

Licząc, że cały „Wielki Kanał Alzacki“ będzie gotowy dopiero po 40 latach, oraz, że już po pięciu latach regulacji droga wodna się poprawi i da zyski, przyjmuje się 35-letni okres amortyzacji kapitału zakładowego, co przy stopie procentowej 5% wymaga na amortyzację 1,1%. Roczne zatem koszty kapitału zakładowego przypadającego na Szwajcarię (40% z 66 milionów), t. j. 39,600.000 fr. szw. wyniosą:

a) oprocentowanie 5% z 39,6 m. fr. szw.	1,980.000 fr. szw.
b) amortyzacja 1,1% „ „ „ „	435.000 „ „
Razem . . .	2,415.000 fr. szw.

Pokrycie. Obecne frachty między Bazyleą a Strasburgiem wynoszą:

4,60 fr./t dla węgla	} przeciętnie 4,85 fr./t,
5,10 „ „ zboża	

z czego przypada na koszty statku 0,50 fr./t, a na koszty holowania 4,35 fr./t.

Skutkiem regulacji spodziewane jest znaczne obniżenie frachtów, a mianowicie przyjmuje się następujące frachty po zrealizowaniu się drogi wodnej:

koszt statku . . .	0,36 fr./t
„ holowania . . .	2,40 „
razem . . . . .	2,76 fr./t,

jednak z ostrożności przyjmuje się stawki wyższe, a mianowicie: dla węgla 3 fr./t, zboża 3,50 fr./t, innych towarów przywozu 3,50 fr./t, dla przewozu w dół 2,00 fr./t.

Taryfa kolejowa powojenna na kolejach alzacko-badeńskich ulegała licznym wahaniom; z ostrożności przyjmuje się taryfę niższą jak obecna powojenna, a mianowicie:

4,60 fr. za 1 tonę węgla,
i 7,50 „ „ 1 „ „ zboża,

zakładając, że taryfy kolejowe, skutkiem utworzenia konkurencyjnej drogi wodnej ulegną pewnej niższe. Te stawki

są tylko o 15%, względnie o 3% wyższe od przedwojennych.

Podane powyżej frachty wodne uregulowanego przysiężego Renu, są dla węgla o 30%, a dla zboża o 53% niższe od kolejowych. Oprócz tego skorzysta Szwajcaria z obniżenia frachtów kolejowych na przewozie tych towarów, które przewozić będzie kolej.

Oszczędność na frachtach z powodu uregulowania drogi wodnej Bazylea-Strasburg.

Według powyżej podanych stawek wodnych i kolejowych oszczędność na przewozie wodnym wyniesie w okresie:

od 6 do 10 roku włącznie	$5 \times 1,690.000 = 8,450.000$ fr. szw.
„ 11 „ 20 „ „	$10 \times 3,645.000 = 36,450.000$ „ „
„ 21 „ 40 „ „	$20 \times 3,910.000 = 78,200.000$ „ „
razem . . . . .	123,100.000 fr. szw.,

przyczem liczono ją dla ostrożności tylko dla przywozu. Przeciętna roczna oszczędność wyniesie:

$$\frac{123,100.000}{35} = 3,520.000 \text{ fr. szw.}$$

Od tej kwoty odjąć należy oszczędność na drodze wodnej obecnej . . . . . 327.000 „ „

właściwa zatem oszczędność wyniesie . . . . . 3,193.000 fr. szw.

Kwota ta jest znacznie wyższa jak roczny koszt drogi wodnej (2,415.000 fr. szw.). W rzeczywistości, jak stwierdza przedłożenie, korzyści będą znacznie większe, gdyż przyjęto tu tylko minimum przewozu, nadto ponieważ przez stworzenie dogodnej drogi wodnej, o niskich frachtach, będzie można ze Szwajcarii exportować także i towary, które dotychczas skutkiem konkurencji towarów zagranicznych nie były wywożone.

W Warszawie, w marcu 1930 r.

Prof. Stefan Bryła.

