulantów (antylitów), dezaeracji, odoliwiania itp. Wszystkie te zabiegi chronią wprawdzie kocioł przed szybkim zużyciem i dezorganizacją pracy, lecz tylko przez pewien okres; przekroczenie tego czasokresu pociąga za sobą tak poważne zanieczyszczenie ogrzewalnej powierzchni osadami, kamieniem, warstwami oliwy itp., a materiał kotłowy naraża na tak szybkie rozżeranie i korozję, że zachodzi konieczność wyeliminowania kotła z pracy i poddania go czyszczeniu.

W zależności od czystości wody zasilającej i sposobu obsługi, terminy czyszczenia różnych systemów kotłów są niejednakowe. Kotły starszego typu podlegają gruntownemu oczyszczeniu i przeglądowi co 800 — 1500 godz. efektywnej pracy, natomiast kotły nowoczesne, które są zasilane wyłącznie wodą destylowaną, podlegają starannej kontroli (częste i liczne analizy stanu) i przechodzą obróbkę wody kotłowej, mogą być — w zależności od sytuacji — oczyszczane znacznie rzadziej, mianowicie co 4000 — 5000 godzin.

Dotychczas najczęściej stosowano mechaniczną metodę czyszczenia kotłów. Polega ona na usuwaniu kamienia kotłowego i innych zanieczyszczeń powierzchni przez mechaniczne oddziaływanie specjalnych narzędzi, które, krusząc oraz odrywając osad, umożliwiają całkowite wyzbycie się zanieczyszczenia za pomocą płukania. Ujemną stroną tej metody jest zbyt długie trwanie zabiegu i wycofywanie na ten czas kotła z pracy, szczegółowy demontaż instalacji, angażowanie licznych personelu oraz łatwość uszkodzenia blach i złączy na skutek niewłaściwego posługiwania się ostrymi narzędziami. Przy stosowaniu wstępnego zmękczenia osadu ułatwia się wprawdzie usuwanie go z powierzchni, lecz nie eliminuje się dość uciążliwych innych ujemnych cech zabiegu.

W ostatnich czasach zaczęto coraz częściej stosować na nowoczesnych instalacjach kotłowych chemiczny sposób czyszczenia kotłów dwiema odrębnymi metodami: zasadową lub kwaśną. Metody te różnią się nie tylko w założeniu, co do zasad działania i sposobu wykonania, lecz również i pod względem osiąganego wyniku. O ile metoda zasadowa doprowadza do częściowego tylko wyzbycia się osadu, zaś dla całkowitego usunięcia go z powierzchni trzeba zastosować środki mechaniczne, to metoda kwaśna umożliwia zupełne oczyszczenie kotła, bez powtarzania lub uzupełniania zabiegu.

### Czyszczenie kotłów metodą zasadową

Metoda zasadowa polega na zmękczeniu, rujnowaniu spoiwości i ewent. na proszkowaniu kamienia kotłowego za pomocą zasadowych substancji chemicznych oraz na doprowadzaniu go do stadium samoistnego rozspływania się, lub do ulegania działaniu strumienia wody i spływania wraz z nim z powierzchni. Z uwagi na różnorodność składu kamienia i niejednorodną strukturę fizyczną, nie zawsze udaje się osiągnąć tą metodą całkowite rozrychlenie i sproszkowanie, dlatego też często zachodzi konieczność ukończenia czyszczenia drogą mechaniczną. Czyszczenie dokonuje się za pomocą związków sodowych, albo też fosforanów sodu.

Metoda sodowania zmierza do tego, by kamień kotłowy, w którego skład przeważnie wchodzi sole wapnia i magnezu: kwaśne węglany —  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ,  $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$ , lub węglany —  $\text{CaCO}_3$  i  $\text{MgCO}_3$ , siarczany —  $\text{CaSO}_4$  i  $\text{MgSO}_4$ , oraz chlorki —  $\text{MgCl}_2$  i  $\text{CaCl}_2$ , za pomocą roztworu sody i wodorotlenku sodu doprowadzić do stanu zmękczenia i skruszenia.

W wypadku, gdy wraz z sodą zostanie wprowadzony do kotła wodorotlenek wapnia, dzięki reakcji —  $\text{Na}_2\text{CO}_3 + \text{Ca}(\text{OH})_2 = \text{CaCO}_3 + 2\text{NaOH}$  powstaje soda kaustyczna  $\text{NaOH}$ , która w ten sam sposób reaguje na kamień kotłowy. Wodorotlenek wapnia poza tym rozkłada kwaśny węglan żelaza —  $\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2 + 2\text{Ca}(\text{OH})_2 = 2\text{CaCO}_3 + \text{Fe}(\text{OH})_2 + 2\text{H}_2\text{O}$  — i pochłania dwutlenek węgla —  $\text{CO}_2 + \text{Ca}(\text{OH})_2 = \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$ .

Sodowanie w ogólnych zarysach ma niżej podany przebieg. Po opróżnieniu kotła i po wyeliminowaniu zbędnej na okres czyszczenia armatury, dostosowuje się całą instalację do wygotowywania i napełnia się w tym celu kocioł roztworem  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  i  $\text{NaOH}$  do normalnego poziomu roboczego. Rozczyn przygotowuje się z takim rozliczeniem,

by koncentracja wypadła w stosunku 15—20 kg związków sodowych na 1 m<sup>3</sup> wody, oraz w takiej ilości, która by wystarczała dla dokonania całego zabiegu, a więc dla początkowego napełnienia i dla uzupełnienia strat w czasie wygotowywania. Po zamknięciu kotła i po roznieceniu lekkiego ognia w palenisku podtrzymuje się stale ciśnienie w granicach 2—3 kg/cm<sup>2</sup>, w celu ułatwienia przebiegu reakcji i powodowania ściślejszego kontaktu osadów ze składnikami roztworu. Panująca temperatura i utrzymujące się prądy cyrkulacyjne w kotle ułatwiają i przyspieszają rozrychlenie kamienia. Odprowadzanie pary do skraplacza, lub wypuszczenie jej do atmosfery oraz okresowe szumowanie i szlamowanie mają za zadanie podtrzymywanie intensywności odbywających się procesów i wymianę wyjaławiającego się roztworu. Co parę godzin dokonuje się analizy roztworu na zawartość tych substancji, które wykazują stan i stopień wykonania zabiegu oraz zgęszczenie roztworu. W zależności od przebiegu reakcji i skuteczności oddziaływania roztworu na osad, sódowanie trwa najczęściej od 20 do 30 godzin. Po zakończeniu wygotowywania i po spuszczeniu roztworu kocioł podlega wolnemu studzeniu, poczem otwiera się go i usuwa skruszone zanieczyszczenie za pomocą silnego strumienia wody, lub środków mechanicznych. Niezbędne naprawy, montaż, ostateczne oczyszczenie i staranna kontrola — oto ostatni etap zabiegu przed ponownym uruchomieniem kotła.

Czyszczenie kotłów za pomocą fosforanów sodu prowadzi się w ten sposób, jak sodowanie: napełnia się kocioł roztworem fosforanu i wygotowuje się go tak długo, aż kamień kotłowy ulegnie zmękczeniu i rozrychleniu. Fosforany mają tę przewagę nad preparatami sodowymi, że wytwarzają związki znacznie łatwiej dające się usuwać z kotła, reagują szybciej, a przede wszystkim oddziałują na krzemiany  $\text{Ca}$  i  $\text{Mg}$ , przeprowadzając je w krzemian sodowy. Do cech ujemnych fosforanów należy zaliczyć ich wysoki koszt. Do przygotowania roztworu używany bywa jeden z wyżej wspomnianych fosforanów, przeważnie fosforan trójsodu w stanie bezwodnym —  $\text{Na}_3\text{PO}_4$ , lub uwodnionym —  $\text{Na}_3\text{PO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ . Wartościowość tych fosforanów oblicza się w jednostkach ekwiwalentnych do wartości  $\text{P}_2\text{O}_5$ , przy czym przyjmuje się, że  $\text{Na}_3\text{PO}_4$  zawiera około 42%, a  $\text{Na}_3\text{PO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$  — ok. 18,5%  $\text{P}_2\text{O}_5$ . W zależności od składu i grubości kamienia, przygotowuje się roztwór o koncentracji od 2 do 3 gr  $\text{P}_2\text{O}_5$  na litr wody (2—3‰). W przeliczeniu na znajdujące się w sprzedaży fosforany koncentracja ta wynosi dla  $\text{Na}_3\text{PO}_4$  — od 5 do 7‰, a dla  $\text{Na}_3\text{PO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$  — od 10,8 do 16‰. Ilość niezbędnego do oczyszczenia kotła roztworu oblicza się w podobny sposób, jak przy sodowaniu. Długość trwania zabiegu również zależy od rodzaju zanieczyszczenia powierzchni ogrzewalnej i trwa najczęściej od 15 do 24 godzin. W trakcie wygotowywania kotła zachodzi szereg reakcji, których wynikiem jest zmękczenie, kruszenie i odpadanie lub rozpuszczanie się w roztwór składników kamienia.

### Czyszczenie kotłów metodą kwaśną

Ostatnio coraz większe rozpowszechnienie znajduje kwaśna metoda czyszczenia kotłów, często stosowana w kotłowniach wielkich elektrowni i dużych kompleksów fabrycznych.

Kwaśna metoda chemicznego czyszczenia kotłów polega na płukaniu wnętrza roztworem kwasów w wodzie. Używa się do tego celu kwasów: solnego, siarkowego, fosforowego lub chromowego, przy czym, w zależności od zastosowanego kwasu, dobiera się metodę wykonania zabiegu. Z wyjątkiem kwasu chromowego, wszystkie inne wymienione kwasy atakują żelazo i łatwo je rozpuszczają. Kwas chromowy, tworząc na powierzchni ochronną błonę z chromowego żelaza, zabezpiecza wewnętrzne warstwy od dalszego przeżerania, podczas gdy inne kwasy wytapiają na żelazie takie związki, które nie krępują, albo nawet ułatwiają im przenikanie w głąb metalu, dzięki czemu zapoczątkowany proces trwa aż do zupełnego przeżarcia materiału.

Obecnie najbardziej rozpowszechniony jest sposób czyszczenia kotłów za pomocą kwasu solnego. Rozpuszczony w stosownej ilości wody kwas przepuszcza się przez



kocioł tak długo, aż nastąpi całkowite rozpuszczenie kamienia kotłowego i oddzielenie się jego od powierzchni kotłowych.

Działanie kwasu solnego jest dwojakie. Z jednej strony oddziałuje on bezpośrednio na sole i wywołuje w nich zmiany chemiczne i fizyczne, dzięki którym następuje zmiekczenie, rozrychlenie i wreszcie częściowe odrywanie się osadu od powierzchni blachy. Oddziaływanie chemiczne polega na szeregu reakcji kwasu solnego ze składnikami kamienia kotłowego, na powstawaniu w wyniku reakcji nowych związków i na wykruszaniu się w ten sposób jednolitych warstw osadu. Skuteczność działania kwasu jest tym większa, że wiąże się on prawie ze wszystkimi składnikami kamienia, a tym samym rujnie spoiwość prawie wszystkich substancji. Zmiany fizyczne kamienia pod działaniem kwasu solnego objawiają się w zaniku spoiwości, w utracie twardości i w zmniejszeniu własności wytrzymałościowych. Lecz działanie kwasu na sole nie jest podstawowym procesem przy chemicznym czyszczeniu kotłów. Zgodnie z opinią wielu fachowców, najskuteczniejsze stadium zabiegu następuje wówczas, gdy kwas solny zaczyna oddziaływać na FeO. Tlenek żelaza, przeplatający się z warstewkami kamienia kotłowego — z jednej strony i związany ściśle z czystym żelazem — z drugiej, jest doskonałym łącznikiem i wiązadłem osadu. Pod działaniem kwasu FeO przechodzi w chlorek żelaza i, tracąc swe własności wytrzymałościowe, rozluźnia więź, dzięki czemu kamień odstaje i w sprzyjających okolicznościach odrywa się od powierzchni blachy. Reakcja przebiega według następującego równania:



Odrywanie się kamienia od powierzchni najczęściej bywa powodowane przez pęcherzyki wodoru, które tworzą się podczas reagowania kwasu na żelazo, jak to widać ze wzoru:



Pęcherzyki te usadawiają się w luzach pomiędzy żelazem a osadem i, oddziałując na ten ostatni jak szereg drobnych klinów, odsuwają go jeszcze bardziej od powierzchni, przez co powodują pęknięcie i odpadanie kamienia.

Oddziaływanie kwasu solnego, jak wskazują reakcje, pociąga za sobą rujnowanie żelaza i dlatego wydaje się ryzykowne stosowanie tak ostrego środka do oczyszczania powierzchni z kamienia kotłowego. Istnieje jednak sposób nie tylko regulowania, lecz i zahamowania wpływu kwasu na żelazo. Do inhibicji służą specjalne preparaty, dodawane do roztworu kwasu przed wprowadzeniem go do kotła. W skład inhibitorów wchodzi substancje organiczne o odczynie zasadowym, osocze krwi zwierzęcej, klej stolarski, urotropina i inne podobne składniki. Ochronne działanie inhibitorów polega przede wszystkim na hamowaniu szybkości rozpuszczania żelaza i zabezpieczeniu go przed przechodzeniem w stan kruchy. Inhibitory winny zaczynać działać z chwilą zetknięcia się kwasowych roztworów z żelazem.

Przebieg procesu usuwania kamienia kotłowego wymaga pewnych stałych warunków, które dadzą się sformułować jak następuje:

1. Rozczyn kwasu winien być wprowadzony do kotła w czasie jak najkrótszym i z tym rozliczeniem, by powierzchnia blachy była zwilżona możliwie jednocześnie.
2. Rozczyn kwasu wprowadza się do kotła jednocześnie z inhibitorem.
3. Wprowadzony do kotła roztwór winien znajdować się w nieustannym ruchu i dlatego, ze względu na brak naturalnej cyrkulacji, należy wytwarzać obieg sztuczny. W tym celu winna być przewidziana specjalna pompa cyrkulacyjna.
4. Reakcja odbywa się najkorzystniej w temperaturze podniesionej, jednak niezbyt wysokiej, by nie spowodować uszkodzenia żelaza. W zależności od sposobu prowadzenia czyszczenia, grubości osadu, konstrukcji kotła i użytych środków, temperaturę roztworu utrzymuje się w granicach od 40 do 60 °C.
5. Koncentracja roztworu kwasu solnego zależy wyłącznie od grubości osadu. Jako orientacyjne wytyczne mogą być stosowane następujące dane:

Grubość osadu m/m	Rozczyn HCl na 1 t wody
do 0,5	20 kg
0,5 — 1,0	20 — 40 „
1,0 — 2,0	40 — 60 „
powyżej 2,0	60 — 70 „

6. Ilość dodawanego do roztworu inhibitora reguluje się zależnie od koncentracji roztworu i temperatury utrzymywanej w kotle. Ilość ta waha się w stosunku wagowym od 0,1 do 0,3 % ilości roztworu i określa się dokładnie na podstawie analiz i obserwacji. Ilość wprowadzonych do kotła inhibitorów podlega stałej korekcie podczas prowadzenia czyszczenia.

Kwaśne czyszczenie kotła odbywa się w sposób następujący: Po opróżnieniu kotła i zabezpieczeniu nie podlegających zabiegowi części i osprzętu przystępuje się do zapalenia całej przestrzeni wodnej roztworem kwasu solnego. Do tego celu służy specjalna pompa zasilająca o dużej wydajności, zapewniająca kocioł w czasie nie dłuższym niż 1—1,5 godz. Do podtrzymywania stałego obiegu roztworu w kotle najczęściej używa się specjalnej pompy cyrkulacyjnej (rzadziej pompy zasilającej z odpowiednimi rurociągami), która, zasysając roztwór w kilku miejscach dolnych partii kotła i włączając go do różnych kondygnacji, wytwarza kilka zasadniczych prądów, omywających powierzchnię ogrzewalną. Jak już wspomniano poprzednio, wysokość koncentracji roztworu uzależnia się od stwierdzonego w kotle kamienia: jego składu i grubości warstwy na powierzchni ogrzewalnej. Rozczyn przygotowuje się w specjalnym zbiorniku o odpowiedniej pojemności, dostosowanej do objętości kotła i koniecznego zapasu. Do dokładnie odmierzonych ilości kwasu solnego dodaje się destylowanej (z ewaporatorów) wody, aż do osiągnięcia wymaganej koncentracji. Gotowy roztwór kwasu uzupełnia się po bardzo dokładnym rozmieszaniu przepisową ilością inhibitora, wprowadzonego do niego przed pompowaniem do kotła. Pewna ilość inhibitora winna być przygotowana w rezerwie, celem wprowadzenia do kotła w czasie trwania zabiegu.

Kocioł jest dostosowany do łagodnego podgrzewania i dokładnych pomiarów temperatury. Poza tym winny znajdować się w dyspozycji wszelkie niezbędne akcesoria do dokonywania badań i analiz. Należy m. in. jak najczęściej sprawdzać:

- a) kwasność roztworu,
- b) ilość wodoru i dwutlenku węgla w parowej przestrzeni kotła, jako podstawę oceny przebiegu procesu i stanu wyżernia,
- c) zawartość chlorku żelaza w roztworze,
- d) zawartość rozpuszczonych soli w roztworze,
- e) ilość wytworzonego szlamu i skruszonego kamienia kotłowego,
- f) czystość powierzchni ogrzewalnej i stan osadów.

Gdy wszelka aparatura wraz z rurociągami kwasowymi jest dostosowana do akcji, napełnia się kocioł gotowym roztworem do ustalonej wysokości, puszcza się w ruch pompy cyrkulacyjne i podtrzymuje wyznaczoną temperaturę wewnątrz kotła. Przepompowywanie roztworu trwa tak długo, aż odpadną warstwy osadu z powierzchni kotła i oczyści się całkowicie powierzchnia ogrzewalna. O stanie osadu i przebiegu czyszczenia świadczą analizy i obliczenia: na podstawie wyników można określić momenty ukończenia czyszczenia i usuwania roztworu z kotła. Do całkowitego oczyszczenia kotła zazwyczaj potrzeba od 10 do 15 godzin bezustannego płukania, przy czym na czas trwania czyszczenia wywierają wpływ głównie grubość kamienia i wybór środków przepłukujących. W czasie przemywania zdarza się, że koncentracja (kwasność) roztworu spada i dochodzi do zera. Wskazuje to, że cała zawartość kwasu została wyekspensowana na reakcje oczyszczające i że do zakończenia procesu potrzeba pewnej dodatkowej ilości kwasu. Po uregulowaniu koncentracji roztworu na podstawie analiz, przez dodatkowe wprowadzenie kwasu, kontynuuje się płukanie aż do ukończenia czyszczenia. Gdy koncentracja kwasowa nie zmniejsza się, pomimo przepompowywania roztworu w kotle, jest to oznaką, że osadu w kotle już nie ma i że zabieg czyszczenia



nia należy przerwać. Z tą chwilą natychmiast opróżnia się kocioł i przystępuje się do wygotowywania zasadowego. Do tego celu służy roztwór fosforanu sodu lub sody zwykłej, czy kaustycznej. Wygotowywanie zasadowe neutralizuje wszelkie pozostałości kwasowe, nawet w złączach, szwach i spoinach, oraz przywraca powierzchni żelaznym ich zwykłą błonę tlenkową. Rozczyn zasadowy przygotowuje się w koncentracji 10—15 kg wymienionych zasad na 1 tonę destylowanej lub oczyszczonej wody. Po rozpuszczeniu soli i dokładnym rozmieszaniu wprowadza się roztwór do kotła w ilości — jak do normalnej pracy; wszelka zbędna armatura lub części nie oczyszczane wygotowaniu nie podlegają. Zabieg trwa od 10 do 12 godzin, przy czym dla podtrzymywania cyrkulacji i pewniejszego neutralizowania kwasowych pozostałości podtrzymuje się w kotle ciśnienie 2—2,5 atmosfer. W czasie trwania zabiegu roztwór jest stale uzupełniany, bowiem część jego odpływa wraz z parą do atmosfery, część ubywa na szumowanie i szlamowanie, dokonywane od czasu do czasu w miarę zachodzących potrzeb, wreszcie pewne ilości zużywają się na prowadzone jednocześnie wygotowywanie skraplaczy. Po wygotowaniu, łagodnym ostudzeniu i przepłukaniu napełnia się kocioł wodą zasilającą i oddaje się go do normalnego użytkowania, oczywiście po dokonaniu napraw, przeglądu i montażu.

Kwaśna metoda chemicznego czyszczenia kotłów posiada pod wielu względami duże zalety i przewyższa inne metody. Przede wszystkim należy podkreślić szybkość za-

biegu i krótkotrwałość przerwy w pracy kotła; pozwala to na obywanie się w większych kotłowniach bez zastępczych instalacji.

Drugą dodatnią cechą tej metody jest niewątpliwie duże uproszczenie zabiegu. Dla dokonania czyszczenia nie ma potrzeby całkowicie demontować instalację przed rozpoczęciem zabiegu, a więc nie ma też konieczności uciążliwego montażu po ukończeniu: przemywanie i wygotowywanie może być wykonane nawet bez otwierania kotła, a ponowne uruchomienie — niezwłocznie po usunięciu sprzętu zabiegowego.

Czyszczenie powierzchni ogrzewalnej tą metodą jest całkowite, dokładne i nie powoduje uszkodzeń blachy, które przy stosowaniu sposobu mechanicznego często doprowadzają do energicznej korozji po uruchomieniu.

Zabieg czyszczenia tą metodą, zwłaszcza przy posługiwaniu się osobną brzdąką specjalistów z własną aparaturą, sprzętem oraz materiałami, nie wymaga dodatkowego personelu kotłowego.

Do cech ujemnych metody należy konieczność ostrożnego, pieczołowitego i przewidującego prowadzenia zabiegu. Metoda ta wymaga sumiennego i dobrze wyszkolonego fachowo personelu, częstych i dokładnych analiz procesów oraz wnikliwe, nie oparte na szablonie prowadzenia akcji. Nieostrożne i niesumienne prowadzenie czyszczenia doprowadza do osłabienia i przemęczenia materiału, co w konsekwencji najczęściej pociąga za sobą nieprzewidywane awarie i przedwczesne starzenie się instalacji kotłowej.

**Dr H. Gordziakowski**  
Morski Urząd Zdrowia, Gdynia

## **ZAOPATRZENIE W WODĘ PORTÓW I STATKÓW Z PUNKTU WIDZENIA SANITARNEGO**

*Znaczenie sanitarne należytego zaopatrzenia portu w wodę. Zapotrzebowanie na wodę statków handlowych i rybackich. Zaopatrzenie w wodę przemysłu rybnego. Utrzymywanie czystości na statkach i w przetwórnicy. Woda do picia. Urządzenia sanitarne. Wnioski.*

### **Znaczenie sanitarne należytego zaopatrzenia w wodę**

Należyte zaopatrzenie w wodę portów handlowych i rybackich jest zadaniem nie tylko technicznym, ale i sanitarnym, posiadającym ogromne znaczenie dla zdrowotności nie tylko samego portu i miasta portowego, lecz również dla dalszych okolic, a nawet dla całego kraju. Zagadnienie to posiada również znaczenie międzynarodowe: międzynarodowe konwencje sanitarne bowiem ustalają nadzór sanitarny nad żeglugą morską w skali światowej i ustanawiają minimalne wymagania zdrowotne, którym winny odpowiadać porty morskie. Wśród tych wymagań na pierwszym miejscu figurują: zaopatrzenie portu w dobrą wodę do picia, zapewnienie skutecznego pod względem sanitarnym usuwania nieczystości oraz prowadzenie stałej walki ze szczurami.

Zrozumiała też rzecz, że zdrowotność portów posiada przede wszystkim znaczenie dla całego kraju, gdyż stąd są wysyłane codziennie do wszystkich zakątków kraju różnego rodzaju towary i artykuły spożywcze, jak np. ryby morskie, i najmniejsze zaniedbanie pod względem sanitarnym na terenie portu, szczególnie w zakresie zaopatrzenia w zdrową wodę pitną, może wywołać niepożądane skutki w punktach bardzo odległych kraju, do których trafiają artykuły przeładowywane w porcie.

Obok tych szerszych aspektów sanitarnych, porty posiadają szereg doniosłych problemów w skali lokalnej, związanych z codziennym funkcjonowaniem portu nie tylko jako terenu najbardziej intensywnego przeładunku towarów i magazynowania produktów, lecz też terenu przemysłowej produkcji na wielką skalę. W każdym wie-

kszym porcie znajdują się zakłady przetwórcze oparte na bazie surowców importowanych albo eksportowanych, duże zakłady przemysłu rybnego, zakłady budowy i naprawy statków zatrudniające dziesiątki tysięcy robotników. Na stosunkowo niewielkiej przestrzeni portów, gdzie każdy metr powierzchni przedstawia wielką wartość ze względu na sumę różnorodnych inwestycji, pracuje bardzo duża ilość ludzi, wykonujących różnorodne zajęcia i narażonych, zależnie od natury tych zajęć, na całą gamę wpływów zewnętrznych, często szkodliwych dla zdrowia.

Gdy się weźmie pod uwagę możliwość kontaktowania się zatrudnionych w porcie z załogami statków zawijających do nas po odwiedzeniu portów azjatyckich i Dalekiego Wschodu, w których nigdy nie wygasają epidemiczne ogniska cholery, dżumy, tyfusu i czerwonki, jasno wynika konieczność przestrzegania jak najdalszych wymagań higieny i czystości oraz zaopatrzenia portu w odpowiednie urządzenia higieniczno-sanitarne. We wszystkich tych wymaganiach użycie dużej ilości zdrowej wody jest warunkiem zasadniczym powodzenia akcji sanitarno-epidemiologicznej. Ponieważ technicy nie zawsze zdają sobie sprawę z ilości i jakości wody, która musi być doprowadzona do różnych punktów portu ze stanowiska wymagań sanitarnych, wydaje się pożyteczne przeanalizować poszczególne pozycje zapotrzebowania wody w porcie.

Różnorodne potrzeby w zakresie zaopatrzenia portu w wodę można sprowadzić do następujących czterech zasadniczych kategorii:

**Zaopatrzenie w wodę do picia.** Chodzi tu, poza nieliczną na ogół stale zamieszkałą na terenie portu ludnością, przede wszystkim o zaopatrzenie w wodę pitną statków marynarki handlowej i statków rybackich oraz zapewnienie wody pitnej dla zatrudnionych w zakładach przemysłowych położonych na terenie portu, jak też dla zakładów zbiorowego żywienia.

**Zaopatrzenie w wodę zakładów przemysłowych do celów technologicznych produkcji.** Chodzi tu w pierwszym rzędzie o potrzeby technologiczne



przemysłu rybnego i w ogóle przemysłu spożywczego na terenie portu, w szczególności o zaopatrzenie w wodę chłodni do celów produkcji lodu sztucznego, użytkowanego w bardzo dużych ilościach przez rybołówstwo, przemysł rybny i handel rybny.

Utrzymanie czystości na terenie portu oraz potrzeby urządzeń sanitarnych. Utrzymywanie czystości na terenie portu, w halach wyładunkowych, szczególnie rybnych, utrzymywanie czystości pokładów, ładowni i pomieszczeń na statkach handlowych i rybackich oraz w zakładach przemysłowych wymaga stałego i obfitego zmywania całymi potokami wody. Również duże zapotrzebowanie wody stwarzają kąpieliska, umywalnie, pralnie i urządzenia asenizacyjne.

Wszelkie inne zapotrzebowania, jak np. cele przeciwpożarne i potrzeby kolejnictwa.

### Zapotrzebowanie na wodę statków handlowych i rybackich

Zagadnienie zaopatrywania statków w dobrą wodę do picia jest jedną z głównych przyczyn zainteresowania Międzynarodowych Konwencji Sanitarnych sprawą wody pitnej w portach. Statki muszą zabierać do swoich zbiorników zapas wody wystarczający na długi nieraz rejs, bez możliwości jego uzupełniania, lub wymiany przed zawinięciem do następnego portu. Rejs taki może trwać czasem nawet parę tygodni, jak np. jeśli chodzi o tankowce, płynące bezpośrednio do Zatoki Perskiej, lub trawlerzy dalekomorskie, których pobyt w morzu bez zawijania do portu trwa do trzech tygodni.

Dlatego też jest rzeczą pierwszorzędnej wagi, aby woda dostarczana na statki była bezwzględnie dobrej jakości. Należy przy tym pamiętać o tym, że woda zasadniczo dobra, jeśli chodzi o wodociąg, może łatwo ulec zanieczyszczeniu przy przetaczaniu jej na statek. Przetaczanie może odbywać się bądź bezpośrednio z hydranta na nabrzeżu, bądź też za pośrednictwem statku — cysterny, pobierającego wodę z hydranta i dowożącego ją następnie do statku stojącego w innym miejscu. Wszystkie te manipulacje stwarzają wiele okazji do zanieczyszczenia wody. Zanieczyszczeniu mogą przede wszystkim ulec same źródła pobierania wody, tj. hydranty. Przy wadliwej ich budowie woda deszczowa, lub woda, która z innych powodów zrasza nabrzeże, może spływać do studzienek, znajdujących się u podstawy hydrantów, jeśli armatura ich wystaje nad ziemią, bądź też do studzienek, w których znajdują się zawory i regulatory wodne, porywając za sobą wszelkie nieczystości z otoczenia i w ten sposób zakażając studzienkę, a co za tym idzie, również znajdujące się w niej urządzenia wodne. Tym tłumaczy się fakt, że hydrant dający normalnie dobrą wodę po każdym deszczu przez jakiś czas daje wodę złą. Z tego względu przy hydrantach mających dostarczać wodę pitną należy przestrzegać następujących zasad:

- armatura hydranta winna w miarę możliwości wystawać ponad ziemię;
- wokół hydranta, w możliwie szerokim promieniu, winna znajdować się twarda, najlepiej betonowa nawierzchnia z lekkim choćby spadem na zewnątrz;
- studzienka winna być przykryta możliwie szczelnie i tak skonstruowana, aby w miarę możliwości woda ściekająca z zewnątrz nie mogła się do niej przedostać, bądź też pozostawać w niej.

Dalszymi źródłami zanieczyszczenia wody dostarczanej na statki mogą być: przewód łączący hydrant ze statkiem, bądź też statek-cysterna oraz sposób podawania z niego wody. Celem uniknięcia zanieczyszczeń wody przy podawaniu jej na statek, należy pamiętać o następujących zasadach:

- przed włączeniem węża (przewodu) woda z hydranta winna być odpuszczona przynajmniej przez 15 minut, celem mechanicznego oczyszczenia jego ujścia;
- wąż (przewód) musi być stale utrzymywany w skrupulatnej czystości, najlepiej w specjalnym worku, oraz winien być przepłukany przed każdym użyciem;
- statek-cysterna, jeśli się nim posługujemy, winien być również utrzymywany w skrupulatnej czystości, zwłaszcza jeśli chodzi o jego urządzenia wodne;

d) cała aparatura wodna i wszystkie połączenia winny być tak skonstruowane, aby wykluczały możliwość zanieczyszczeń z zewnątrz, a w szczególności, aby unie możliwiały tzw. „zasysanie“;

e) wszystkie manipulacje winny być wykonywane przez specjalnie wyszkolony personel, dbający o skrupulatne przestrzeganie zasad higieny przy wykonywaniu powierzonych mu czynności.

Ostatnim wreszcie powodem zanieczyszczenia wody mogą być same zbiorniki na statkach. Przyczyną zanieczyszczenia może być bądź podanie złej wody w obcym porcie i zaleganie jej resztek w zbiorniku, bądź zanieczyszczenie pustego zbiornika przy różnych okazjach, jak np. przy cementowaniu, bądź przedostanie się wody skażonej z innych zbiorników na skutek wadliwej konstrukcji połączeń wodociągowych statku, lub nieumiejętności obchodzenia się załogi z urządzeniami wodnymi statku, bądź wreszcie z różnych innych przyczyn, których nie sposób tu wyliczyć. Na ogół biorąc, zanieczyszczenie zbiorników wodnych zdarza się stosunkowo często i dlatego muszą one stale być nadzorowane przez władze sanitarne, które, w razie stwierdzenia zanieczyszczenia zbiornika, bądź przeprowadzają jego oczyszczenie i dezynfekcję, bądź też dokonują odkażenia samej wody znajdującej się w zbiorniku. Zarówno dezynfekcję zbiorników, jak i odkażanie wody przeprowadza się najczęściej przy pomocy środków chlorujących. Należy jednak pamiętać o tym, że przy dezynfekcji wody w zbiornikach statków chloru należy dawać nieco więcej niż to się zazwyczaj stosuje w praktyce łądowej, a to dlatego, że cementowa powłoka ścian zbiornika wchłania stosunkowo duże ilości chloru.

### Zaopatrzenie w wodę przemysłu rybnego

Na terenie portów koncentruje się cały niemal przemysł przetwórczy rybny, którego produkcja rozchodzi się następnie po całym kraju, nie mówiąc o eksporcie zagranicznym. W przemyśle rybnym, typowo żywnościowym, woda odgrywa ogromną rolę zarówno jako środek do oczyszczania surowca, jak i w postaci lodu, stykającego się bezpośrednio z rybą, czy też w postaci solanki. Poprzez wodę w tych różnych jej postaciach najłatwiej jest zanieczyścić surowiec, czy też gotowy produkt bakteriami gnilnymi lub chorobotwórczymi, co z jednej strony wpływa ujemnie na trwałość przetworów rybnych, przyspieszając ich psucie, a z drugiej może spowodować masowe zachorowania u konsumentów.

Nasz przemysł rybny, w porównaniu z przemysłem zagranicznym, np. Związku Radzieckiego, używa o wiele za mało wody. Bez wielkiej przesady można powiedzieć, że wszędzie tam, gdzie nie szkodzi to produktowi (jak np. śledzie zasalane na statku), ryba podczas takich procesów przygotowawczych, jak patroszenie, odgławianie, filetowanie itp., dosłownie nie powinna wychodzić z wody. Z hal przeładunkowej ryba powinna trafiać do płukania pod silnym strumieniem wody, a stamtąd transporterami wodnymi na stoły do odgławiania, patroszenia i filetowania. Na stołach tych ryba powinna być nieustannie spłukiwana wodą spadającą z góry, a następnie wciąż transporterami wodnymi powinna przechodzić do ostatecznego przepłukania, aby wyjść w postaci gotowego produktu. Wszystkie te czynności, zmierzające do dokładnego oczyszczenia ryby i zapewnienia wysokiego poziomu higieny procesem technologicznym, wymagają ogromnej ilości wody. Trudno jest ustalić stosunek ilości wody do określonej ilości przerabianej ryby, zależy to bowiem od jej jakości i od rodzaju procesów technologicznych, jakim się ją poddaje, sądzimy jednak, że nie powinien on być mniejszy niż 5:1, tzn. na każdą tonę ryby co najmniej 5 ton wody. Zasadą jest, że im mniejsza ryba i im dłuższy proces technologiczny, tym zużycie wody powinno być większe. Obecne zużycie wody w naszym przemyśle rybnym rzadko osiąga ilość dwóch do trzech ton wody na tonę ryby. Przyczyną jest z jednej strony złe pojęta oszczędność, a z drugiej strony brak odpowiednich urządzeń technicznych.

Toteż przy planowaniu nowych zakładów rybnych lub unowocześnianiu starych należy zaopatrywać je obficie w sieć wodociągową i pamiętać o maksymalnym zastosowaniu urządzeń wodnych do transportu i płukania. Cały transport surowej i nie solonej ryby w obrębie zakładu



powinien odbywać się w wodzie, a stoły do obróbki winny posiadać urządzenia natryskowe. Płukanie ryb powinno odbywać się nie w basenach, które są niewygodne i niehigieniczne, lecz na płaszczyznach specjalnie do tego celu przeznaczonych, z łatwym odpływem wody (np. gęste kratownice, okolonie niewysokim ogrodzeniem), przy pomocy silnego strumienia z ręcznego hydranta. Natomiast produkt gotowy, np. filety, winien być ostatecznie płukany na stołach, w toku produkcji, i schodzić z nich w takim stanie, aby dalsze płukanie nie było już potrzebne.

Drugim ważnym przeznaczeniem wody w przemyśle rybnym jest przygotowywanie solanki, w której zasala się ryby celem ich konserwowania. Zasadniczo solanka nie stanowi poważnej pozycji w sensie ilościowego zużycia wody, natomiast jakość jej z punktu widzenia żywnościowego nie jest bynajmniej obojętna. Należy pamiętać o tym, że nawet dość znaczna koncentracja soli bynajmniej nie zabija wszystkich bakterii, znajdujących się w wodzie. Ponadto początkowo skoncentrowana solanka w miarę użycia rozrzedza się coraz bardziej i łatwo może dojść do stanu tak zmniejszonej koncentracji, w której bakterie chorobotwórcze i gnilne mogą się rozwijać.

Zapotrzebowanie na wodę, i to na dobrą wodę wodociągową, przemysłu rybnego i rybołówstwa morskiego jest więc ogromne. Obecne ograniczone zapotrzebowanie winno być traktowane jako przejściowy stan zacofania, pozostały po gospodarce kapitalistycznej, i w żadnym wypadku nie może być brane za miernik w planowaniu nowych urządzeń. Pod tym względem należy raczej opierać się na wzorach radzieckich, czerpiąc z bogatej literatury fachowej, z której jasno wynika ogromna korzyść bogatego zaopatrzenia w wodę przemysłu rybnego i związane z tym możliwości techniczne. Wydaje się nam, że, licząc wszystkie wyżej przedstawione zadania, jakie woda ma do spełnienia w przemyśle rybnym, oraz te, które łączą się z przemysłem rybnym, jak np. chłodnictwo, utrzymywanie czystości na statkach rybackich oraz pomieszczeń i urządzeń przetwórczych rybnych itp., w naszych warunkach 10 ton wody na każdą tonę przywiezionej do portu ryby nie będzie wcale za dużo.