## Pomost współpracujący pod działaniem siły skupionej.

Połączenie podłużnic z poprzecznicami zapewnia zawsze współpracę pomostu, tem samem zaś ciągłość podłużnic. Współpraca ta występuje jednak w różnych konstrukcjach w różny sposób; w mostach nitowanych polegać na niej nie można, ze względu na niezupełną bezpośredniość połączeń, (należy nadto pamiętać, że największe osłabienie podłużnic występuje tu na podporach). Natomiast można i należy ją uwzględnić przy obliczeniu mostów żelbetowych i żelaznych spawanych, których pomost jest „współpracujący“ w bezporównania większym stopniu; dzięki rodzajowi połączeń system podłużnic i poprzecznic, a nawet belek głównych, stanowi tu bowiem całość monolitową, „współpracującą“. Podłużnice są tu belkami na podporach sprężystych, tak wskutek ugięcia poprzecznic, jak i belek głównych. Podatność zatem podpór podłużnic jest zmienna i rośnie ku środkowi mostu. Poza tem poprzecznice stawiają opór sprężysty obrotowi podłużnic, który również jest zmienny, t. j. inny dla każdej podłużnicy i maleje ku środkowi poprzecznic. Dokładne uwzględnienie wszystkich tych czynników byłoby bardzo żmudne, a nawet wręcz niewykonalne w praktyce. O ile sprężysty opór obrotowy poprzecznic, jako korzystny, można zaniedbać, to poddawalność linjową (pionową), jako niekorzystną dla podłużnicy, należy w jej obliczeniu uwzględnić. Natomiast korzystnie wpływa ciągłość podłużnic na poprzecznice. Zmusza je bowiem do współpracy tak, iż poprzecznicą, nad którą pewien ciężar się znajduje, dźwiga tylko część tego ciężaru, resztę dźwi-

gają poprzecznice sąsiednie i dalsze. To samo dotyczy ciężaru, znajdującego się pomiędzy poprzecznicami.

Przy równoczesnem obciążeniu wszystkich, albo choćby tylko kilku sąsiednich poprzecznic, ciągłość i sztywność podłużnic nie daje żadnej korzyści, albo tylko minimalną. Dana bowiem poprzecznicą dźwiga wprawdzie tylko część ciężaru, znajdującego się nad nią, ale za to dźwiga też część ciężarów, znajdujących się nad innymi poprzecznicami, jest więc obciążona tak samo, jak gdyby współdziałania nie było. Odnosi się to przede wszystkim do ciężaru stałego (ciężar własny pomostu), jednak w bardzo dużem przybliżeniu przypadek ten zachodzi również w mostach kolejowych (długi szereg ciężarów skupionych). Jeżeli jednak na moście znajdują się jeden lub dwa duże ciężary, w stosunku do których inne są znacznie mniejsze, to uwzględnienie współpracy poprzecznic prowadzi do oszczędności w ich materjale.

Udział, jaki biorą poprzecznice w dźwiganiu pewnego ciężaru, maleje szybko w miarę, jak ciężar przechodzi kolejno na coraz to dalsze poprzecznice, oddalając się od poprzecznic badanej. Wpływ więc poprzecznic dalszych aniżeli trzecia na obciążenie poprzecznic bezpośrednio obciążonej, względnie na obciążenie dwu sąsiednich poprzecznic, pomiędzy którymi ciężar się znajduje, jest znikomym. Pomijając go, popełniamy bardzo nieznaczny błąd na korzyść pewności. Wystarczy więc badać reakcje środkowe belki ciągłej na sześciu podporach sprężystych, czyli belki pięcioprzęsłowej. Na długości równej połowie

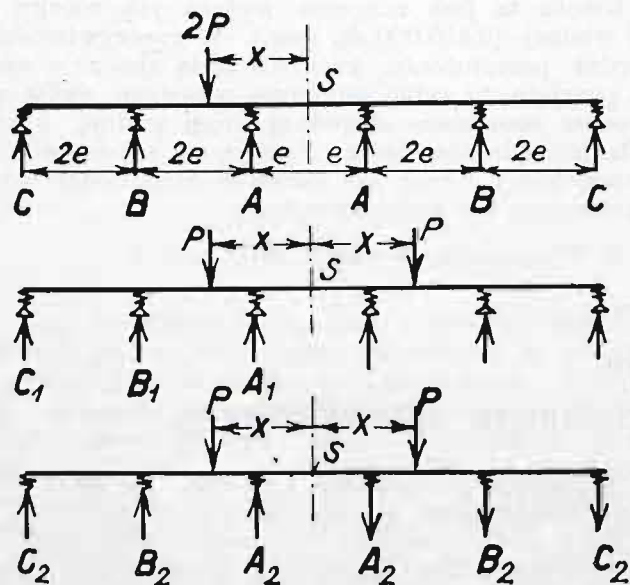
tej belki, t. j. w obrębie  $2\frac{1}{2}$  pól dźwigara głównego, różnica jego ugięć w porównaniu z ugięciem poprzeczniczy jest niewielka. Jeżeli ją (znowu na korzyść pewności) pominiemy, będziemy mieli belkę, ciągłą na 6 podporach, o tym samym stopniu podatności sprężystej o 5 równych przęsłach.