Duże znaczenie w rybołówstwie morskim i przetwórstwie rybnym posiada lód sztuczny, produkowany z reguły w chłodniach portowych. Lód ten używany jest do lodowania ryb na statkach rybackich oraz w halach wyladunkowych i manipulacyjnych przed poddaniem ryb obróbce. Przy lodowaniu lód pokruszony w drobne kawałki styka się bezpośrednio z rybami i, topniejąc, spływa po nich w postaci wody. Z tego względu zagadnieniem pierwszorzędnej wagi jest jakość wody użytej do wyrobu lodu. Jeżeli woda ta jest zakażona bakteriami gnilnymi lub chorobotwórczymi, zakaża ona z kolei ryby. Nie sama tylko jakość wody wpływa na jakość higieniczną lodu. Lód może ulec zanieczyszczeniu już przy samej produkcji, jeżeli aparatura nie jest odpowiednio skonstruowana. Licznych okazji do zanieczyszczenia dostarczają transport, magazynowanie, kruszenie lodu i tym podobne czynności. Dlatego przy planowaniu wszelkiego rodzaju aparatów i urządzeń dla lodu należy maksimum wysiłku wkładać w zabezpieczenie go przed możliwymi zanieczyszczeniami.

Do częstych manipulacji wykonywanych w chłodniach należy mrożenie i glazurowanie ryb. W tych celach ryby zanurza się w solance, lub w zwykłej wodzie. Z tego, co zostało powiedziane wyżej, wynika jasno, jak ważną rzeczą jest jakość użytek do tych czynności wody.

### Utrzymywanie czystości na statkach i w przetwórciach

Poważną pozycję w zużyciu wody w portach stanowi utrzymywanie czystości na statkach rybackich i w przetwórstwie rybnym. Higiena przetwórstwa rybnego i, co za tym idzie, końcowego produktu, trafiającego do konsumenta, wymaga zachowania skrupulatnej czystości we wszystkich fazach przeróbki, transportu i magazynowania. Należy przy tym wziąć pod uwagę, że statek rybacki

jest nie tylko narzędziem połowu, ale i środkiem transportowym, a ładownie jego są niczym innym, jak magazynem, w którym ryby pozostają nieraz przez kilkanaście nawet dni, jak np. na trawlerach dalekomorskich. Toteż, niezależnie od zabiegów dokonywanych na morzu, każdy statek rybacki winien być po przybyciu do portu i wylądowaniu dokładnie czyszczony. Osiąga się to przez dokładne zmycie pokładu i nadbudówek silnym strumieniem wody bieżącej oraz przez wyszorowanie i obmycie ładowni. Na czynności te idzie duża ilość wody, przy czym w żadnym wypadku nie powinna ona być czerpana z basenu portowego, jak to się, niestety, często dzieje, a jedynie z sieci wodociągowej. W basenie portowym woda jest z reguły silnie zanieczyszczona i statek, a w szczególności ładownie, zamiast oczyszczenia, bywają zakażane szkodliwymi drobnoustrojami. Również skrzynki i beczki, w których przewożona jest ryba na statku i które bywają wielokrotnie używane, po oddaniu ryby do przetwórci winny być dokładnie oczyszczone z łusek, śluzu itp. Dokonuje się tego przez użycie silnego strumienia wody z ewentualnym szorowaniem, przy czym do tego rodzaju czynności winny być przewidziane specjalne urządzenia, podobne do tych, o jakich była mowa przy płukaniu ryb, bowiem mycie na ziemi, czy nawet na posadzce, prowadzi często do wtórnego zanieczyszczenia skrzynek. Należy przy tym pamiętać, że jedynie silny strumień wody jest w stanie spełnić swoje zadanie. Woda wypływająca leniwie z gumowego węża, pozbawionego odpowiedniej końcówki, będzie miała znaczenie jedynie symboliczne.

Należy wspomnieć o konieczności częstego zmywania strumieniem wody podłóg i dolnej części ścian hal wyladunkowych i manipulacyjnych oraz pomieszczeń produkcyjnych przetwórci. Częstemu zmywaniu muszą podlegać różne urządzenia przetwórcze, jak np. baseny, beczki do solenia, stoły itp. Na osobną uwagę zasługują ładowne środki transportowe, jak np. wózki dla przewożenia ryb na ograniczonej przestrzeni oraz samochody i wagony do przewozu na dalsze odległości. Winny one być utrzymywane w skrupulatnej czystości. Wózki muszą być zmywane wodą bieżącą możliwie często w toku pracy, a samochody i wagony kolejowe winny być dokładnie oczyszczane przed każdym załadunkiem, przy czym i te czynności wymagają dość dużej ilości wody.

Ostatnim wreszcie zadaniem, jakie woda ma do spełnienia w przemyśle rybnym, jest utrzymywanie czystości wszędzie tam, gdzie w grę wchodzi odpadki rybne.

### Woda do picia

Punkty wody pitnej winny być tak urządzone, aby zapewniać przy korzystaniu z nich maksimum warunków higieny. Wysoce nieodpowiednie są zwykłe kurki, z których pobiera się wodę przy pomocy jakiegoś naczynia. Przy użyciu takich kurków istnieją dwie alternatywy. Albo trzeba umieścić przy nich kubek służący do wspólnego użytku, przy czym kubek taki staje się rozsadnikiem różnych chorób, albo każdy przychodzi ze swoim naczyniem, przy czym ci, co go nie mają, najczęściej przykładają usta wprost do wylotu kurka, co również może stać się przyczyną przenoszenia chorób zakaźnych na inne osoby. Aby tego uniknąć, najlepiej stosować tzw. „poidełka”. „Poidełko” jest to kolumnienka, wysokości ok. 1 m, ze środka której za naciśnięciem jednego sprężynowego lewara tryska mała fontanna wody na wysokość 20—25 cm. Wkoło wypływu wody znajduje się zlew, do którego woda ścieka, a nad nim umieszczona jest obręcz uniemożliwiająca przytknięcie ust do samego otworu. Fontanna wody winna wytryskać nieco skośnie, tak, aby woda ściekająca z ust nie zanieczyszczała otworu. Posługiwanie się takim „poidełkiem” i łapanie wody w otwarte usta sprawia początkowo pewne trudności, ale szybko następuje przyzwyczajenie. Zresztą w ostateczności można zawsze wodą z takiego „poidełka” napełnić jakieś naczynie. Przy zaopatrywaniu w „poidełka” należy pamiętać nie tylko o zakładach pracy, ale również o różnych punktach nabrzeża, przy których pracują robotnicy portowi i o miejscach publicznych, jak np. dworce morskie itp.



## Urządzenia sanitarne

Port jest miejscem, w którym koncentruje się szereg czynności usługowych i procesów wytwórczych wyjątkowo brudnych. Należą tu w pierwszym rzędzie, w zakresie przeładunku, prace przy węglu, rudach i innych ładunkach sypkich oraz przy skórach, szmatach itp., w zakresie zaś procesów przetwórczych pierwsze miejsce zajmuje przemysł rybny. Toteż należy dążyć do pokrycia całego portu gęstą siecią kąpielisk. Powinny one znajdować się w wystarczającej ilości przy wszystkich zakładach pracy oraz, jeśli chodzi o robotników przeładunkowych, w miejscach, przez które muszą przechodzić, udając się do pracy i z pracy, bez względu na to, przy którym nabrzeżu odbywał się przeładunek. Przy urządzaniu kąpielisk należy kierować się następującymi zasadami:

a) Kąpieliska winny być połączone z szatniami i tworzyć z nimi jedną całość. Ideałem jest, aby każdy robotnik idąc do pracy zostawiał tam swoje ubranie miejskie i wkładał robocze, a po skończonej pracy mył się, czy kąpał i dokonywał ponownej zmiany ubrania.

b) Kąpieliska — szatnie winny być odpowiednio urządzone. Przy pracach brudnych winny one posiadać szatnię czystą i szatnię brudną, przedzielone natryskami. Przy pracach czystych szatnia może być jedna, należy jednak pamiętać o tym, że i w jednym i w drugim wypadku ilość szafek musi odpowiadać ilości robotników, tak, aby każdy z nich miał swoją indywidualną szafkę.

c) Kąpielisko winno być zaopatrzone przede wszystkim w natryski. Wanny mogą znajdować się w nim jedynie jako dodatek, ponieważ kąpiel pod natryskiem trwa dużo krócej, wymaga zużycia mniej wody i jest bardziej higieniczna.

d) Aby kąpielisko spełniało swoje zadanie udostępnienia codziennej kąpeli każdemu robotnikowi, winno ono posiadać wystarczającą ilość natrysków. Z tego względu, obok natrysków zwykłych, godne polecenia są natryski korytarzowe typu amerykańskiego, zapewniające dużą przelotowość przy równoczesnym dokładnym obmywaniu ciała.

e) Ze względów epidemiologicznych, kąpieliska-szatnie winny być tak urządzone, aby w każdej chwili mogły być użyte dla celów dezynfekcyjno-dezynsekcyjnych. Dlatego powinny one być zaopatrzone w komory dezynfekcyjne, a rozplanowanie pomieszczeń winno być takie, aby zorganizowanie jednokierunkowego ruchu ze strony brudnej na czystą — ruchu zarówno ludzi, jak i odzieży, nie nastąpiło trudności.

Niezależnie od kąpielisk służących do oczyszczania ciała po pracy, robotnik musi mieć możliwość w każdej chwili nie skrupobanego umycia rąk i twarzy w czasie pracy. Toteż umywalnie winny znajdować się w każdym miejscu pracy i zbiorowego pobytu w obfitości. Winny one być umieszczane w każdym warsztacie, pokoju biurowym, na nabrzeżach, w stołówkach, w świetlicach itp. Nie należy obawiać się przesady w tym kierunku, gdyż im więcej umieścimy umywalni, tym częściej i racjonalniej będą one wykorzystywane. Jeżeli chodzi o typ umywalni, to winny one być fajansowe i zaopatrzone w dopływ wody ciepłej i zimnej z jednego kranu tak, aby temperaturę wody można było dowolnie regulować. Umywalnie blaszane są trudne do utrzymania w czystości, a emaliowane zbyt szybko obijają się, przy czym i jedne i drugie są nieestetyczne.

Przy umywalni powinien znajdować się zbiornik z płynnym mydłem oraz aparat do suszenia rąk ciepłym powietrzem, bowiem masowe użycie ręczników jest niemal niewykonalne, a w każdym razie niehigieniczne. Specjalną uwagę należy zwrócić na zaopatrzenie w umywalnie ustępów.

Odzież ochronna czy zawodowa przy całym szeregu prac, zarówno przeładunkowych jak i przetwórczych, jak np. w przemyśle rybnym, musi być często zmieniana — czasem nawet codziennie. Rozwiązanie tego zagadnienia jest możliwe jedynie przez instalowanie przy zakładach pracy, w których jest to wskazane, specjalnych pralni. Pralnie

te winny być jak najbardziej zmechanizowane, w przeciwnym bowiem razie wydajność ich będzie zbyt małą i nie spełnią swego zadania.

Ważnym zagadnieniem sanitarnym w porcie są ustępy. Odpowiedni ich rodzaj i rozmieszczenie w dużej mierze stanowią o stanie sanitarnym portu. Przy znacznej ilości osób pracujących i przebywających na terenie portu brak ustępów, lub wadliwe ich rozmieszczenie prowadzą do zanieczyszczenia tych terenów. Dlatego ustępy winny znajdować się w wystarczającej ilości we wszystkich miejscach pracy, w pobliżu największych skupisk osób pracujących. Ustępy należy zatem przewidywać nie tylko w zakładach pracy, ale również, i to jest bardzo ważne — na nabrzeżach, do użytku robotników portowych i rybaków w porcie rybackim, oraz w punktach na obszarze portu najbardziej uczęszczanych przez interesentów. Wszystkie ustępy na terenie portu winny być bezwzględnie skanalizowane i splukiwane wodą. Budowa ustępów typu wiejskiego, jako nie odpowiadających zasadom higieny, jest niedopuszczalna.

Przy projektowaniu urządzeń sanitarnych i socjalnych należy pamiętać również o potrzebach w zakresie zaopatrzenia w wodę liczących na terenie portów placówek leczniczych i pierwszej pomocy, bądź już istniejących, bądź też powstających w związku z rozbudowywanym obecnie systemem lecznictwa w miejscach pracy, przy czym port należy traktować jako jeden wielki zakład przemysłowy. Woda w tych placówkach służy w pierwszym rzędzie do higieny osobistej personelu lekarskiego i pomocniczego oraz do utrzymywania czystości w laboratoriach, pokojach zabiegowych itp. Każdy gabinet lekarski i pokój zabiegowy winien być zaopatrzony w umywalnię z ciepłą i zimną wodą i armaturą jak w salach operacyjnych, tj. z lewarem do zamykania wody łokciem. I tu konieczne są aparaty do osuszania rąk ciepłym powietrzem. W laboratoriach, niezależnie od wyżej wymienionych umywalni, musi być zainstalowana odpowiednia ilość zlewów i zmywaków dla celów laboratoryjnych. Ponadto może zachodzić również potrzeba instalowania innych urządzeń wodnych, doprowadzających wodę bądź do aparatów lekarskich, czy laboratoryjnych, bądź też do urządzeń hydroterapeutycznych. Niezależnie od tego, w zakładach leczniczych zatrudniających większy personel powinny znajdować się natryski z szatniami dla tego personelu. Należy oczywiście również pamiętać o ustępach dla personelu i pacjentów.

## Wnioski

Podanie dokładnych norm ilościowych zużycia wody w porcie wykracza poza ramy niniejszego artykułu i należy raczej do planistów, którzy przy swoich obliczeniach powinni brać pod uwagę w formie wytycznych m. in. wszystkie poruszone tu momenty, co było właśnie naszym celem. Jeśli chodzi o wymogi sanitarne, stawiane wodzie, wszystkie niemal cele, do których woda na terenie portu jest przeznaczona, są takiej natury, że wymagania te muszą być wysokie.

Istnieje wprawdzie kilka celów, odnośnie których wymagania nasze mogłyby być obniżone, tworzenie jednak dwóch sieci wodociągowych, zawierających wodę lepszą i gorszą byłoby niecelowe. Pomijając wszelkie inne względy, jak np. kalkulacja kosztów, istniałoby zawsze niebezpieczeństwo używania gorszej wody do niewłaściwych celów, co mogłoby pociągać za sobą niepożądane następstwa. Dlatego słuszniej jest stawiać sprawę w ten sposób, że cała woda na terenie portu powinna być wodą zdatną do picia i powinna odpowiadać wszystkim stawianym takiej wodzie wymaganiom, zarówno pod względem chemicznym, jak i bakteriologicznym. Wymagania te są ściśle określone przez nasze ustawodawstwo sanitarne.

Należy baczną troską otoczyć budownictwo portów dopiero powstających, czy też rozbudowujących się, aby uniknąć w nich wszelkich niedociągnięć sanitarnych w zakresie zaopatrzenia w wodę i od razu, w samych założeniach, a następnie w wykonaniu, postawić zagadnienie to na najwyższym poziomie wymogów higieny. Da się to osiągnąć jedynie przez ścisłą i skoordynowaną współpracę planistów i realizatorów z odpowiednimi władzami sanitarnymi, jakimi są Morski i Portowe Urzędy Zdrowia.



# ZARYS ROZWOJU POGŁĘBIAREK ŁYŻKOWYCH

*Prototypy pogłębiarek łyżkowych. Typy holenderski i francuski pogłębiarek łyżkowych. Rozwój pogłębiarek o napędzie parowym.*

## Prototypy pogłębiarek łyżkowych

Trudno jest ustalić dokładnie drogi rozwojowe sprzętu pogłębiarskiego. Na podstawie śladów i dokumentów można stwierdzić jedynie fragmentarycznie istnienie pewnych rodzajów urządzeń i elementów konstrukcyjnych w różnych epokach i cywilizacjach. Należy przypuszczać, że w starożytności na Wschodzie stosowano urządzenia do pogłębiania wzorowane na znanych z wykopalisk urządzeń do czerpania wody. A więc poza zwykłą szufłą piaskową do czerpania gruntu, posługiwano się prawdopodobnie żórawiami, kołami kubelkowymi itp. Wymienione wyżej narzędzia stanowiły główne elementy prawzórów obecnych pogłębiarek. Elementy te występują w różnych stadiach rozwojowych w historii sprzętu pogłębiarskiego. W wykopaliskach w Niniwie natrafiono na ślady wyżej wymienionych urządzeń\*).

Za pierwsze pogłębiarki łyżkowe należy uważać szufle piaskarskie, umieszczone na długim stylisku. Prawdopodobnie zostały one przywiezione z Bliskiego Wschodu przez Fenicjan lub Rzymian. Sprzęt ten występuje jednocześnie w historii cywilizacji wielu narodów, a źródła angielskie, holenderskie i niemieckie wspominają o stosowaniu szufli piaskarskiej od niepamiętnych czasów, aż po dzień dzisiejszy. Jako przykład mogą służyć dokumenty w postaci korespondencji burmistrza m. Gdańska z 1447 r. i niemieckie kroniki z 1540 r., wspominające o duńskim specjalście od pogłębiania, zatrudnionym w porcie Lubece. Znanе są również dokumenty w postaci rachunków za pracę zespołów piaskarskich w Hamburgu z 1561 r.

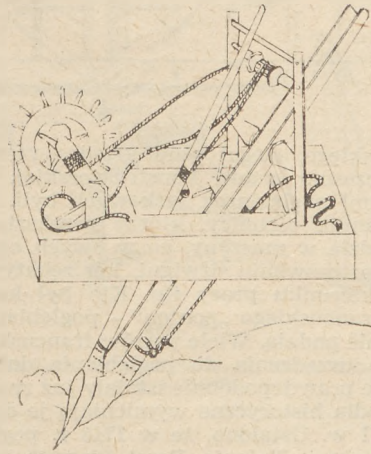
Zwykła szufła piaskarska na długim stylisku została wkrótce ulepszona przez przystosowanie elementów pomocniczych, jak haki, siatki, pałaki tnące, oraz przez skonstruowanie urządzeń ułatwiających pracę i obniżających koszty, jak żórawiki obrotowe do podwieszania szufli, liny do wyciągania, kołowroty itp.

Pierwsze zachowane rysunki pogłębiarek łyżkowych pochodzą z 1420 r. Autorem ich był Giovanni Fontana (Biblioteka Monachijska). Jest to raczej sprzęt do odspariania twardego gruntu pod powierzchnią wody, jednakże posiada on już wszelkie elementy niezbędne dla prymitywnej pogłębiarki łyżkowej, jak ponton, wieża, bloki, kołowroty, liny itp. (rys. 1). Godne uwagi jest to, że praca elementów roboczych odbywa się w płaszczyźnie pionowej (obrót i ruch postępowy łyżki).

## Typ holenderski pogłębiarki łyżkowej

W dalszym swoim rozwoju prymitywna pogłębiarka Fontana przeistoczyła się w nowoczesną pogłębiarkę łyżkową (dipper dredger). Długie stylisko przeobraziło się w trzon łyżkowy, a kołowroty w windy mechaniczne.

Jednakże opisana pogłębiarka Fontana nie miała istotnego wpływu na dalszy rozwój sprzętu w basenie Morza Północnego oraz w Nowym Świecie. Rozwój tego sprzętu poszedł kilku drogami, przy czym powstały typy: a) holenderski i b) francuski. Typ holenderski, który został przyswojony przez Anglików i Niemców, przetrwał na poziomie szufli piaskarskiej aż po dzień dzisiejszy. Szczytem rozwoju pogłębiarki łyżkowej typu holenderskiego była pogłębiarka wielołyżkowa z r. 1750, której model zachował się w Lejdzie (Holandia). Nazwisko konstruktora oraz opis techniczny pogłębiarki nie są znane. Jednakże z bardzo dokładnie wykonanego modelu można wnioskować, że pogłębiarka ta składała się z dużej barki płaskodennej, zaopatrzonej w 6 wind poruszających na



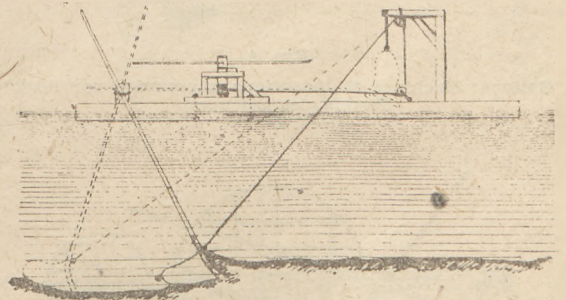
Rys. 1

zmianę 12 łyżek-szufli o długich styliskach. Szufle te były umieszczone i kierowane ręcznie z 2 tratw lub galarów. Kierunek pracy łyżek był prawdopodobnie poprzeczny do osi barki. Ukopany materiał, podniesiony szufłą, był wrzucany do wnętrza barki, skąd za pomocą rynien był dalej kierowany do galarów ustawionych wzdłuż przeciwległej burty barki.

Obok opisanej wyżej pogłębiarki wielołyżkowej występuje tzw. amsterdamska tratwa pogłębiarska o pojedynczej szufli, która stanowi postać pośrednią pomiędzy pogłębiarką łyżkową ręczną a mechaniczną. Mimo istnienia pogłębiarek parowych, w 1832 r. urządzenia te spotykano jeszcze w Holandii (rys. 2).

Pierwsze urządzenia pogłębiarskie w Anglii były to szufle piaskarskie, umieszczone na długim stylisku, zawieszonym na żórawiku obrotowym, a podnoszonym za pomocą bloków i kołowrotów. Całość urządzenia była zmontowana na łodzi drewnianej. Pogłębiarka ta, zwana Drehever, została opisana w kronikach hamburskich w 1760 r. pod nazwą „angielskiej maszyny do pogłębiania“, a następnie jako „hamburska pogłębiarka“ (W o l t m a n, 1824 r.). Urządzenia te zostały opisane w 1843 r. w „History of the Dredging Machine“ (rys. 3).

Jest rzeczą ciekawą, że jeszcze w 1930 r. spotykano na Tamizie prymitywne barki piaskarskie z szufłą na długim stylisku\*).



Rys. 2 (wg Henza)

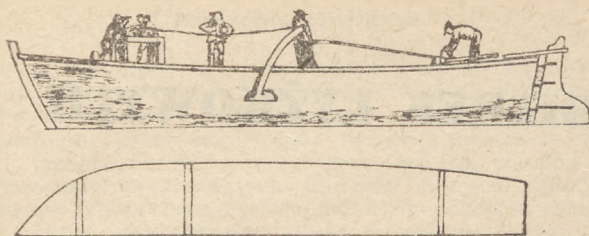
## Typ francuski

Typ francuski wykroczył poza granice starego świata i znalazł szerokie zastosowanie w Ameryce. Jeżeli chodzi o poziom techniczny, to był on bez porównania wyższy

\* A. H. L a y a r d : Monuments of Nineveh, London 1853.

\* E. C. S h a n k l a n d : Dredging of Harbour and Rivers.



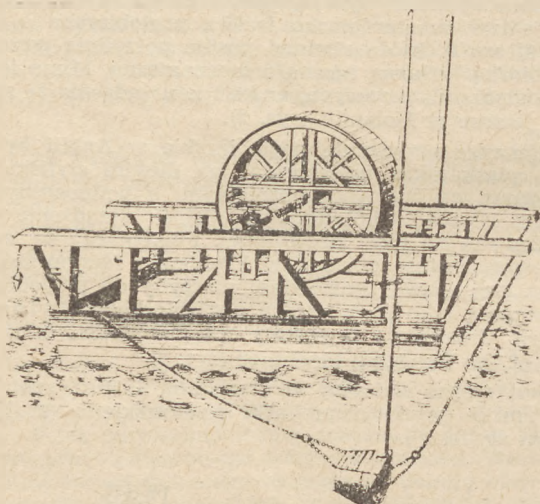


Rys. 3

od holenderskiego, sięgał poza granice rzemiosła i był wzorem ówczesnej sztuki konstruktorskiej. We Francji konstruktorami pogłębiarek łyżkowych byli, w odróżnieniu od Holandii, technicy, którzy przekształcili prymitywne narzędzia w maszyny, co w owych czasach wyrażało się w zastosowaniu dźwigni, kół zębatach, urządzeń do zmiany kierunku pracy itp. Kto był konstruktorem pierwszego francuskiego „pontona” - pogłębiarki łyżkowej, tego źródła nie podają. Wiele portów francuskich w XVIII w. posiadało urządzenia do pogłębiania dna morskiego. Urządzenia te prawdopodobnie istniały już znacznie wcześniej, lecz źródła historyczne wymieniają je dopiero w początku XVIII w. Ustalono, że w 1718 r. pogłębiarki łyżkowe pracowały w Tulonie, Brest i innych portach francuskich. Znany jest sztych przedstawiający projekt pogłębiarki dwułyżkowej konstrukcji de la Balme z 1718 r. Maszynę tę miało obsługiwać sześciu ludzi (rys. 4).

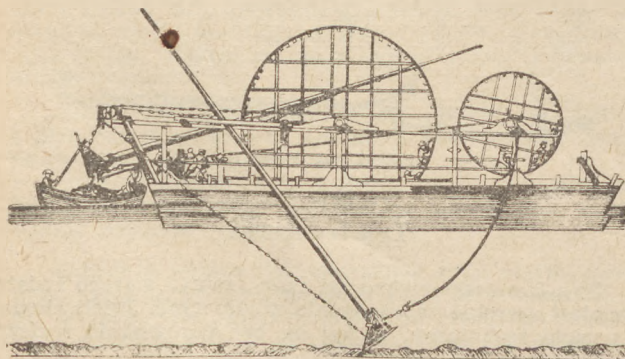
O pogłębiarkach łyżkowych pisze Belidore w swoim dziele „Architectura Hydraulica” (Paryż, 1757 r.).

Pogłębiarka de la Balme była to maszyna napędzana kołem, obracającym ciężarem ludzi posuwających się wewnątrz tego koła (koło wiewiórcze). Konstruktor zastosował poza tym listwy i koła zębata oraz przeciw-



Rys. 4

(wg. Gallona: Machines et inventions approuvées par l'Académie Royale des Sciences)



Rys. 5

wagi, liny i łańcuchy. Urządzenie to posiadało wiele elementów mechanicznych i stanowiło znaczny postęp w stosunku do innych współczesnych maszyn pogłębiarskich. Dużym jednak brakiem tej konstrukcji była możliwość ruchu tylko w płaszczyźnie pionowej.

Drugą odmianą typu francuskiego była maszyna konstruktora Dubois z 1726 r., w której został zastosowany ruch w dwóch płaszczyznach — pionowej i poziomej. Jednocześnie Dubois skonstruował kopaczkę łyżkową lądową, pracującą również w dwóch płaszczyznach.

Wiele innych typów pogłębiarek łyżkowych przypisuje się Belidore'owi; on tylko opisywał je w rozdziale: „O maszynach do pogłębiania portów morskich” w swoim dziele „Architectura Hydraulica”. Podaje on wymiary, opisy, ilości i koszt urządzeń.

W 1745 r. zbudowano dla arsenału w Tulonie maszynę do pogłębiania wg projektu Milet de Montville kosztem 10.000 liwrow. Podobną maszynę zbudowano dla portu Brest. Były to pogłębiarki łyżkowe o zmechanizowanych ruchach łyżek. Napęd jednak opierał się jeszcze na sile ludzkiej (rys. 5 i 6).

W tym samym czasie Antoine Macary zbudował pogłębiarkę łyżkową podsiębierną, która znacznie różniła się od urządzeń opisanych przez Belidore'a. System dźwigowy łyżki podsiębiernej stał się pierwowzorem nowoczesnej kopaczki podsiębiernej (rys. 7 i 8).

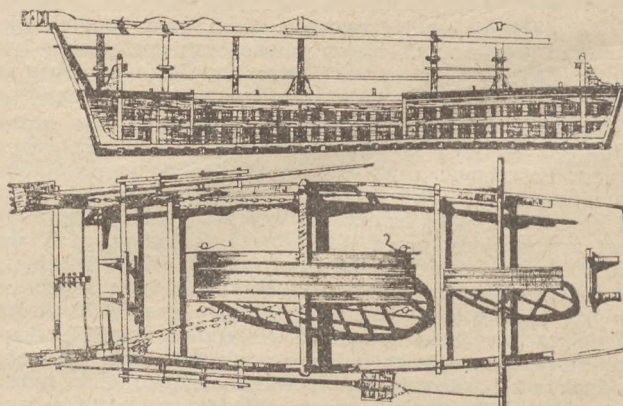
W 1756 r. Macary zbudował pogłębiarkę łyżkową dla portu Dunkierka. Rysunki tej pogłębiarki znajdują się w Urzędzie Patentowym w Hadze. System tej pogłębiarki był mniej skomplikowany od poprzedniego, ale, chociaż późniejszy, winien być uważany za mniej udany, gdyż stanowi raczej cofnięcie konstrukcji do prymitywu.

Maszyny typu francuskiego wykazywały niezwykłą trwałość, gdyż np. w Tulonie pracowały ponad sto lat.

### Rozwój pogłębiarek o napędzie parowym

Wynalezienie maszyny parowej otworzyło nową erę również w dziedzinie urządzeń pogłębiarskich. Pierwsze zamówienie na budowę pogłębiarki łyżkowej z napędem parowym zostało zanotowane w książce zleceń firmy Bulton and Watt od Administracji Portu Sunderland z datą 17. 6. 1796 r. W zleceniu podane są bardzo dokładne charakterystyki urządzeń mechanicznych. Z tego wynikało by, że pierwsze zastosowanie napędu parowego do pogłębiarki łyżkowej było dokonane przez James'a Watta. Na tym rozwój pogłębiarek łyżkowych w Europie zatrzymał się na blisko całe stulecie. Nowoczesne pogłębiarki łyżkowe przysły do starego świata z Ameryki Północnej już jako sprzęt udoskonalony i obecnie są produkowane w Europie w stosunkowo niedużych ilościach. Jednakże sprzęt ten nie znalazł szerszego zastosowania w Europie.

W Ameryce warunki życia układały się odmiennie. Ogromne przestrzenie wymagały zaludnienia, co powodowało trudności w angażowaniu sił roboczych i wysokie ceny na robociznę. Z drugiej strony potrzeby szybkiej rozbudowy sieci komunikacyjnej były olbrzymie i nie cierpiące zwłoki. Okoliczności te stworzyły warunki sprzyjające rozwojowi mechanizacji w każdej dziedzinie,



Rys. 6

Dwuszufłowa pogłębiarka łyżkowa Milet de Montville z 1745 r., zwana tulońską maszyną (wg Belidore)



a więc i w zakresie maszyn pogłębiarskich. Postęp w konstrukcji pogłębiarek łyżkowych spowodował wzmożone zapotrzebowanie na maszyny.

Hagen wyjaśnia, że pogłębiarki wielokubłowe typu europejskiego nie przyjęły się w Ameryce, ponieważ ich okres amortyzacyjny wynosił 20 do 30 lat, co było sprzeczne z interesem przedsiębiorców, poszukujących sprzętu o szybkiej amortyzacji stosunkowo niedużych nakładów. Z powyższych względów pogłębiarki łyżkowe znalazły szerokie zastosowanie w Ameryce.

Pierwsze wiadomości źródłowe o sprzęcie pogłębiarskim w Ameryce podał Marestier w swoim dziele: „Mémoire sur les bateaux à vapeur des Etats Unis d'Amérique, avec un appendice sur divers machines relatives à la marine“ (Paris, 1824 r.). Jeden z rozdziałów był poświęcony maszynom do oczyszczania dna. Opisane w tym dziele pogłębiarki były typu łyżkowego, jak np. typ z napędem kieratowym z 1820 r. (rys.9).

Z tego rysunku wynika, że pogłębiarka ta była wzorowana na konstrukcji europejskiej. Znamienne jest zastosowanie „szczudel“ wbijanych w dno, a służących do unieruchomienia pontonu. Szczudła były również zaczerpnięte ze wzorów europejskich, prawdopodobnie z weneckiej konstrukcji opisanej przez Lorini'ego (1600 r.). Opisana przez Marestier'a pogłębiarka posiadała następującą charakterystykę: 24 cykle robocze na godzinę, pojemność kubła (łyżki) 0,66 m<sup>3</sup>, wydajność 16 m<sup>3</sup>/godz. Te liczby wydają się jednak zbyt optymistyczne. Aż do 1824 r. pogłębiarka łyżkowa pozostawała jedynym używanym w Ameryce sprzętem do robót pogłębiarskich.

Dokładnej daty budowy pierwszej pogłębiarki o napędzie parowym na kontynencie amerykańskim nie można ustalić. Rysunki podawane przez Hagen'a dotyczą początku XIX w., lecz mogą one dotyczyć zarówno pogłębiarki łyżkowej o napędzie zwierzęcym, jak i o napędzie parowym.

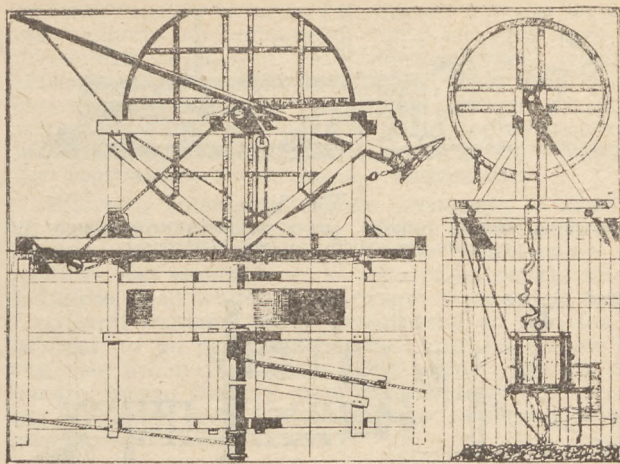
Skonstruowanie przez Ottisa w 1834 r. „amerykańskiej maszyny do kopania ziemi“ stało się momentem przełomowym również w technice pogłębiarskiej Nowego Świata. Maszyna ta została opatentowana również w Europie. Sprzęt ten o napędzie parowym został skonstruowany dla budowy linii kolejowej Baltimore—Ohio Rail-Road. Był to ostateczny prototyp nowoczesnej kopaczki łyżkowej. A teraz pozostawał tylko jeden krok do skonstruowania pogłębiarki łyżkowej nowego typu.

Właściwie wszystkie elementy konstrukcyjne mechanizmów już istniały, pozwalając na poruszanie maszyny we wszystkich trzech wymiarach. W 1842 roku John Duncanson opatentował w Anglii pogłębiarkę parową łyżkową, wzorowaną na prototypie Ottisa.

Przez czas dłuższy konserwatywna Europa nie chciała uznać zalet nowej maszyny, gdyż jej konstruktorzy byli pod wrażeniem pierwszych udanych pogłębiarek wielokubłowych, a nie posiadali jeszcze doświadczenia w doborze sprzętu dla różnych rodzajów gruntów i warunków budowy.

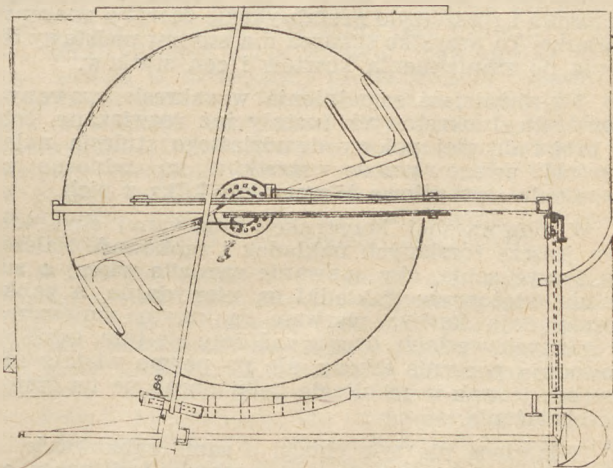
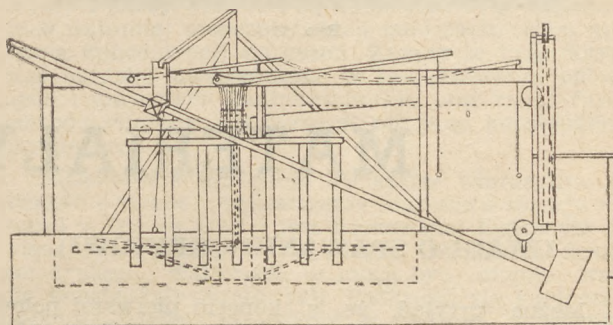
Pierwsza pogłębiarka łyżkowa typu amerykańskiego została sprowadzona do Francji dopiero w 1862 r. dla budowy kanału „du Midi“. Malézieux podaje charakterystykę tej pogłębiarki: głębokość robocza — 6,71 m, wydajność — 2,8 m<sup>3</sup>/min.\*) (rys. 10).

\*) Por. Malézieux: Travaux publics des États Unis d'Amérique en 1870, Paris 1873.

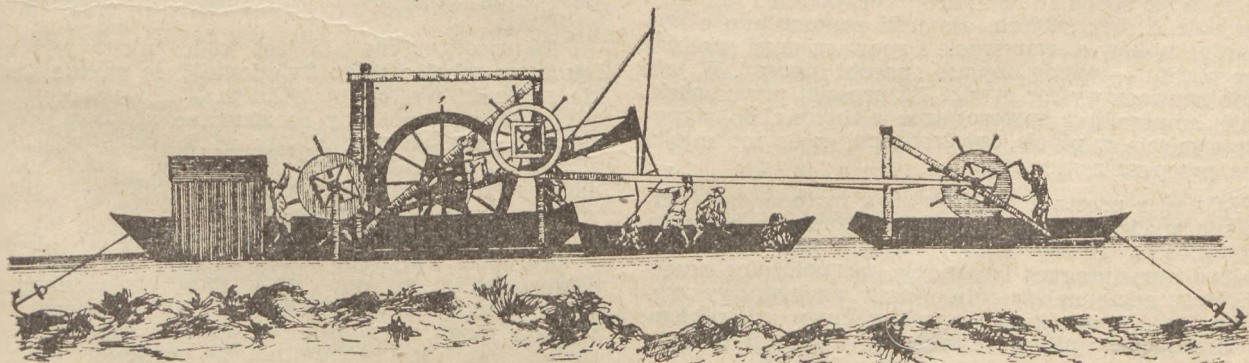


Rys. 7

Mała pogłębiarka łyżkowa z otwieranym dnem czerpaka z 1750 r. (wg Bellidore)



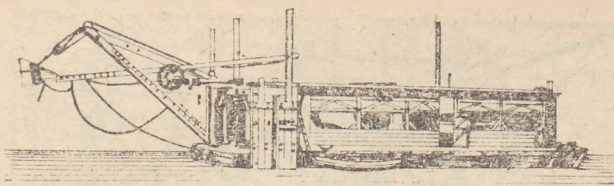
Rys. 9



Rys. 8

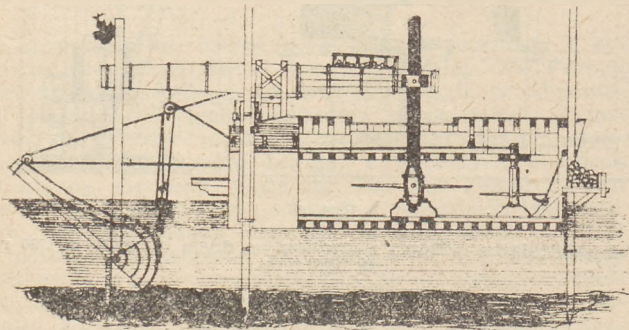
Pogłębiarka łyżkowa podsiębierna A. Macary z 1744 r. (wg Gallona)





Rys. 10

Pogłębiarka parowa łyżkowa, użyta do pogłębienia kanału Illinois do jez. Michigan (wg Malézieux)



Rys. 11

Na uwagę zasługuje zastosowanie szczudeł kotwicznych.