Dla wyznaczenia tego wpływu należy znaleźć reakcje  $A$  w zależności od stosunku sztywności poprzeczniczy do podłużnicy dla obciążenia siłą  $P=1$  w poszczególnych miejscach. Mając je łatwo znajdziemy i linie wpływowe<sup>1)</sup>.

Dla uproszczenia dalszych wywodów, nazwiemy ciężar skupiony  $2P$ , zaś odstęp poprzecznic  $a=2e$ .

Uwzględniając każdy ciężar skupiony oddzielnie sprowadzamy zagadnienie do znalezienia reakcji  $A$  w belce (rys. 1) obciążonej w dowolnym miejscu ciężarem skupionym.

W zagadnieniu tem występuje 6 niewiadomych reakcji, a że mamy tylko dwa równania równowagi, zatem będziemy mieli układ hyperstatyczny 4-go stopnia, którego rozwiązanie byłoby bardzo żmudne. Układ ten jednak można zastąpić dwoma układami, z których każdy zawiera tylko dwie niewiadome hyperstatyczne. Układ sił niesymetryczny (rys. 1) da się mianowicie rozłożyć na dwa układy, z których jeden jest symetryczny (rys. 2), drugi zaś odwrotnie symetryczny (rys. 3). W układzie symetrycznym reakcje symetryczne względem środka  $S$



Rys. 1-3.

są sobie równe, np.  $A_1 = A$ . W układzie zaś odwrotnie symetrycznym reakcje symetryczne są równe, lecz przeciwnego znaku, np.  $A_2 = -A'_2$ . Przez superpozycję obu układów otrzymamy:

$$A = A_1 + A_2,$$

$$A' = A'_1 + A'_2 = A_1 + A_2.$$

Znając  $A_1$  i  $A_2$  w zależności od  $x$  w granicach od  $x=0$  do  $x=5e$ , możemy nakreślić linię wpływową dla reakcji  $A$ . Dla ciężaru znajdującego się na prawej połowie belki, t. j. na prawo od  $S$ , reakcja  $A$  przechodzi w  $A'$ .

W ogólności siła  $2P$  może być przyłożona w dowolnym miejscu.

### I. Układ symetryczny.

Z powodu symetrii jest styczna linii ugięcia w środku  $S$  pozioma, zatem lewą połowę belki  $CS$  można uważać

<sup>1)</sup> Zadanie to rozwiązane dla polskich obciążeń mostów drogowych por. art. mój w *Przeglądzie Technicznym* 1929 „Obliczenie pomostu współpracującego“, z którego znaczną część wywodów tutaj powtarzam.

za utwierdzoną w  $S$ . Ugięcia mierzone od tej stycznej obliczymy przy pomocy wzorów (por. rys. 4):

$$6EI\delta_w = Qw^2(3u-w),$$

$$6EI\delta_u = Q2u^3,$$

$$6EI\delta_v = Q \cdot u^2(2u+3v).$$

Wprowadzimy wielkość niemianowaną:

$$\xi = \frac{x}{e}; \quad \dots \quad (1)$$

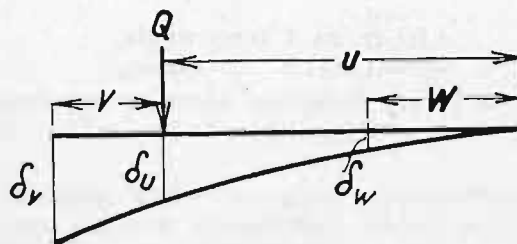
wtedy otrzymamy:

1. dla  $x < e$  (rys. 5): ugięcia  $\delta_a$ ,  $\delta_b$  i  $\delta_c$  wyrażą się równaniami:

$$\left. \begin{aligned} \frac{6EI}{e^3} \delta_c &= C \cdot 2 \cdot 5^2 + B \cdot 3^3(2 \cdot 3 + 3 \cdot 2) + A \cdot 1^2(2 \cdot 1 + 3 \cdot 4) - \\ &- P\xi^2[2\xi + 3(5-\xi)] = 250C + 108B + 14A - P\xi^2(15-\xi), \\ \frac{6EI}{e^3} \delta_b &= C \cdot 3^2(3 \cdot 5 - 3) + B \cdot 2 \cdot 3^3 + A \cdot 1^2(2 \cdot 1 + 3 \cdot 2) - \\ &- P\xi^2[2\xi + 3(3-\xi)] = 108C + 54B + 8A - P\xi^2(9- \\ &- P\xi^2[2\xi + 3(1-\xi)] = 14C + 8B + 2A - P\xi^2(3-\xi). \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Jeżeli ugięcia poprzeczniczy w miejscu połączenia z podłużnicą wskutek działania w tem miejscu siły  $P-I$  wynosi  $V$  (charakterystyka podatności sprężystej), to sprężysta podatność podpór wyrazi się równaniami:

$$\left. \begin{aligned} V_a &= AV \\ V_b &= BV \\ V_c &= CV \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (3)$$



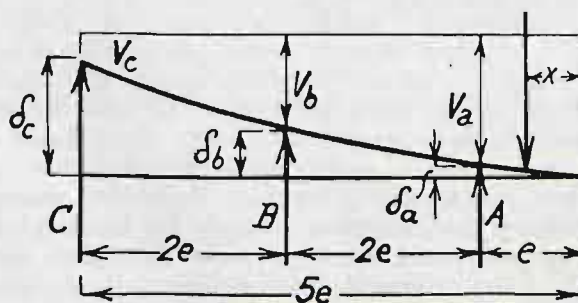
Rys. 4.

Z rys. 5 wynika:

$$\left. \begin{aligned} V_a &= V_c + \delta_c - \delta_a \\ V_b &= V_c + \delta_c - \delta_b \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (4)$$

Podstawiając (3) w (4) otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} V(A-C) &= \delta_c - \delta_a \\ V(B-C) &= \delta_c - \delta_b \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (5)$$



Rys. 5.

Równanie równowagi sił pionowych brzmi:

$$\left. \begin{aligned} A + B + C &= P, \\ C &= P - A - B \\ A - C &= 2A + B - P \\ B - C &= A + 2B - P \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (6)$$

zatem:

Dla skrócenia nazwijmy:

$$\frac{3EI}{e^3} V = \varphi. \quad (7)$$

Mnożąc równanie (2) przez  $V$  i odpowiednio je odejmując, otrzymamy z uwagi na (5), (6) i (7), po uporządkowaniu względem  $A$  i  $B$ , układ równań:

$$\left. \begin{aligned} A(68 + \varphi) + B(44 + 2\varphi) - P(51 + \varphi - 3\xi^2) \\ A(112 + 2\varphi) + B(68 + \varphi) - P(118 + \varphi - 6\xi^2) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Stąd, z uwagi na znakowanie w systemie symetrycznym (rys. 2), otrzymamy:  $A_1 = \alpha_1 P$ , przy czym:

$$\alpha_1 = \frac{364 + 141\varphi + \varphi^2 - (20 + 3\varphi)3}{304 + 176\varphi + 3\varphi^2} = \frac{\lambda_1}{\mu_1} \quad (9)$$

2. Dla  $3e > x > e$ , czyli  $3 > \xi > 1$ .

W ostatnim z pośród równań (2) ostatni wyraz prawej strony przybierze postać:

$$P(3\xi - 1),$$

wskutek czego w równ. (8) zamiast  $-6$  będzie:

$$-6\xi^2 + \frac{1}{2}(\xi - 1)^3,$$

więc licznik równania (9) zwiększy się o wyraz:

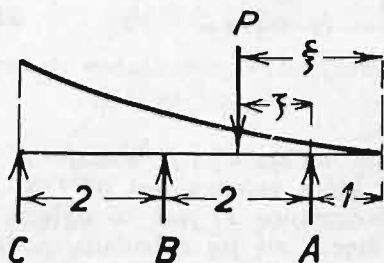
$$\xi^2(22 + \varphi),$$

jeżeli nazwiemy (por. rys. 6):

$$\xi - 1 = \zeta.$$

Zamiast (9) będzie zatem:

$$\alpha'_1 = \frac{364 + 141\varphi + \varphi^2 - (20 + 3\varphi)3\xi^2 + (22 + \varphi)\xi^2}{404 + 176\varphi + 3\varphi^2} \quad (9a)$$



Rys. 6.