Poza opisanymi wyżej maszynami istniały jeszcze konstrukcje pośrednie, jak np. pogłębiarka łyżkowa wenecka, zbudowana w XIX w., która była ulepszeniem konstrukcji Loriniego z 1600 r. Pogłębiarka ta była zapopatrzona w szczudła kotwiczne, jednakże łyżka jej posiadała więcej cech chwytaka niż szuffli (rys. 11).

Koniec XIX w. i początek XX w. zaznaczyły się bogatym rozwojem pogłębiarek łyżkowych w Ameryce Północnej. Najnowszym typem tych pogłębiarek są znane „dipper dredgers“ o pojemności kubła dochodzącej do 12 m<sup>3</sup>. Są one powszechnie używane do wykonywania wszelkiego rodzaju robót hydrotechnicznych w Stanach Zjednoczonych, gdzie inne typy, z wyjątkiem ssących, nie znalazły szerszego zastosowania.

W Europie, poza Związkiem Radzieckim, pogłębiarki te są mało używane; statystyka holenderska stwierdza, że w Holandii na 278 pogłębiarek różnego rodzaju zaledwie 2 są łyżkowe.

Jednakże do gruntów skalistych i w miejscach trudno dostępnych pogłębiarki łyżkowe są bardzo przydatne, czego dowodem jest wprowadzenie tego typu jednostek przez Związek Radziecki dla pracy na wodach osłoniętych w twardych gruntach.

## MATERIAŁY I Dyskusje

### UWAGI O SPAWANIU OKRĘTÓW\*)

Można przyjąć, że z końcem pierwszej połowy XX w. przyjęły się definitywnie na stocznicach całego świata nowe metody, a spawanie łukiem elektrycznym uprościło i rozszerzyło prefabrykację sekcji o znacznym ciężarze. To wszystko stwarza dla stoczni podstawy dążenia do zmniejszenia kosztów i cen statków.

Najważniejsze zagadnienia w zakresie spawanych konstrukcji okrętowych zostały już rozwiązane, toteż u progu drugiej połowy dwudziestego stulecia należy zwrócić uwagę przede wszystkim na odnośne zagadnienia szczegółowe. Wymienimy kilka z nich.

W nowoczesnej konstrukcji spawanej zbyt wiele jest jeszcze rozsianych nakładek i ząbkowań. Należało by życzyć sobie, aby spawanie zwróciło więcej z sumy w nie włożonych. Zakładki są niewydajne, a ząbkowanie daje karby; pierwsze są często umieszczane w ważnych węzłach, drugie zaś daje się tam, gdzie nie powodują pozorne szkody, ale na pewno wiele z nich osłabia jednak w rezultacie belki narażone na zmienne obciążenia.

Właściwie nie tyle chodzi o samo ząbkowanie, ile o sposób, w jaki jest ono wykonywane. Jeśli praca odbyła się w warsztacie i wycinano ząbki płomieniem, to można się spodziewać wykroju o czystych i gładkich krawędziach, bez szczerb, ale jeśli zapomniano o wykonaniu ząbków w warsztacie i spawacz musi wycinać je na statku — wtedy dopiero „narobi bigosu“. W jaki sposób spawacz wytnie otwór? Najprościej przez zwiększenie amperażu i zastosowanie elektrody do wypalenia wycięcia w płycie, czy środniku, co da mu miejsce na przepuszczenie szwu.

Ta nader prosta i niekropotliwa metoda daje jednak nie wycięcie, lecz szczerbę najgorszego gatunku. Z pewnością mniej szkody uczyni przepuszczenie świeżego szwu poprzez istniejący już, położony wcześniej. Tam, gdzie należy ominąć szew pachwinowy, wycięcie prawidłowego kształtu jest ważnym czynnikiem, umożliwiającym uniknięcie kraterów i żużla w spoinie. Spawka powinna być zawsze zdrowa i mocna.

Wycięcia natomiast nie są ważne tam, gdzie szew pachwinowy usztywnienia krzyżuje się z połączeniem wykonanym maszynowo, lub tzw. głębokim, ani tam, gdzie wręgi i pokładniki przechodzą poprzez mechanicznie wykonane szwy poszycia lub pokładu.

Powinno się stanowczo ograniczyć to szeroko stosowane ząbkowanie, zanim nie umknie ono spod kontroli.

Niepotrzebne nakładanie wielu warstw ukrywa wewnątrz żużel i szlakę, wskutek czego wzajemne przenikanie między spawką i metalem łączonym jest wadliwe.

Stosowanie zakładki przy spawaniu poszycia pokładu czy grodzi było przyjęte dla ułatwienia i przyspieszenia montażu części prefabrykowanych. Bywa tak, że 2/3 konstrukcji są spawane stykowo, a 1/3 jest wykonywana z zakładkami. Jest to zamierzający już zwyczaj, odziedziczony po niterach, którzy nie mogli osiągnąć należytego kształtu bez tej swobody, jaką dają zakładki, gdyż dwie spawki pachwinowe są łatwiejsze do wykonania niż jedna stykowa.

Całą sekcję prefabrykowaną można wykonać gładko, bez jakiegokolwiek dwuwarstwowości, ale w celach montażowych musi ona posiadać obrzeże dla umieszczenia paru otworów montażowych. Niedokładne pasowanie blach oraz wpływ skurczu i odkształceń służą monterom za powód do żądania większej swobody pasowania, szczególnie przy długich pionowych krawędziach.

Ta zacofana metoda jest wielce niekonsekwentna i gmatwa robotę; tylko świadomość, że prawie wszystkie zakładki występują tylko przy grodziach, podczas gdy poszycie i pokłady są spawane stykowo, rozgrzesza sumienie spawalnika. Jak wiele podobnych improwizacji przy całkowicie spawanych konstrukcjach okrętowych, metoda stosowania zakładki posiada wiele momentów instruktywnych.

Istnieje sposób przedstawienia rozkładu naprężeń w stali pod wpływem obciążenia, przy pomocy modeli plastycznych; są one poddawane obciążeniom proporcjonalnym do rzeczywistych, pod którymi konstrukcje mogą się znajdować w czasie służby. Stwierdzone jest, że zachowanie się miękkiej stali pod wpływem obciążeń jest wystarczające dla celów, dla których została ona zastosowana.

\*) Na podstawie źródłowych materiałów zagranicznych.



Skład miękkiej stali jest tego rodzaju, że walcowana, odlewana, czy też zagrzewana może przeciwstawić się naprężeniom aż do stosunkowo wysokiej granicy płynności. Jest ona dostatecznie elastyczna także poza granicą płynności; potrafi wytrzymać wielką liczbę najróżniejszych rodzajów obciążeń, jakim podlega statek płynący przez rozfalowane morze.

Miękka stal może również pochłonąć naprężenia w sferze poza granicami elastyczności i potrafi, w granicach możliwości, dostosować się do rozkładu sił przez pewne odkształcenia plastyczne. Zwykle daje to w rezultacie odkształcenia trwałe. Wymiary jakiejś części konstrukcji mogą wzrosnąć nieznacznie i powrócić do normalnego kształtu z pewnymi deformacjami, które na ogół nie są szkodliwe, o ile rodzaj obciążenia wywołujący powyższe zmiany nie powtarza się zbyt często.

Jeżeli jednak obciążenie zwiększy się i będzie nadal naprężać konstrukcję poza granice plastyczności, lub, nawet nie przekraczając tej granicy, będzie występowało zmienne, stale rosnąc i malejąc, istnieje zawsze niebezpieczeństwo zniszczenia połączenia. Takie właśnie stale powtarzające się małe naprężenia uznane zostały za najbardziej niebezpieczne dla konstrukcji okrętowej, zwłaszcza tam, gdzie może powstać dodatkowo efekt karbu, wywołany przez dziury, otwory i zmiany przekroju.

Przeniesienie działających na element sił może być łatwo osiągnięte przez zaprojektowanie przekroju o wytrzymałości pozostającej w określonym stosunku do docelowej wytrzymałości materiału. Innymi słowy, trzeba przyjąć pewien współczynnik bezpieczeństwa, który pozwala przyjąć, że dana część może wytrzymać 4,5, albo 6 razy większe obciążenie, zanim zostanie zniszczona.

Wytrzymałość całego statku jako belki jest traktowana prawie w ten sam sposób, jak wytrzymałość każdego z jego elementów, z wyjątkiem tego, że współczynnik bezpieczeństwa całości, jak zostało ustalone na podstawie doświadczeń, powinien być nieco niższego rzędu. Grodzie przy próbie wodnej pod ciśnieniem oraz pokłady i poszycie dużych okrętów mogą być bez obawy poddane bardzo dużym naprężeniom. Okazało się, iż naprężenia te w pewnych warunkach obciążenia mogą sięgać granicy plastyczności materiału.

Będąc systemu empirycznego, przyjętego w projektowaniu okrętów, było przypuszczenie, że stal kadłuba, jako całość, będzie się zachowywała w podobny sposób, jak małe próbki, na podstawie których była określona jej wytrzymałość. Stosunkowo duży współczynnik bezpieczeństwa, zwiększanie grubości ze względu na korozję, troskliwa ochrona przeciw rdzewieniu materiału i periodyczne wymienianie uszkodzonych i skorodowanych blach były przyczyną, dla której statki wszelkich typów, mimo swej ciężkiej służby w morzu, mogły pracować w przeciągu dwudziestu i trzydziestu, a nawet do czterdziestu lat.

Wytrzymały kadłub okrętowy można otrzymać zarówno przez nitowanie jak i przez spawanie jego elementów; zasoby wytrzymałości są wzięte pod uwagę w obu metodach w jednakowy sposób. Mimo to, spawanie przedstawia dodatkowe zalety, przede wszystkim dzięki temu, że pozwala znacznie łatwiej osiągnąć wodoszczelność całego kadłuba i daje lepsze warunki montażu, który może być dokonany szybciej i taniej, o ile istnieją odpowiednie warunki dla dobrego spawania. Spawane kadłuby są lżejsze przy tej samej, jeśli nie większej, wytrzymałości a statki spawane są w przeciągu całego swego życia tańsze w eksploatacji.

Dzięki spawaniu okrętów stały się widoczne różnice między zachowaniem się małych próbek stali, badanych w warsztacie, oraz naturalnej wielkości elementów statku. W pierwszym wypadku stal zachowywała się plastycznie, podczas gdy w drugim stawała się niemiernie krucha i nieodpowiednia. Mimo, że obciążenia leżały niżej granicy plastyczności, powstawały uszkodzenia, jeśli stal nie pozwalała na przenoszenie naprężeń, które w wypadku ich skupienia wywoływały pęknięcia, zaczynające się przy istniejącym karbie.

Prawdopodobnie obciążenie nie było jednokierunkowe, lecz działało w wielu kierunkach i mogło wywoływać uszkodzenia podobnego charakteru, jak przy naprężeniach zmiennych. Jeśli ten stan rzeczy trwa dostatecznie długo, lub też występuje przez czas dłuższy okresowo z przerwami, powstanie przede wszystkim szereg niewidocznych pęknięć, a następnie zmęczenie materiału, przez co pęknięcia rozszerzą się i ostatecznie doprowadzą do zerwania i zniszczenia.

Zjawisko zmęczenia zawsze występuje w stosunku do miękkiej stali okrętowej. Widać to jasno na przykładzie dużego i nowego gwoźdźdza. Praktycznie niemożliwe jest złamanie go w rękę przez zwykłe zgięcie, jednakże, jeśli wbijamy go mocno w kawałek drzewa i palcami systematycznie przeginamy go tam i z powrotem, to po pewnym bardzo krótkim czasie stal staje się krucha, pokazują się szczeliny i gwoźdź pęka bardzo łatwo. Ciemny złom zmęczeniowy jest wyraźnie widoczny przy jasnym kolorze nowego stalowego gwoźdźdza.

Nawet przy małej ilości przeginań wydziela się pewna ilość ciepła, na skutek tarcia międzycząsteczkowego, i złom staje się kruchy. To samo zjawisko powstaje przy przeginaniu płaskiego paska blachy. Mając to wszystko na uwadze, trzeba pamiętać, że wyniki prób z modelami plastycznymi wyraźnie nakazują, aby otwory i karby, jeśli one są konieczne, były umieszczane w najmniej niebezpiecznych miejscach, celem uniknięcia koncentracji naprężeń. Zasady te były dotychczas bardziej uwzględniane w projektowaniu odlewanych i spawanych kadłubów turbin oraz ram i fundamentów silników spalinowych niż przy konstrukcjach okrętowych.

Gdziekolwiek występuje obciążenie wibracyjne, tam dbałość o dobre rozmieszczenie materiału sprzyja ekonomii w użyciu stali i jest najbardziej logicznym rozwiązaniem trudnych zagadnień obniżania kosztów konstrukcji. Wskazania te mogą być również ważne dla konstrukcji okrętowych. Podkreśla się konieczność unikania ostrych narożników w częściach zapewniających wytrzymałość konstrukcji oraz w fundamentach maszyn i innych mechanizmów. Staranne projektowanie płynnych przejść w łączeniu płyt i profili wymaga od konstruktorów wiele wysiłku, powinno to jednak być zasadą w dzisiejszym projektowaniu spawanych wiązań okrętowych. Wszystkie małe otwory dla włązów, świetlików, wentylatorów itp. powinny być dobrze zaokrąglone. Duże otwory w pokładach mocnych wymagają specjalnej uwagi, spawane styki oraz szwy w pasach poszycia pokładu powinny być umieszczane tam, gdzie materiał doznaje najniższego naprężenia, co można sprawdzić na modelu plastycznym.

Stosowanie zakładek utrzymuje się nadal i zanika bardzo opornie. Jednakże nie osiągniemy doskonałości, póki zakładki nie ustąpią całkowicie przed stykami, co pozwoli zaoszczędzić na ciężarze jeszcze więcej niż dotychczas. Zakładki są stosowane dla uniknięcia wielu otworów montażowych i dają niedbałym monterom swobodę w niedbalstwie. Ich tłumaczeniem jest zdanie, że i tak przecież przy grodziach końcowy spaw trzeba wykonywać pionowo, przy pokładach zaś jeden zawsze nad głową, tak, że połowa jest takich, a połowa innych w obu sposobach spawania — na styk i na zakładkę.

Jeśli zastąpić otwór montażowy innym uchwytem, umieszczonym w odpowiednim miejscu, wtedy znikną i zakładki, a połączenia można spawać stykowo. Znaczne uproszczenie w pracy wprowadziły duże kształtowniki o przekroju krzyżowym, stosowane wszędzie tam, gdzie obecnie wypadają połączenia kątowe, czy to pionowe, czy poziome; pozwoliłyby to uniknąć kąтового spawania pachwinowego. Znikłyby również wszelkie nieszczelności w takich skrzyżowaniach.

Najlepsze co można zrobić w spawaniu, to zredukować spawanie pachwinowe do minimum. Można sobie wyobrazić, że kiedy zostanie wytworzona jakaś nowa stal, lub może inny jakiś materiał, to wszelkie połączenia będą wykonywane stykowo, z ukosowaniem brzegów i głębokim przenikaniem, co odsunie od nas



takie trudności, jak nieuszczelnność w połączeniach kątowych. Nie wykorzystamy nigdy pełnej wytrzymałości materiału i nie zdołamy obniżyć współczynników bezpieczeństwa, jeśli ta żywotna zasada nie będzie zastosowana do wszystkich elementów wytrzymałościowych kadłuba.

Unikanie połączeń pachwinowych powinno zawsze obowiązywać przy konstrukcji spawanych fundamentów maszynowych i wiązań dna podwójnego. Nieuszczelnność między półką i środkiem, oraz przerwa między parą dwustronnych szwów pachwinowych są groźbą dla pewności połączenia w wypadku obciążeń zmiennych.

Złożone konstrukcje wiązań okrętowych zdążają do tego punktu nasycenia, gdy nie więcej nie da się ulepszyć, ani zaoszczędzić na wadze. Stanie się to wtedy, gdy zastosowane będą całkowicie połączenia stykowe, a kryzy, nakładki i szwy pachwinowe będą ograniczone do minimum. Odpadnie wtedy ostatnia niepotrzebna jednostka wagi. Wszystko to jest jeszcze od nas odległe.

W konsekwencji jednak wszystkie argumenty pozwalają wyciągnąć jeden jedyny racjonalny wniosek: wykluczyć wszelkie te drobne szczegóły i złe nawyki, które przeszkadzają łagodnemu spływaniu naprężeń wzdłuż całej konstrukcji okrętu.

Ostatecznie można stwierdzić, iż porównanie wyników prób modeli elastycznych pewnych typowych połączeń spawanych pozwoli zorientować się należyście, „w którą stronę wieje wiatr spawalniczy“. Górne i dolne zgrubienie szwu stykowego było zwykle traktowane jako kompensacja wadliwego wykonania, gdyż zawsze się mogło zdarzyć, że między poszczególnymi warstwami spawki pozostawał żużel. Te czasy należą już jednak do przeszłości i obecnie nie ma powodów, dla których styki spawane nie miałyby być doskonale dokładne pod wszelkimi względami.

Wierzchnie zgrubienie jest zabezpieczeniem przed nieczystym przespawaniem grubości, dolne jest kształtem fizycznym, którego trudno uniknąć przy spawaniu nad głową. Jednakże właściwe zaprojektowanie i odpowiednie przygotowanie mogą w znacznej mierze przyczynić się do uniknięcia tego zwisającego, niepotrzebnego występu w metalu. Wierzchnie i dolne zgrubienia są powodem zwiększeń naprężeń, ponieważ tworzą karby na obu stronach połączenia u każdego z brzegów spawki.

Wszelkie podcięcia w tych miejscach powodują w znacznym stopniu koncentrację naprężeń. Zwykle podaje się, że dolne i górne zgrubienia spawki stykowej powinny zwiększyć grubość szwu o 10% grubości łączonych blach. Niestety, pomimo, że zgrubienie to ma dawać pewien zapas bezpieczeństwa, nie daje ono w rzeczywistości absolutnej korzyści. Nie przenosi właściwie żadnych naprężeń, a jest małym, ale niepotrzebnym dodatkiem na wadze. Natomiast uniknięto by zjawiska działania karbu, gdyby nie było żadnych zgrubień i zagłębień na powierzchni i grubość połączenia była na całej przestrzeni równa grubości łączonych płyt.

Jeśli przyjąć za jednostkę wartość naprężenia występującego w pobliżu szwu o normalnym równoległym przekroju materiału spawanego stykowo, to nieznaczne podcięcie wzdłuż krawędzi styku materiału przetopionego z nie przetopioną resztą blachy wywołuje wzrost naprężenia do 1,8 na skutek działania karbu. To nie jest dobrym startem dla takiego połączenia w wypadku działania zmiennych obciążeń, raczej jest to niepotrzebną przeszkodą w pracy.

Jeśli w połączeniu stykowym, na skutek niedokładnego usunięcia szlaku, pozostanie nieco żużli, co w efekcie daje przerwę wewnątrz spawki pomiędzy poszczególnymi warstwami, to współczynnik koncentracji naprężeń wzrośnie do 3,2. To jest już wynik smutny. Połączenie na zakładkę spawane pachwinowo jest połączeniem niesymetrycznym, co powoduje, że siły rozciągające wywołują dodatkowo mały moment zginający w spawkach, tak, że współczynnik koncentracji naprężeń w tym wypadku wzrośnie wielokrotnie. To powo-

duje, że połączenie na zakładkę jest zupełnie nieodpowiednie do przeciwstawiania się przez dłuższy przeciąg czasu obciążeniom pulsującym.

Próby wykonane z modelami połączeń na zakładkę wykazały koncentrację naprężeń 10-krotnie większą niż w normalnym przekroju blachy z daleka od połączenia. Jasne jest, że tak wykonane połączenie nie nadaje się zupełnie do pracy w fundamentach maszynowych, w częściach konstrukcji okrętowych, które są poddawane uderzeniom i stałej wibracji w czasie służby, czy też tam, gdzie istnieje znaczne niebezpieczeństwo korozji.

Skoro zostanie wprowadzona w użycie nowa stal, posiadająca ulepszone własności mechaniczne i całkowitą spawalność, wtedy zagadnienie idealnego połączenia wszelkich elementów konstrukcji okrętowej stanie się sprawą najwyższego znaczenia.

Mgr. inż. Jan Korwin Kamiński

## PROJEKT MAŁEGO SLIPU BEZ ZASTOSOWANIA GRODZY

W związku z notatką inż. Słomianki, umieszczonej w nr 8-9/50 „Techniki Morza i Wybrzeża“ i omawiającą sposób budowy małych slipów bez zastosowania grodzy, chciałbym krótko opisać zbliżoną sposobem wykonania konstrukcję, zaprojektowaną przeze mnie w lipcu 1949 r.

Zaprojektowany slip był typu podłużnego, dla kutrów rybackich o nośności do 100 ton.

Slip składał się z dwóch zasadniczych części:

- a) podwodnej drewnianej,
- b) nadwodnej żelbetowej.

W dalszym ciągu podam tylko projektowany sposób wykonania części podwodnej, gdyż konstrukcja jest prosta, a rysunki w tekście dostatecznie ją wyjaśniają.

Tok budowy:

- a) Zabijamy z wody pale pod dźwigary (rys. 1a).
- b) Obcinamy pale podwodnie na wysokości belek głównych.
- c) Na lądzie łączymy belki główne tężnikami. Gdy tak skonstruowana rama nie posiada dostatecznej sztywności, należy ją na okres budowy dodatkowo stężyć.
- d) Ramę spuszcza się na wodę i obciąża odpowiednio przygotowanymi betonowymi klockami (rys. 1b) tak, aby dźwigary spoczęły na obciętych palach.
- e) Znaczymy, przy pomocy nurka, miejsca oparcia dźwigarów o pale.
- f) Wyciągamy klocki betonowe, aby rama wypłynęła na powierzchnię wody.
- g) Na lądzie przykręcamy do dźwigarów, w zaznaczonych miejscach, kleszcze i kompletny tor, wraz z szynami, spuszcza się na wodę. Następnie cały zespół zatapia się tak, aby kleszcze objęły pale (rys. 1e).

Gdy rama, obciążona szynami, jest zbyt ciężka i tonie, należy do ustawienia jej nad palami użyć dźwigu pływającego. Po zatopieniu ramy i ustawieniu na palach pozostaje tylko przewiercenie pali i założenie śrub.

Dla zmniejszenia robót podwodnych pale powinny mieć przed zabicciem odpowiednio zacięte miejsca na przysię kleszcze.

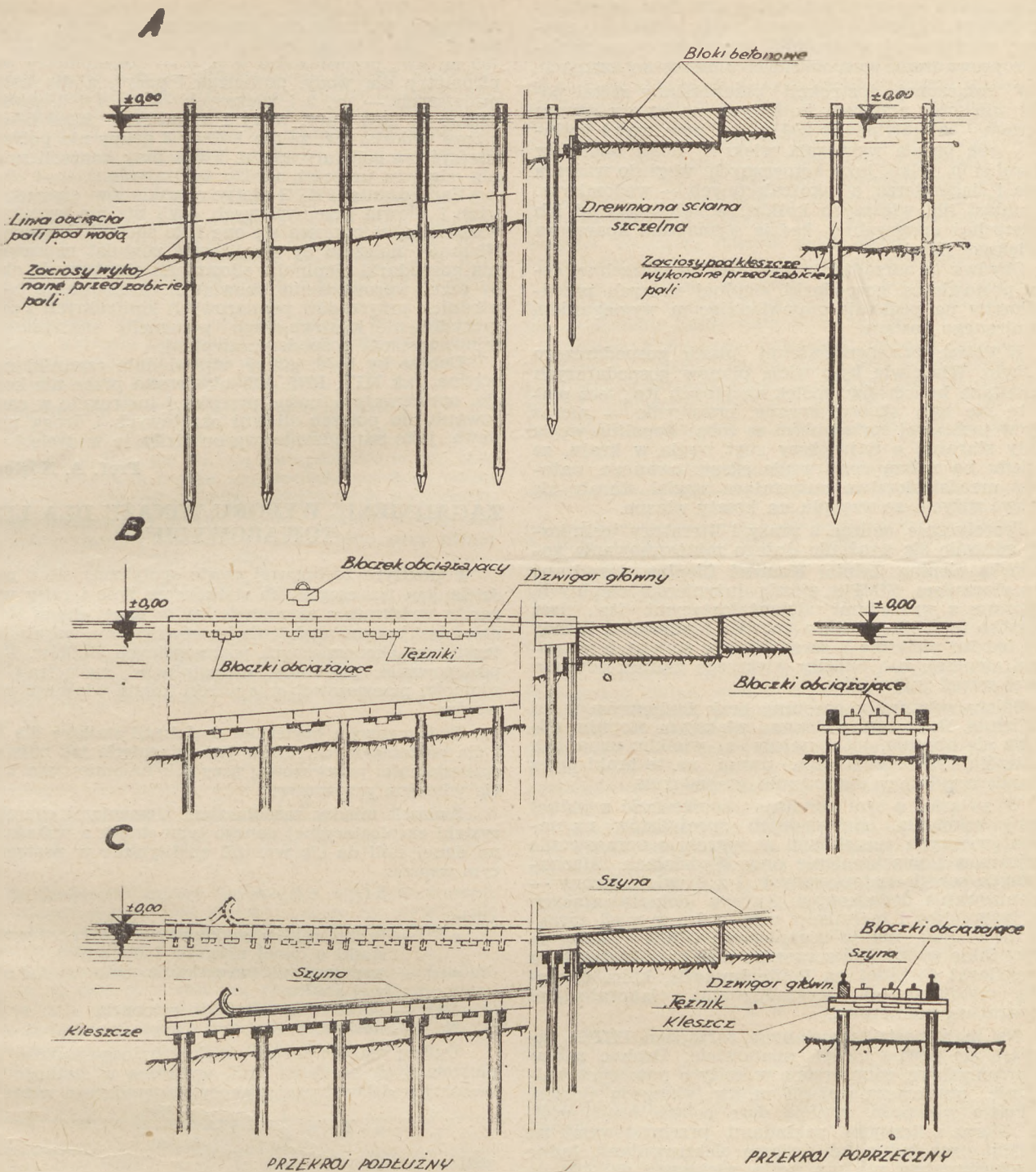
W wypadku, gdyby nie udało się zabić pali w linii prostej, tak, aby była gwarancją oparcia dźwigarów na palach, zamiast kleszczy, należy zastosować oczepty.

Wyżej opisany projekt budowy slipu bez zastosowania grodzy nie został jeszcze urzeczywistniony w terenie, gdyż w razie inwestor zrezygnował z jego budowy, natomiast w październiku 1950 r. zaczęto w jednym z naszych portów kapitalną przebudowę slipu, którego część podwodną wykonuje się według wyżej podanego sposobu.

Inż. Wacław Sobczyk

Państw. Biuro Proj. Bud. Morsk., Gdańsk





## OMÓWIENIA I RECENZJE

### ENERGETYCY CIEPLNI I INSTRUKTORZY OPALOWI W PRZEDSIĘBIORSTWACH APARATURA KONTROLNA W KOTŁOWNIACH

Wybitnym dowodem dobrego zrozumienia zadań planowej gospodarki ogólnopanstwowej, a w szczególności racjonalnego wykorzystania posiadanych zasobów paliwa, są zarządzenia Przewodniczącego PKPG, ogłoszone w końcu ubiegłego roku, mianowicie:

Zarządzenie Nr. 317, z dnia 10 listopada 1950 r., w sprawie energetyków ciepłych i instruktorów opalowych w przedsiębiorstwach, i drugie — Nr. 331, z dnia

1 grudnia 1950 r., w sprawie stosowania pomiarowej aparatury kontrolnej w kotłowniach.

Pierwsze poleca właściwym organom kierowniczym utworzenie i obsadzenie stanowisk inżynierów ciepłych we wszystkich przedsiębiorstwach i zakładach o skomplikowanej gospodarce ciepłej oraz w ogóle w takich, w których zużycie węgla, lub równowartości innego paliwa, przekracza 200 t. na dobę. W przedsiębiorstwach mniejszych, zużywających od 50 do 200 t. węgla na dobę, będą utworzone stanowiska techników ciepłych.

Drugie zarządzenie PKPG poleca odpowiednim organom państwowym wydać zlecenie i dopilnować



Wykonania w sprawie zainstalowania lub uzupełnienia, według załączonej do zarządzenia instrukcji, aparatury pomiarowej kontrolnej, pozwalającej na racjonalne prowadzenie gospodarki cieplnej w kotłowniach.

W załączonej instrukcji przewidziany został podział wielkości urządzeń kotłowych na cztery grupy: pierwsza — z małymi (do 250 m. kw. pow. ogrz.) kotłami — nie będzie wymagała większej ilości aparatów kontrolnych, tylko, jako koniecznych, wagi do ważenia węgla i ciagomierza, a jako zaleconych — wodomierza. Natomiast dla większych kotłów, w zależności od ich powierzchni ogrzewalnej, będzie wymagana aparatura w większej ilości.

Obydwa te zarządzenia były bardzo potrzebne, celem postawienia gospodarki cieplnej naszych przedsiębiorstw na poziomie odpowiadającym wymaganiom technicznego postępu.

W Polsce przedwrześniowej planu gospodarczego nie było. Właściwie było wiele planów gospodarczych rozmaitych koncernów, spółek akcyjnych itp., lecz plany te nie były skoordynowane, przeciwnie — nieraz były w jaskrawej sprzeczności ze sobą; kopalnie węgla robiły starania o największy zbyt węgla w kraju, ze względu na niższą cenę węgla eksportowanego, natomiast przedsiębiorstwa zużywające węgiel starały się obniżyć zużycie, ze względu na koszty własne.

Teoretycznie, sądząc z prasy i literatury technicznej, odnosiło się wrażenie dużego zainteresowania gospodarką cieplną. Istniał Komitet Ciepły, urządzane były staraniem SIMP-u zjazdy inżynierów cieplnych, połączone z wykładami dokształcającymi itp., lecz wszystko to robiła nieduża garstka fachowców. Zjazdy były bardzo nieliczne i, szczególnie w sprawach gospodarki cieplnej, nie budziły większego zainteresowania nawet wśród inżynierów.

Polska odczuwała ogromny brak fachowców w tej dziedzinie. Brak ten, w jeszcze większym stopniu, odczuwa się obecnie, toteż należy z wielkim uznaniem podkreślić fakt zwrócenia uwagi na te braki przez czynnik regulujący planowanie gospodarcze.

W związku z tym powstaje konieczność z jednej strony szkolenia odpowiednich specjalistów na naszych wyższych uczelniach w oparciu o opracowanie programów i uruchomienie przy Wydziałach Mechanicznych sekcji energetycznych, i z drugiej strony — organizowania dodatkowych kursów dokształcających dla inżynierów i techników cieplnych; w myśl zarządzenia PKPG, ma je organizować CUSZ. Sądzę, że kursy takie winny być zorganizowane przy Instytutach Gospodarki Ciepłej na Politechnikach, które dysponują odpowiednimi wykładowcami, laboratoriami i aparaturą pomiarową.

Na marginesie omawianych zarządzeń PKPG nawiązują się pewne uwagi, mianowicie: Drobne zakłady przemysłowe, zaopatrzone w kotły o pow. ogrzewalnej nie przekraczającej 250 m. kw., stanowią jeszcze w Polsce większość. Istnieją duże połacie kraju, ogólnie biorąc z licznymi zakładami przemysłowymi, na których, poza jedną lub dwiema elektrowniami, żadne przedsiębiorstwo nie ma kotła większego niż 100 do 200 m. kw. p. o. (gorzelnie, krochmalnie, syropiarnie, garbarnie, tkalnie, farbiarnie, mleczarnie itp.). Urządzenia cieplne tych przedsiębiorstw zostały potraktowane przez zarządzenia PKGG tak, jakby one nie odgrywały poważniejszej roli w zużyciu paliwa w skali ogólnopaństwowej.

Należało by dla tych drobnych przedsiębiorstw zorganizować ośrodki pomocy i porad w sprawach gospodarki cieplnej. Sądze, że najlepiej nadawałby się do tego personel Dozoru Kotłów, po odpowiednim przeszkoleniu i po przeorganizowaniu systemu dozoru kotłów parowych. Inżynier-rewident dozoru kotłów miał dotychczas tak dużo kotłów pod swoim dozorem (od 300 do 400), że, spełniając tylko obowiązki przewidziane prawem odnośnie okresowych rewizji kotłów, absolutnie nie miał czasu na śledzenie postępu w gospodarce cieplnej i jego porady oraz wskazania nie zawsze mogły być aktualne i rzeczowe. Należało by więc zorganizować przy Oddziałach Dozoru Kotłów funkcje specjalnych cieplnych instruktorów opałów.

W instrukcji PKPG odnośnie stosowania aparatury kontrolnej zakradło się, zdaniem moim, drobne opuszczenie: Dla 3 grupy kotłów, o pow. ogrzew. od 500 do 750 m. kw., przewidziano w p. 5 — „termometry wzgl. pirometry dla wody, powietrza i pary“, a dla kotłów mniejszych — gr. 2 i większych — gr. 4 i 5, przewidziano — „dla pary, wody i spalin“. Ktoś mógłby z tego wnioskować, że dla kotłów 3 grupy nie potrzeba mierzyć temperatury spalin, która przy kontroli spalania odgrywa przecież bardzo ważną rolę.

Zarządzenia PKPG dotyczą zakładów energetycznych i siłowni przemysłowych, czyli nie ma wyraźnego wskazania, że odnoszą się one i do siłowni okrętowych. Niemniej należało by zrealizować postulat usprawnienia gospodarki cieplnej w siłowniach okrętowych, choćby przez wprowadzenie obowiązku zastosowania odpowiednich przyrządów pomiarowych kontrolnych i przez przeszkolenie kierowniczego personelu maszynowego w nowoczesnej gospodarce cieplnej.

Dobrze by było, gdyby odpowiednie czynniki nadrzędne, jak MIT, PRS, lub utworzona przez nie komisja, opracowały odnośne przepisy i instrukcje w zastosowaniu do potrzeb siłowni okrętowych i drogą urzędową, jako zarządzenie, wprowadziły je w życie.

Prof. A. Kozłowski

## ZAGADNIENIE WYBORU TONAŻU DLA LINII TOWAROWYCH\*)

W praktyce żeglugowej często spotykamy się z przydzielaniem poszczególnych statków na linie i rejsy w oparciu wyłącznie o rozporządzalny w danej chwili tonaż, natomiast bez uwzględnienia i porównywania wskaźników techniczno-ekonomicznych poszczególnych statków. Takie postępowanie powoduje niewątpliwie marnotrawienie zdolności przewozowej oraz wzrost kosztu własnego przewozów.

Podstawowym kryterium dyslokacji statków dla linii i dla poszczególnych rejsów jest osiągnięcie jak największej zdolności przewozowej przy jak najmniejszym koszcie własnym przewozów.

Związek między zasadniczymi elementami charakterystyki eksploatacyjnej danego typu statku a wskaźnikami danej linii da się wyrazić analitycznie w następującym wzorze:

$$\Sigma Q = \alpha N_e \cdot r \quad (1)$$

gdzie:

- r — liczba rejsów wykonanych przez wszystkie statki o danej nośności ładunkowej,
- $\alpha$  — współczynnik wyzyskania nośności ładunkowej statku,
- $\Sigma Q$  — obrót towarowy linii w tonach,
- $N_e$  — nośność ładunkowa (eksploatacyjna) statków.

Ogólną długość okresu eksploatacyjnego statków eksploatowanych na danej linii, wyrażoną w statkodobach, można przedstawić przy pomocy następującego wzoru:

$$n \cdot T_e = \frac{L}{v_d} \cdot r + \frac{2 \Sigma Q}{A} \quad (2)$$

gdzie:

- n — liczba statków na linii,
- $T_e$  — okres eksploatacyjny w dobach,
- A — średnia ważona norma statkodobowa prac przedładunkowych w portach, w tonach na dobę,
- $v_d$  — dobowa szybkość, w milach na dobę,
- L — długość linii w milach.

Z równania (2) wyprowadzamy ogólną liczbę rejsów w okresie eksploatacyjnym w następujący sposób:

$$r = \frac{n T_e A - 2 \Sigma Q \cdot v_d}{A}$$

Podstawiając w równaniu (1) otrzymaną wartość dla r, rozwiązujemy równanie w stosunku do nośności ładunkowej netto:

$$N_e = \frac{\Sigma Q L A}{(n T_e A - 2 \Sigma Q) \alpha v_d}$$

\*) Zagadnienie to w polskiej publicystyce ekonomicznej zostało poruszone przez J. T. Hołowińskiego w „Gospodarce Morskiej” nr 2, r. 1949, s. 133.



W zależności od przyjętych wielkości  $n$  i  $v_d$ , o ile nie są one znane, rozwiązanie tego równania ma charakter fakultatywny.