Dla  $\xi = 1$ , zarówno równanie (9), jak i (9a), dają tę samą wartość:

$$A_1 = \frac{304 + 132\varphi + \varphi^2}{304 + 176\varphi + 3\varphi^2} P = \frac{\lambda_1}{\mu_1} P = \beta_1. \quad (9b)$$

Dla  $\varphi = 0$  (podpory nie poddające się) jest oczywiście  $A_1 = P$ .

Dla  $x > 3e$ , czyli  $\xi > 3$  równania (2) przyjmą postać:

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{e^3} 6EI\delta_c &= 250C + 108B + 14A - P\xi^2(15 - \xi) \\ \frac{1}{e^3} 6EI\delta_b &= 108C + 54B + 8A - 27P(\xi - 1) \\ \frac{1}{e^3} 6EI\delta_a &= 14C + 8B + 2A - P(3\xi - 1) \end{aligned} \right\} \quad (2a)$$

Zamiast równań (8) otrzymamy w ten sam sposób układ równań (8a):

$$\left. \begin{aligned} A(224 + 4\varphi) + B(136 + 2\varphi) &= P(235 + \xi^3 - 15\xi^2 + 3\xi + 2\varphi) \\ A(136 + 2\varphi) + B(88 + 4\varphi) &= P(142 + \xi^3 - 15\xi^2 + 27\xi - 27\xi + 2\varphi) \end{aligned} \right\} \quad (8a)$$

Stąd: 
$$A_1 = \alpha_1'' P = \frac{\lambda_1''}{\mu_1}, \quad (9b)$$

przy czym mianownik  $\mu_1$ , jak wyżej:

$$\mu_1 = 304 + 176\varphi + 3\varphi^2,$$

zaś  $\lambda_1'' = 1260 + \frac{1}{2}307\varphi + \varphi^2 - \frac{1}{2}\xi X$ ,

gdzie:  $X = (24 - \varphi)\xi(-15) + 1704 + 21\varphi$ .

Dla  $\xi = 3$  zarówno równanie (9a) jak i (9b) dają tę samą wartość:

$$A = \frac{68\varphi + \varphi^2}{304 + 176\varphi + 3\varphi^2} P,$$

która dla  $\varphi = 0$  (podpory nie poddające się) oczywiście znika, gdyż  $A = 0$ , gdy ciężar spoczywa nad podporą  $B$ .

Dla  $\xi = 5$ ,  $\lambda_1'' = -24\varphi + \varphi^2$ .

Tutaj również dla  $\varphi = 0$ ,  $A_1 = 0$ .

Jeżeli belka jest nieskończenie sztywna, czyli jeżeli  $\varphi = \infty$ , to dla dowolnej wartości  $\xi$ , otrzymujemy wedle 9,  $9a$ , albo  $9b$ :  $A_1 = \frac{1}{3}P = B_1 - C_1$ , t. j. równomierny rozkład ciężaru pomiędzy wszystkie podpory.

## II. Układ odwrotnie symetryczny (rys. 7).

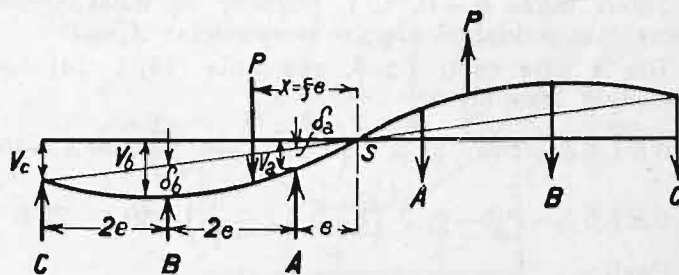
Punkt środkowy belki  $S$  jest punktem przegięcia. Moment w  $S$  równa się zeru, zatem z uwagi na rys. 6:

$$P\xi = A + 3B + 5C. \quad (10)$$

Z rys. znajdziemy:

$$V_a = \delta_a + \frac{1}{5}V_c,$$

$$V_b = \delta_b + \frac{3}{5}V_c.$$



Rys. 7.