Jeśli chodzi o statki eksploatowane obecnie przez radzieckie przedsiębiorstwa żeglugowe, to ich szybkość dobową (eksploatacyjną szybkość ruchu) waha się w granicach  $v_d = 210 - 270$  mil, zaś ich nośność ładunkowa  $N_e$ , przy praktycznie jednakowej szybkości, waha się od 1—2 tys. do 9—10 tys. ton.

Tak więc, przyjmując szybkość  $v_d$  jako średnią\*) dla statków danego przedsiębiorstwa, albo dla grupy statków, które mają być rozlokowane na liniach i rejsach, oraz biorąc następnie pod uwagę różną liczbę statków  $n$ , możemy odpowiednio otrzymać szereg wartości dla nośności ładunkowej netto statku.

Praktyczna kolejność obliczeń winna być ustalana z punktu widzenia zasadniczego i pierwszego celu, jakim jest wynalezienie najbardziej optymalnych wielkości nośności ładunkowej statku dla danej linii.

Zagadnienie to rozpatrzmy na przykładzie.

Zakładamy:  $T_e = 280$  dni,  $L$  linii = 600 mil, obrót towarowy linii  $\Sigma Q = 400$  tys. ton, statkodobowa norma prac przeładunkowych  $A = 2000$  ton, średnia szybkość ruchu statków  $v_d = 220$  mil na dobę, współczynnik wyzyskania nośności ładunkowej  $\alpha = 0,9$ . Należy znaleźć najbardziej optymalną nośność ładunkową statku netto przy różnej liczbie eksploatowanych statków.

$$N_e = \frac{400000 \cdot 600 \cdot 2000}{(280 \cdot 2000 \cdot 2 - 2 \cdot 400000) 0,9 \cdot 220} = 7575 \text{ ton}$$

Przyjmując kolejno różną liczbę eksploatowanych statków, przy jednakowej dla wszystkich statków dobowej normie prac przeładunkowych, otrzymamy szereg wartości dla poszukiwanej nośności ładunkowej netto (tabl. 1).

Tablica 1 (w tonach)

	$n = 2$	$n = 3$	$n = 4$	$n = 5$
$N_e$ przy $A = 2000$	7575	2755	1684	1212

Na podstawie analizy uzyskanych wyników możemy wnioskować o tym, jaki statek należało by wybrać dla danej linii, w zależności od konkretnych warunków pracy na tej linii.

W miarę zwiększania dobowej normy prac przeładunkowych do 4000, 5000, 6000 ton, przy stałym obrocie towarowym linii, zmniejszają się obliczeniowe wielkości nośności ładunkowej statku, jak również zmniejsza się zapotrzebowanie na tonaż (por. tabl. 2).

Tablica 2 (w tonach)

	$n = 2$	$n = 3$	$n = 4$	$n = 5$
$N_e$ przy $A = 2000$	7575	2755	1684	1212
$N_e$ „ $A = 4000$	3367	1893	1317	1010
$N_e$ „ $A = 5000$	3030	1780	1260	980
$N_e$ „ $A = 6000$	2840	1715	1230	956

Możliwe jest również w tym wypadku postawienie na linię mniejszej liczby statków o większej nośności ładunkowej. Przy zwiększeniu normy prac przeładunkowych do 5000 ton na dobę można zapewnić obsługę transportową założonego strumienia towarowego przy pomocy jednego statku o nośności ładunkowej 10.000 ton. Ważne jest to, że istnieje punkt orientacyjny, — wskaźnik obliczeniowy  $nN_e v$ , który pozwala pracownikom eksploatacyjnym przy sporządzaniu planów linii na kwartał lub na roczny okres eksploatacyjny wybierać wśród rozporządzalnego tonażu statki najbardziej odpowiednie.

\*) Nie będzie to miało istotnego wpływu na końcowe wnioski z obliczeń.

W przytoczonych wyżej obliczeniach przykładowych szybkość statków pozostawała nie zmieniona, mianowicie przyjęto  $v_d = 220$  mil na dobę.

Dzięki zwiększeniu szybkości do 276 mil na dobę, tj. do poziomu zbliżonego do szybkości technicznej wielu eksploatowanych statków ( $v = 11,5$  węzła), możliwe jest, również przy dobowej normie prac przeładunkowych równej 4000 ton, obsłużenie założonego obrotu towarowego danej linii przy pomocy jednego statku o nośności ładunkowej 10.870 ton; w wypadku dysponowania statkami o większych szybkościach, przy innych warunkach nie zmienionych i przy szybkości  $v_d = 312$  mil na dobę ( $v = 13$  węzłów), wystarczy również jeden statek, ale już o nośności ładunkowej niewiele przekraczającej 4800 ton.

Przy wydłużeniu przebiegu linii  $L$  konieczne jest bądź to postawienie na linię statków o większej nośności, bądź też zwiększenie liczby statków na tej linii.

Tablica 3 ilustruje fluktuacje nośności ładunkowej statków w zależności od ich liczby oraz od długości linii, na której są eksploatowane, przy czym inne warunki pozostają niezmienione:  $Q = 400$  tys. t,  $T_e = 280$  dni,  $A = 4000$  ton na statek na dobę,  $v_d = 220$  mil na dobę.

Tablica 3 (w tonach)

	$n = 2$	$n = 3$	$n = 4$	$n = 5$
$N_e$ przy $L = 600$ mil	3367	1893	1317	1010
$N_e$ „ $L = 1000$ „	5612	3156	2195	1683
$N_e$ „ $L = 2000$ „	11223	6313	4391	3367
$N_e$ „ $L = 3000$ „	—	9470	6560	5050

Na podstawie analizy otrzymanych wielkości nośności ładunkowej statku można wywnioskować, że wraz ze wzrostem długości przebiegu danej linii wzrasta liczba oraz nośność ładunkowa statków potrzebnych do jej obsługi. Wiąże się to oczywiście z przedłużeniem czasu ruchu statku, a zatem i czasu trwania całego rejsu, oraz ze zmniejszeniem liczby rejsów w danym okresie eksploatacyjnym.

Dobór konkretnych statków dla tej lub innej linii pod kątem osiągnięcia jak największej produktywności, tzn. najlepszego wyzyskania zdolności przewozowej statku, nie zapewnia jeszcze równoczesnego jak największego obniżenia kosztów własnych przewozu.

Dla zwykłego rejsu (1 port przeznaczenia) koszt własny przewozu 1 tony ładunku można wyrazić następującym podstawowym równaniem:

$$K = \frac{k}{\alpha N_e}$$

gdzie  $k$  — wydatki statku w okresie trwania rejsu.

Posługując się pomocniczymi symbolami dla wydatków statku w ruchu i na postoju, możemy z kolei wyrazić wydatki statku w czasie trwania rejsu w następujący sposób:

$$k = k_r \cdot t_r + k_p \cdot t_p = k_r \frac{L}{v_d} + k_p \frac{2\alpha N_e}{A}$$

Wówczas

$$K = \frac{k_r L}{\alpha N_e v_d} + \frac{2k_p}{A}$$

Jeśli w prawej stronie równania wyrzucimy poza nawias  $\frac{1}{A}$  i zastąpimy  $\frac{k_r}{N_e v_d}$  symbolem  $k'_r$ , zaś  $\frac{2k_p}{A}$  symbolem  $z$ , to otrzymamy:

$$K = \frac{1}{A} (k'_r z + 2k_p)$$

To ostatnie równanie jest równaniem prostej w układzie osi współrzędnych; na osi odciętych odkłada się wartości „ $z$ “, jako ogólnej charakterystyki linii, zaś na osi rzędnych wielkości  $K$  w skali  $\frac{1}{A}$ .

Posługując się powyższym równaniem, sporządzamy wykres w następujący sposób:



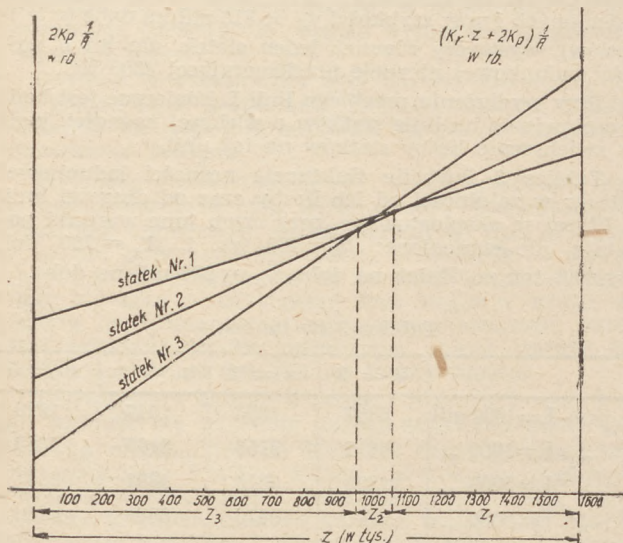
1. Ustala się maksymalną wielkość

$$z_{\max} = \frac{A_{\max} I_{\max}}{\alpha_{\min}}$$

Np.  $L = 10.000$  mil,  $A = 2500$  ton na dobę,  $\alpha = 0,5$ ;

$$z_{\max} = \frac{10000 \cdot 2500}{0,5} = 50000000$$

2. Określa się obliczeniową normę wydatków eksploatacyjnych na dobę ruchu i postoju dla wszystkich porównywanych statków.



3. Ustala się normę wydatków:

$$k'_r = \frac{k_r}{\alpha N_e v_d}$$

4. Ustala się obliczeniową wielkość  $W$ , zakładając warunki  $z_{\max}$ :

$$W = k'_r z_{\max} + 2k_p$$

5. Sporządza się podziałkę wykresu według skali  $\frac{1}{A}$ , uwzględniając wartości krańcowe:

$$x_{\max} = z_{\max}, y_{\max} = W$$

6. Na osi rzędnych przy  $x = 0$  odkłada się dla każdego statku na lewej ramce wykresu odpowiednią wielkość

$$y = 2k_p$$

7. Na prostej pionowej, równoległej do osi rzędnych i przechodzącej w odległości  $x = z_{\max}$  od początku układu współrzędnych, odkładamy dla każdego statku wielkość

$$k'_r z_{\max} + 2k_p$$

8. Punkty odpowiadające każdemu ze statków po lewej i po prawej stronie ramki wykresu łączymy liniami prostymi, które stanowią graficzne wyobrażenie kosztu własnego przewozów na każdym z porównywanych statków.

W wypadku rejsów z większą liczbą portów przeznaczenia, współczynnik 2 przy  $k_p$  zastępujemy współczynnikiem  $n$ , odpowiadającym liczbie załadunków i wyładunków statku.

Weźmy np. pod uwagę trzy statki o następującej charakterystyce (por. tabl. 4).

Tablica 4

Nazwa statku	Szybkość, w mil., $v_d$	Nośn. ład. netto w ton., $N_e$	Koszt wł. na dobę w rb.	
			w ruchu $k_r$	na post. $k_p$
Nr 1	260	8900	9060	4924
Nr 2	225	5500	7129	3960
Nr 3	192	2400	4063	2595

Należy ustalić, który z tych statków jest najodpowiedniejszy dla danej linii, charakteryzującej się następującymi elementami: długość drogi w jednym rejsie  $L = 800$  mil; norma prac przeładunkowych  $A = 1000$  ton na dobę; współczynnik wyzyskania nośności ładunkowej  $\alpha = 0,5$ .

1. Pełna charakterystyka linii (rejsu):

$$z_{\max} = \frac{800 \cdot 1000}{0,5} = 1600000$$

2. Na podstawie danych kosztu własnego na dobę obliczamy  $k'_r$ ,  $z_{\max}$  i  $2k_p$ . Wyniki tych obliczeń wyzyskane są w poniższej tablicy.

Tablica 5

Statki	$2k_p$	$k'_r z_{\max}$	$k'_r z + 2k_p$
Nr 1	9848	6264	16112
Nr 2	7920	9217	17137
Nr 3	5090	14112	19202

Z wykresu wynika, że dla danej linii lub rejsu przy  $z_{\max} = 1600$  tys. tonomil, najodpowiedniejszy ze względu na koszt własny przewozu jest statek nr 1. Jeśli będziemy zmniejszali charakterystykę linii (rejsu), to statek nr 1 będzie wciąż najbardziej odpowiedni aż do wartości 1050 tys. tonomil, czyli do punktu przecięcia prostej statku nr 1 z prostą statku nr 2. Przy wartości „ $z$ ” między 960 i 1050 tys. tonomil statkiem optymalnym będzie statek nr 2, zaś przy  $z < 960$  tys. tonomil — statek nr 3.

Na wykresie te przedziały wartości „ $z$ ” zaznaczone są na osi odciętych.

Przyjmując odmienne wartości dla odmiennej grupy statków, można wyznaczyć przedziały porównawczej optymalności tych lub innych statków, zaś porównując te przedziały z konkretnymi parametrami prostej  $z = \frac{AL}{\alpha}$ , można rozwiązać zadanie dyslokacji tonażu również z punktu widzenia minimalnego kosztu własnego przewozów.

G. Bakaiew

„Morskiej Flot”, nr 12/1950, s. 8. (tłum. M.B.)

## WYDAWNICTWA NADESŁANE

„Bezpieczeństwo pracy przy urządzeniach elektrycznych”, Warszawa 1950 r., str. 204.

Praca zbiorowa, wydana nakładem Komitetu Bezpieczeństwa Pracy SEP przez Państwowe Wydawnictwa Techniczne.

Książka jest zbiorem wykładów, wygłaszanych na I kursie bezpieczeństwa pracy przy urządzeniach elektrycz-

nych w Warszawie w styczniu 1949 r. Istniejąca dotychczas z tego zakresu literatura fachowa jest, niestety, bardzo uboga. Kilka dawnych publikacji z dziedziny porażenia prądem elektrycznym oraz artykułów powojennych w prasie technicznej, to stanowczo za mało, jak na rosnące potrzeby popularyzacji tych zagadnień. Potrzeby te są prostą konsekwencją kolosalnego postępu uprzemysłowienia i elektryfikacji naszego kraju. Cennym osiągnięciem w dziedzinie upowszechnienia wiadomości o bezpie-



czeństwie pracy dla ruchu elektrycznego są stałe komunikaty Komitetu Bezpieczeństwa Pracy SEP pt. „Porażenia elektryczne w Polsce“, umieszczane w „Przeglądzie Elektrotechnicznym“ i „Wiadomościach Elektrotechnicznych“. Na komunikaty składają się kolejno numerowane opisy wypadków wraz z odpowiednimi wnioskami i omówieniem przyczyn.

Szkolnictwo zawodowe zbyt mały kładło nacisk na opanowanie przez abiturientów przepisów i wymagań bezpieczeństwa pracy. Niejednokrotnie dopiero samo życie przez szereg przykrych w skutki doświadczeń uczyło umiejętności zachowania odpowiednich przepisów. Inną niesłychanie ważną sprawą jest zdolność niesienia natchmiastowej i skutecznej pomocy poszkodowanym prądem elektrycznym. Jak podaje w omawianej książce autor rozdziału: Porażenia i Ratownictwo, według danych statystycznych na 361 porażonych prądem można byłoby 70 procent przywrócić do życia, gdyby pomoc zastosowano w ciągu 3 minut od chwili wypadku.

Książka omawia 10 następujących zagadnień: działanie prądu elektrycznego na organizm ludzki, bezpieczeństwo pracy przy urządzeniach wewnętrznych wysokiego napięcia, bezpieczeństwo pracy na sieciach napowietrznych wys. i niskiego napięcia, bezpieczeństwo pracy na sieciach kablowych wys. i niskiego napięcia, zabezpieczenie przed porażeniami w urządzeniach elektrycznych, sprzęt ochronny, porażenia i ratownictwo, metody sztucznej oddychania za pomocą przyrządów, badania statystyczne wypadków przy urządzeniach elektrycznych, ważniejsze przepisy obejmujące zagadnienia bezpieczeństwa i higieny pracy.

Przytoczone zagadnienia są omawiane fachowo i przystępnie dla ogółu pracowników przemysłowych, i to nie tylko elektryków.

Czytelnik zapoznaje się z najnowszymi teoriami uczyonych na temat wpływu prądu na system nerwowy i serce. Wypadki śmiertelne, według ostatnich poglądów, są wywołane przy działaniu prądu powstawaniem tzw. migotania komór sercowych, tj. drgań o dużej częstotliwości.

W rozdziałach omawiających prace w podstacjach, czy na sieciach napowietrznych i kablowych podane są praktyczne wskazówki interpretacji obowiązujących przepisów, jak również szczegółowy tok postępowania przy pracach pod napięciem. Omówione jest również zerowanie, jako uziemienie ochronne. Zagadnienie stosowania zerowania interesuje elektryków od dawna. Niestety, do tej pory nie mamy sprecyzowanego oficjalnego stanowiska w tej sprawie w postaci noweli obowiązujących przepisów. Dobrze się stało, że autor rozdziału o zabezpieczeniach przed porażeniami w urządzeniach elektrycznych omawia zerowanie, gdyż ten system ochronny niewątpliwie znajdzie szerokie zastosowanie, zwłaszcza w instalacjach przemysłowych.

W rozdziale o sprzęcie ochronnym czytelnik poznaje rodzaje sprzętu, oraz, co jest szczególnie ważną kwestią dla praktyka, właściwą jego konserwację, próby fabryczne i okresowe.

W dziale porażen i ratownictwa są szeroko omówione przez lekarza-specjalistę objawy kliniczne porażen oraz zmiany anatomo-patologiczne, którym podlega porażony.

W wyniku powyższych rozważań okazuje się konieczność stosowania na szeroką skalę selekcji zawodowej. Stwierdzono np., iż ludzie ze stanem grasiczo-limfatycznym (wzmoczone pocenie się, skóra blada i wilgotna, wysoki wzrost itp.) nie powinni być zatrudniani w ruchu elektrycznym. Autor podaje za Schrid dem, że wśród 37 zabitych wskutek porażenia elektrycznego — 36 było ze stanem grasiczo-limfatycznym. Ludzie cierpiący na nadczynność tarczycy, choroby narządu krążenia, nerek, cukrzycę, epilepsję itp. — oto dalszy ciąg listy wykluczonych od zatrudniania.

W dziale badań statystycznych podany jest szereg zestawień cyfrowych, z których m. in. wynika, że względna śmiertelność wypadków elektrycznych jest ponad 12-krotnie większa niż ogólna śmiertelność wypadków. Szczególnie dużą liczebność wykazują wypadki w godzinach nadliczbowych. Zwiększanie się liczebności wypadków na godzinę występuje wyraźnie w miarę postępującego czasu przed przerwą wypoczynkową oraz pod koniec pracy. Zjawiska powyższe należy tłumaczyć — obok wpływu innych czynników, jak np. pośpiechu pod koniec pracy — zmęczeniem narastającym z upływem czasu pracy.

Omawiana książka spełnia wytknięty jej cel, tzn. wyjaśnia czytelnikowi istotę niebezpieczeństwa porażen elektrycznych, przedstawia w sposób metodyczny sposoby ochrony, a następnie metody ratownictwa. Niniejsza praca zbiorowa jest uzupełnieniem obowiązujących Polskich Norm Elektrycznych, częściowo przestarzałych, których nowelizacja przebiega, niestety, o wiele za wolno w stosunku do rozwoju przemysłu i potrzeb Planu 6-letniego. Również niepożądanym zjawiskiem jest fakt opóźnienia w ukazaniu się omawianej książki na rynku księgarskim. Wykłady były wygłoszone w styczniu 1949 r., książkę drukowano we wrześniu 1950 r., a więc prawie z dwuletnim opóźnieniem, natomiast do tej pory nie ukazała się w sprzedaży.