Stąd z uwagi na (3) i (10), otrzymamy:

$$5\delta_a = \frac{V}{5}(26A + 3B - P\xi) \quad (11)$$

$$5\delta_b = \frac{V}{5}(3A + 34B - 3P\xi) \quad (12)$$

Ugięcia  $\delta_a$  i  $\delta_b$ , mierzone od cięciwy  $CS$ , znajdziemy według wzorów poniższych (por. rys. 8).

$$6EIL\delta_m = uu'm \left( L + u' - \frac{m^2}{u} \right) Q,$$

$$6EIL\delta_{uu} = 2u^2u'^2 Q \quad (b)$$

$$6EIL\delta_n = uu'n \left( L + u - \frac{n^2}{u} \right) Q.$$

1. Dla  $x < e$  będzie zatem:

$$\frac{6EI}{e^3} 5\delta_a - P(5 - \xi) \cdot 4 \left( 5 + \xi - \frac{16}{5 - \xi} \right) - A \cdot 2 \cdot 16 \cdot 1 - B \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1 \left( 5 + 2 - \frac{1}{3} \right) - 1 \cdot [P\xi^2(9 - \xi^2) - 16A - 20B] \quad (13)$$

$$\frac{6EI}{e^3} 5\delta_b = P(5 - \xi)\xi^2 \left( 5 + \xi - \frac{4}{5 - \xi} \right) - A \cdot 4 \cdot 1 \cdot 2 \left( 5 + 1 - \frac{1}{3} \right) - B \cdot 2 \cdot 4 \cdot 9 - 2[P\xi(21 - \xi^2) - 20A - 36B] \quad (14)$$

Z uwagi na (7), otrzymamy z porównania (11) i (13):

$$P\xi^2(9 - \xi^2) - 16A - 20P - \frac{S}{5}(26A + 3B - P\xi) \quad (15)$$

Podobnie z porównania (12) i (13) wynika:

$$P\xi(21 - \xi^2) - 2GA - 36P = \frac{S}{5}(3A + 34B - 3P\xi) \quad (16)$$

Po uporządkowaniu (15) i (16) względem  $A$  i  $B$ , otrzymamy:

$$A(40 + 13\varphi)2 + B(100 + 3\varphi) - P(10)9 - 1 + 1 \quad (17)$$

$$A(100 + 3\varphi) + B \cdot 2(90 + 17\varphi) = P\xi[5(21 - \xi^2) + 3\varphi] \quad (18)$$

Zastępując  $A$  przez  $A_2$ , z uwagi na znakowanie w systemie odwrotnie symetrycznym (rys. 3), otrzymamy:

$$A_2 = \alpha_2 P,$$

przy czym:

$$\alpha_2 = \frac{228 + 105\varphi + \varphi^2 - \xi^2(52 + 13\varphi)}{176 + 272\varphi + 35\varphi^2} \xi = \frac{\lambda_2}{\mu_2} \xi \quad (19)$$

2. Dla  $e < x < 3e$ , czyli  $1 < \xi < 3$  pierwszy wyraz prawej strony równ. (13) będzie:

$$P(5-\xi)\xi \cdot 1 \left[ 5 + (5-\xi) - \frac{1^2}{\xi} \right] = 2(5-\xi) \cdot \left[ 4 - \frac{1}{2} \xi^2 \right] P,$$

przyczem  $\zeta = \xi - 1$ .