Inż. Zb. Szymborski

Dr inż. W. Olpiński i J. Krajewski: *Badania nad zachowaniem się węgla polskich w warunkach tropikalnych*, Przegląd Górniczy, nr 12, 1950 r., s. 611.

Brytyjska prasa żegluga wielokrotnie i celowo poruszała na swych łamach sprawę rzekomo szczególnie wielkiej skłonności węgla polskiego do samozapalania się i w związku z tym jego niezdolności do zniesienia transportu morskiego, zwłaszcza w warunkach tropikalnych. Ta opinia prasy brytyjskiej znajdowała nieraz echo również w innych żeglugowych czasopismach zagranicznych, np. skandynawskich, zniechęcając tonaż obcy do ubiegania się o przewóz węgla polskiego. Motywy takiego stanowiska Anglików są dostatecznie jasne: chodzi im o osłabienie, lub nawet wyeliminowanie konkurencji polskiego eksportu węgla na szlakach morskich.

Wprawdzie ze strony polskiej niejednokrotnie usiłowano wyjaśnić obcym armatorom, że gatunki polskiego węgla przeznaczone na eksport do tropików nie wykazują skłonności do samozapalania się, jednakowoż nie dysponowano jeszcze dostatecznie silnymi argumentami w postaci wyników specjalnych badań w tym zakresie. W związku z tym bardzo istotne znaczenie dla tej sprawy ma omawiana praca Olpińskiego i Krajewskiego, udostępniająca w sposób jak najbardziej rzeczowy wyniki takich badań, przeprowadzonych z ramienia Głównego Instytutu Górnictwa na pokładzie brytyjskiego statku „Jonian Sea“, który w maju i czerwcu r. 1950 wiozł sześć gatunków węgla polskiego z Gdańska do Karachi w Pakistanie.

Należy podkreślić, że w okresie tym można było oczekiwać na trasie transportu najwyższych temperatur, przy czym w rzeczywistości temperatura powietrza była wyższa od średniej temperatury maja i zbliżała się do temperatury czerwca, czyli jednego z trzech najgorętszych na tej trasie miesięcy.

Celem badania było zebranie szczegółowych danych o zachowaniu się poszczególnych gatunków polskiego węgla podczas transportu w kolejnych strefach klimatycznych: a) powyżej Cap Finisterre, b) w strefie śródziemnomorskiej, c) na Morzu Czerwonym, d) na Oceanie Indyjskim, e) przy wyładunku i na zwałach w Pakistanie. Chodziło o potwierdzenie na tej drodze wyników badań laboratoryjnych, prowadzonych od kilku lat przez Główny Instytut Górnictwa i dających podstawę do stwierdzenia, że węgiel polski nie jest bardziej niebezpieczny od węgla zagranicznego, jeśli porównywać odpowiednie gatunki.

Nasi badacze umieścili w narożach luków statku oraz we włazach międzypokładów sondy wykonane z rur dwucalowych długości 9—11 m, zależnie od odległości pokładu od dna. W sondach umieszczono termometry, przy czym niektóre z nich połączono z aparaturą sygnalizacyjną. Termometry w sondach umieszczono na różnych poziomach, aby móc dokonywać pomiarów temperatury wszystkich warstw ładunku.

Ciągłość obserwacji zapewniono w ten sposób, że w razie szelonego przykrycia luków deskami i brezentem, np. w czasie sztormu, pozostawały do pomiarów termometry dostępne na międzypokładzie. Gdyby stwierdzenie niebezpiecznych ilości wydzielającego się tlenku węgla nie pozwalało na dojsię i do tych termometrów, pomiary mogłyby odbywać się automatycznie, przy pomocy zainstalowanej sygnalizacji.



Oprócz badania temperatury ładunku w różnych jego warstwach, dokonywano pomiarów temperatur: powietrza, wody morskiej, maszynowni oraz powietrza pod pokładem. Do Zatoki Biskajskiej temperatura powietrza w cieniu o godz. 12 wynosiła przeciętnie 15° C, na Morzu Śródziemnym 23° C, w Port Saidzie 27° C, na Morzu Czerwonym 33° C, na Oceanie Indyjskim 30° C. Skutkiem nagrzania pomalowanego na czarno pokładu przez promienie słoneczne temperatura powietrza pod pokładem była znacznie wyższa i na Morzu Czerwonym dochodziła do 42° C. Temperatura wody morskiej wzrastała przeciętnie o 1° C dziennie, od 8° C na Bałtyku do 30° C od Port Saidu do Karachi. Niebezpiecznym źródłem ciepła były pomieszczenia maszynowni, której temperatura na Morzu Czerwonym doszła do 55° C.

Przy badaniach uwzględniano stan pogody każdego dnia (nastronczanie, siła i kierunki wiatrów) oraz odnotowywano dane odnoszące się do wentylacji ładunku, którą zarządzał kapitan statku.

Na szeregu wykresów zebrano wyniki pomiarów w pobliżu granic stref klimatycznych. Poszczególne wykresy podają zależność temperatury ładunku od odległości miejsca pomiaru od powierzchni ładunku, z podziałem na gatunki węgla z poszczególnych kopalń. Przeprowadzono linie proste, podające zależność przeciętnej temperatury ładunku w danym dniu od głębokości. Porównanie rozmieszczenia temperatur względem tych linii umożliwia stwierdzenie różnic stopnia samozagrzania węgla z poszczególnych kopalń. Obserwacja przesunięcia linii przeciętnych temperatur daje wyobrażenie o zachowaniu się całości ładunku.

Stwierdzono ogólnie, że temperatury ładunku, znacznie rozrzucone w pierwszych dniach transportu — prawdopodobnie skutkiem różnic temperatury w czasie ładowania — w ciągu pierwszych 10 dni transportu zbliżają się wybitnie do linii przeciętnych temperatur. Wobec tego, do tego momentu nie można było zaobserwować indywidualnych własności poszczególnych gatunków węgla. W następnych okresach temperatury znów się rozszewniają, na co wpływają jednak nie tylko różnice skłonności do samozagrzania, lecz również różnorodne warunki zewnętrzne w pobliżu miejsca pomiarów (przepływ powietrza, odległość od maszynowni itp.).

Wyniki badań laboratoryjnych nad gatunkami węgla, które stanowiły ładunek statku „Jonian Sea” — wykazały, że wszystkie te gatunki należą do bardzo trudno samozapalnych. W konkretnych warunkach przewozu kolejność tych gatunków według stopnia skłonności do samozagrzania okazała się nieco inna niż w warunkach laboratoryjnych, jednakowoż — wobec tego, że temperatury węgla nie przekroczyły temperatury powietrza — należy sądzić, że różnice temperatur poszczególnych gatunków są przede wszystkim wynikiem różnorodnych warunków w poszczególnych ładowniach, nie zaś różnic skłonności do samozapalania.

Okazuje się, że już w odległości 15 cm od powierzchni różnic temperatury węgla w różnych momentach wynosiła tylko 3° C, podczas gdy różnice temperatur powietrza dochodzą do 13° C. Na poparcie twierdzenia, że źródłem ciepła nie jest utlenianie węgla, lecz przede wszystkim rozgrzany pokład, można przytoczyć fakt, że wieczorem, po ochłodzeniu się pokładu, temperatura ładunku opadała w przybliżeniu do poziomu poprzedniego dnia. Również badania zawartości tlenu węgla w powietrzu nad powierzchnią ładunku potwierdzają bardzo mały udział reakcji utleniania.

W dniu 20 czerwca 1950 r. nasi badacze przybyli do jednej z elektrowni w pobliżu Lahore, gdzie dokonali obserwacji węgla polskiego, od dwóch miesięcy zwałowanego w ilości 2000 ton. Wysokość zwałowa w najgrubszym miejscu klina wynosiła 3 m. Temperatura powietrza w tym dniu osiągnęła 49° C. Węgiel był bardzo rozgrzany od działania słońca, ale żadnych oznak samozapalenia nie wykazywał. Jego wygląd zewnętrzny nie zmienił się, natomiast węgiel stracił częściowo swą wytrzymałość mechaniczną.

Tak więc przytoczone tu w formie najbardziej ogólnikowej wyniki obserwacji węgla polskiego w warunkach tropikalnych wykazały bardzo dużą odporność na samozapalenie gatunków przeznaczonych na eksport do tropików. Oficynie zgromadzone i opracowany materiał cyfrowy oraz graficzny stanowi dostateczną dokumentację powyższej tezy.

M. B.

Jerzy Necha y, *Beton na wsi*. Zbiór praktycznych wiadomości o stosowaniu betonu w budownictwie wiejskim i miasteczkowym. III wyd. rozszerzone, Państw. Wyd. Techniczne, Warszawa 1950, s. 234.

Materiały składowe betonu: Cement, Kruszywo, Woda, Uzbrojenie betonu. Betonowanie: Stosunek mieszaniny betonu, Mieszanie betonu, Deskowanie i formy, Układanie świeżego betonu, Pielęgnowanie betonu, Własności betonu. Beton w budynkach mieszkalnych: Fundamenty i podłogi, Ściany z betonu i cegły cementowej, Ściany z pustaków, Nadproża, Stropy, Schody, Dachówka i kominy. Beton w budynkach gospodarczych: Studnie i kanały, Piwnice, lodownie i mleczarnie, Stajnie i obory, Stodoły, Gnojownie, Ustępy, Doły kiszonkowe. Beton w ogrodzie: Ogrodzenia, Drogi i chodniki, Inspekty, Inne wyroby betonowe w ogrodzie, Kamień sztuczny. Znaczenie betonu na wsi: Zagadnienia materiałowe, Sprawa robocizny i sił fachowych, Koszt robót betonowych. Organizacja betoniarzy wiejskiej.

Redaktor Naczelny: prof. inż. St. Hükel.

Komitet redakcyjny: inż. W. Urbanowicz, inż. St. Szymborski, Sekr. redakcji — dr M. Boduszyńska

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna,

Adres Redakcji: Gdańsk-Wrzeszcz, Politechnika, pok. 104. tel. 316-31. — Przyjmowanie interesantów codziennie w godzinach 9—12

Adres Administracji: Administracja Czasopism Technicznych N. O. T., Warszawa, ul. Czackiego 3/5, tel. 89510-16.

Cena numeru pojedynczego 6.— zł. podwójnego — 12.— zł. Prenumerata roczna 72.— zł. dla członków stowarzyszeń branżowych N.O.T. — 36.— zł.

Prenumeratę należy wpłacać na konto PKO Nr XI-5508 w Gdyni

Ceny ogłoszeń: 1 str. — 1.500.— zł, 1/2 str. — 900.— zł, 1/4 str. — 600.— zł, 1/8 str. — 360.— zł. 1 mm wiersza w szpalcie — 6.— zł. za ogłoszenie na okładce lub za zamówione miejsce cena o 20 procent wyższa; przy ogłoszeniach stałych rabat 20 procent.

Wszelkie prawa zastrzeżone.

Przedruk dozwolony z podaniem źródła.

Wysokość nakładu: 1000 egzemplarzy. — Format czasopisma: A 4. Objętość numeru: 4 ark. Papier druk. satyn. 70 g. Druk ukończono 30. 3. 1951 r.

Wykonano w Gdańskich Zakładach Graficznych Gdańsk, Targ Drzewny 11

Zamówienie Nr 785 — 3-III-51 — W-2-12071



## INŻYNIEROWIE I TECHNICY MOBILIZUJĄ SIĘ do realizacji wytycznych VI Plenum KC PZPR

W dniu 20 lutego br. odbyło się posiedzenie Prezydium Rady Głównej NOT z udziałem prezesów wszystkich stowarzyszeń inżynierów i techników w Polsce.

Na zebraniu, po wysłuchaniu referatu prezesa NOT min. Bolesława Rumińskiego, który omówił uchwały VI Plenum KC PZPR, uchwalono następującą rezolucję:

„Naczelna Organizacja Techniczna i Stowarzyszenia Inżynierów i Techników, jako organizacje zrzeszające inteligencję techniczną w Polsce, z radością i pełnym zrozumieniem witają wskazania VI Plenum o zadaniach inteligencji w szeregach frontu narodowego walki o pokój i Plan 6-letni. Realizacja tych zadań nakłada na inteligencję techniczną szczególne obowiązki w dziedzinie podniesienia poziomu techniki polskiej i upowszechnienia przodujących metod pracy. Dlatego też inżynierowie i technicy muszą w jeszcze większym stopniu wziąć czynny udział w ruchu współzawodnictwa i racjonalizacji pracy, w upowszechnianiu przodujących metod produkcji, szeroko korzystając z doświadczeń techniki radzieckiej.

Jednym z wyrazów tych dążeń była ostatnio na Śląsku konferencja inżynierów i techników z robotnikami w sprawie upowszechnienia metody inż. Kowalowa.

Celem dalszej i pełnej realizacji wskazań VI Plenum KC PZPR zebrani postanowili:

1. Zlecić Sekretariatowi zwołanie w dniach 14. i 15. IV. b. r. mobilizującej konferencji aktywu stowarzyszeń technicznych NOT.

2. Ustalić, jako program konferencji:

- a) zadania inżynierów i techników w realizacji frontu narodowego,
- b) rozpowszechnienie i wprowadzenie w życie postępowych metod produkcji,
- c) konkretne przygotowanie stowarzyszeń do wprowadzenia nowych metod pracy w fabrykach i zakładach.

3. Zorganizować w okresie do 1 lipca br. powtórna konferencja aktywu stowarzyszeń technicznych w celu podsumowania osiągnięć i wytyczenia dalszej akcji.

4. Zlecić Sekretariatowi i stowarzyszeniom współpracę i powiązanie akcji ze związkami zawodowymi, ministerstwami i instytutami naukowo-badawczymi oraz uczelniami technicznymi.

5. Wezwać Stowarzyszenia do opracowania szczegółowych planów akcji, jak również materiału do wystąpienia na ogólnej konferencji i zjazdach delegatów stowarzyszeń.

6. Wezwać prasę techniczną do planowego i szerokiego uwzględnienia w tematyce czasopism nowych zadań, wynikających z VI Plenum KC PZPR.

Dnia 21 lutego odbył się zjazd Sekretarzy Gen. Stowarzyszeń Technicznych Oddziałów NOT, poświęcony zagadnieniu realizacji uchwał Prezydium Rady Głównej NOT.

### NOWE NORMY P. K. N.

W grudniu 1950 r. P. K. N. wydał drukiem m. in. następujące normy, interesujące czytelników naszego pisma:

#### Budownictwo:

PN B-06211 Kształtowniki i konstrukcje stalowe pochodzące z rozbiórki. Wytyczne stosowania (PN/B-192 z 1948 r. unieważniono)	1.20
B-09252 Dziennik przebiegu praktyki budowlanej wymaganej do uzyskania uprawnień do kierowania robotami budowlanymi (Broszura)	10.00

#### Opakowania drewniane:

PN D-79616 Skrzynki i komplety skrzyniowe do eksportu jaj (2 arkusze). (Publikowane jako B-79616)	2.40
D-79617 Skrzynka i komplet skrzynkowy do ryb do solankowego mrożenia (2 arkusze). (Publikowano jako B-79617)	2.40
D-79624 Skrzynka i komplet skrzynkowy do drożdży (2 ark.). (Publikowano jako B-76624)	2.40

D-79632 Skrzynka i komplet skrzynkowy do ciepliny w puszkach (2 ark.). (Publikowano jako B-79632)	2.40
---	------

#### Hutnictwo:

PN/H-04330 Próba wytrzymałości metali na pełzanie przy rozciąganiu (3 ark.)	3.60
H-93207 Stal węglowa walcowana. Pręty okrągłe do wyrobu nitów. Wymiary	1.20
H-93222 Stal węglowa walcowana. Wałcówka i pręty okrągłe do przecinania przy wyrobie śrub i nitów. Wymiary	1.20

#### Części maszyn:

PN/M-02006 Gwinty metryczne zwykłe. (Szereg. A) (2 ark.)	2.40
M-02008 Gwinty metryczne drobnozwojne. (Szereg C) (2 ark.)	2.40
M-02010 Gwinty metryczne drobnozwojne. (Szereg. E) (2 ark.)	2.40

#### Technika warsztatowa:

PN/M-55030 Zabieraki rozwiertaków nasadzanych. Wymiary (PN/N-219 z 1947 r. unieważ.)	2.40
M-57433 Frezy palcowe walcowo-czołowe do żeliwa i stali z chwytem stożkowym Morse'a — lewotnące (PN/N-324 z 1947 r. unieważniono)	1.20
M-57552 Frezy ślimakowe do kół zębatach prawozwojne (PN/N-377 z 1947 r. unieważniono)	1.20
M-57553 Frezy ślimakowe do kół zębatach lewozwojne (PN/N-377 z 1947 r. unieważ.)	1.20
M-58870 Rozwiertarki. Określenie wymiarów i średnic rozwiertaków. (PN/N-160 z 1948 r. unieważniono)	1.20
M-58902 Rozwiertarki trzpieniowe stałe. Wykańczaki z chwytem stożkowym Morse'a (PN/N-167 z 1947 r. unieważniono)	1.20
M-58903 Rozwiertarki trzpieniowe stałe. Wykańczaki z chwytem cylindrycznym (PN/N-168 z 1947 r. unieważniono)	1.20

#### Narzędzia rzemieślnicze:

PN/B-61032 Pędzle do złączenia	1.20
B-61033 Noże do złączenia	1.20
PN/O-54306 Igły dwukońcówki	1.20

#### Okrętownictwo:

PN/W-74012 Osadniki. Korpusy osadników kątowych stojących	1.20
W-74014 Osadniki jarzma	1.20
W-74025 Okrętowe zbiorniki rozchodowe do paliwa płynnego. Poziomowskaz pływakowy. Korek przewodnicy linki	1.20
W-83051 Okrętowe zbiorniki rozchodowe do paliwa płynnego. Poziomowskaz pływakowy. Krążek przewodniczy	1.20
W-89289 Bomy ładownicze. Łożyska z czopem krótkim z szyjką. Zespoły (2 ark.)	2.40
W-89295 Bomy ładownicze. Łożyska z czopem długim. Zespoły	1.20
W-89296 Bomy ładownicze. Łożyska z czopem długim. Czopy długie	1.20
W-89374 Okucia pokładowe. Uchwyty prętowe	1.20
W-89378 Okucia pokładowe. Uchwyty prętowe z podstawą	1.20
W-89379 Okucia pokładowe. Uchwyty płaskie	1.20
W-89383 Okucia pokładowe. Uchwyty płaskie skośne	1.20
W-89384 Okucia pokładowe. Uchwyty noskowe	1.20

#### Różne:

PN/N-02100 Liczby normalne i ciągi liczb normalnych (3 ark.)	3.60
N-53055 Mikroskopy. Łapka stolika	1.20
W zeszycie 11/12/1950 „Wiadomości P. K. N.“ zostały opublikowane m. in. następujące projekty norm:	
B-01901 Poziomy (stany) wody w morzu. Określenia.	
B-01902 Elementy fali morskiej trochooidalnej. Określenia.	