Zatem wyraz wolny, t. j. prawa strona równania (17) przyjmie postać:

$$P \left[ (5-\xi) \cdot \left( 4\xi - \frac{1}{2} \xi^2 \right) 5 + \xi \varphi \right].$$

Wskutek tego zamiast (19) otrzymamy:

$$a_2' = \frac{(18+3,4\varphi) \cdot [(5-\xi) \cdot (8\xi-\zeta^2) + 0,4\xi\varphi] - (20+0,6\varphi) \cdot (21-\xi^2+0,6\varphi)\xi}{176+272\varphi+35\varphi^2} \xi = \frac{\lambda_2'}{\mu_2} \dots \dots \dots (19a)$$

Dla  $\xi = 1$ , czyli  $\zeta = 0$ , równanie 19 i 19a dają tę samą wartość:

$$A - \frac{176+92\varphi+\varphi^2}{176+272\varphi+35\varphi^2} P = \frac{\lambda_2}{\mu_2} P = \beta_2 P. \quad (19aa)$$

Jeżeli także  $\varphi = 0$ , t. j. podpory są nieskończenie sztywne (nie poddające się), to oczywiście:  $A_2 = P$ .

Dla  $x > 3e$  czyli  $\xi > 3$ , równanie (13) i (14) będą odpowiednio brzmiały:

$$\frac{1}{e^3} 6EI \cdot 5\delta_a = P(5-\xi) \cdot \xi \cdot I \cdot \left( 5 + 5 - \xi - \frac{1}{\xi} \right) - 32A - 40B$$

$$\frac{1}{e^3} 6EI \cdot 5\delta_b = P(5-\xi) \cdot 3 \cdot \left( 5 + 5 - \xi - \frac{3^2}{\xi} \right) - 40A - 72B.$$

Czyli:

$$\frac{1}{e^3} 6EI \cdot 5\delta_a = Pp_a - 32A - 40B, \quad (13a)$$

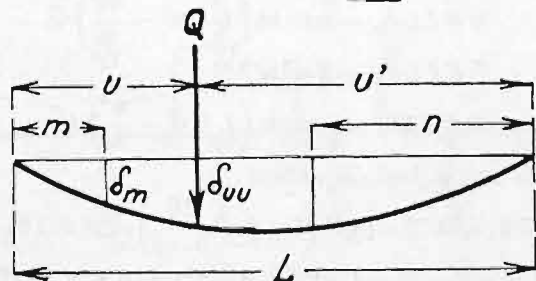
$$\frac{1}{e^3} 6EI \cdot 5\delta_b = Pp_b - 40A - 72B, \quad (14a)$$

przyczem:  $p_a = \xi^3 - 15\xi^2 + 51\xi - 5$ ,  
 $p_b = 3(\xi^2 - 15\xi + 59\xi - 45)$ .

Zamiast (15) i (16) otrzymamy odpowiednio:

$$Pp_a - 32A - 40B = \frac{2}{5}\varphi(26A + 3B - P\xi), \quad (15a)$$

$$Pp_b - 40A - 72B = \frac{2}{5}\varphi(3A + 34B - 3P\xi). \quad (16a)$$



Rys. 8.

Wreszcie zamiast (17) i (18):

$$A(32+26 \cdot \frac{2}{5}\varphi) + B(40+3 \cdot \frac{2}{5}\varphi) = P(p_a + \frac{2}{5}\varphi\xi),$$

$$A(40+3 \cdot \frac{2}{5}\varphi) + B(72+34 \cdot \frac{2}{5}\varphi) = P(Pp + 3 \cdot \frac{2}{5}\varphi\xi).$$

$$\text{Stąd: } A = A_2 = a'' P = \frac{\lambda_2''}{\mu_2}, \quad (19b)$$

przyczem mianownik jak wyżej:

$$\mu_2 = 176 + 272\varphi + 35\varphi^2,$$

zaś  $\lambda_2'' = 6F_1 + \frac{1}{2}F_2\varphi + \xi\varphi^2,$

gdzie  $F_1 = 210 - 142\xi + 30\xi^2 - 2\xi^3,$

$$F_2 = 42 + 231\xi - 75\xi^2 + 5\xi^3.$$

Dla  $\xi = 3$ , t. j., gdy  $P$  stoi w  $B$  zarówno (19a) jak i (19b) dają:

$$\lambda_2' = \lambda_2'' = 100\varphi + 3\varphi^2.$$

Dla  $\xi = 5$ , t. j. gdy  $P$  stoi w  $C$ :

$$\lambda_2'' = -24\varphi + 5\varphi^2.$$

Jeżeli  $\varphi = 0$  jest oczywiście zarówno dla  $\xi = 3$  jak  $\xi = 5$ :  $A_2 = 0$ .

Jeżeli zaś belka jest nieskończenie sztywna, a podatność podpór skończona, czyli  $\varphi = \infty$ , to zarówno (19), (19a) jak i (19b) dają:

$$A_2 = \frac{1}{35} P\xi, \quad (20)$$

co jest zgodne z równaniem równowagi (10); wówczas bowiem (rys. 9) jest  $V_b = 3V_a$ ,  $V_c = 5V_a$ , zatem wedle (3)

$$B = 3A, \quad C = 5A,$$

zaś  $Px = A_2(e + 3 \cdot 3e + 5 \cdot 5e) = 35Ae,$

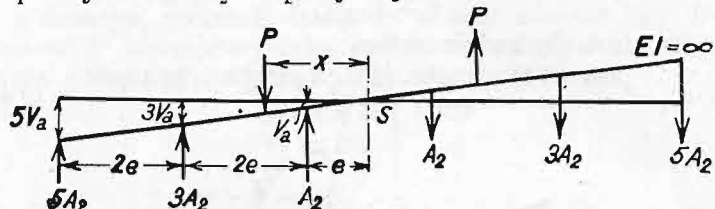
czyli:

$$A_2 = \frac{P}{35}.$$

Na podstawie powyższych wzorów na  $A_1$  i  $A_2$  możemy wykreślić linię wpływową reakcji:

$$A = \frac{1}{2}(A_1 \pm A_2), \quad (20)$$

przyczem znak + odnosi się do lewej, zaś znak - do prawej połowy belki. Z uwagi na rys. 1-3 należałoby we wzorach na  $A_1$  i  $A_2$  wstawić  $\frac{1}{2}P$ , co uwzględniono współczynnikiem  $\frac{1}{2}$  w powyższym wzorze.



Rys. 9.

We wzorach na  $\alpha$ ,  $\alpha'$  i  $\beta$ , zostaje  $A$  (równanie 20) mamy wielkość, która zależna jest od  $V$  według równ. (7). Jak wyżej wspomniano,  $V$  jest to ugięcie poprzecznic w miejscu zetknięcia się jej z badaną podłużnicą, jeżeli ta ostatnia wywiera na poprzecznice nacisk  $P=1$ . Dla jednostajnego obciążenia (np. wedle polskich przepisów M. R. P.) obciążenie podłużnic jest proporcjonalne do ich odstępów  $c$ . Zwykle odstęp ten jest stały, zatem obciążenia podłużnic są równe. Jednakże naciski, jakie te podłużnice wywierają na pewną poprzecznice, są różne, a to z powodu różnicy ugięcia  $V$ . Jak poniżej zobaczymy naciski podłużnic na poprzecznice  $A$ , nad którą stoi cięższa oś walca, maleją (zresztą nieznacznie) ku środkowi poprzecznic. Tem samym naciski podłużnic na inne poprzecznic rosną ku środkowi poprzecznic. Jeżeli tedy dane obciążenie pomnożymy przez pewną wielkość tak, aby nacisk badanej podłużnicy (niech to będzie podłużnica środkowa, znajdująca się w osi mostu; jak później zobaczymy, wystarczy badać podłużnicę środkową i skrajną) na pewną poprzecznice był równy jedności, to naciski innych podłużnic na tę poprzecznice będą wogóle różne od jedności, mianowicie dla poprzecznic  $A$  większe, zaś dla innych mniejsze od jedności. Dla znalezienia  $V$  w poprzecznic  $A$ , należy ją obciążyć siłą  $P=1$ , umieszczoną tam, gdzie spoczywa badana podłużnica (środkowa), zaś w miejscach zetknięcia innych podłużnic - siłami większymi od jedności; ugięcie poprzecznic w miejscu  $P=1$  jest wartością  $V$ . Dla innych poprzecznic, dla znalezienia  $V$  należy również umieścić siłę  $P=1$  w środku poprzecznic, ale w miejscach zetknięcia innych podłużnic - siły  $P$  mniejsze od jedności. Wartość  $V$  dla poprzecznic  $A$  będzie tedy większa, niż dla innych poprzecznic. Wogóle podatność podpór podłużnic środkowej jest zmienna, t. j. inna dla każdej podpory. Zagadnienie rozwiążemy w sposób przybliżony, gdyż ściśle zagadnienie rozwiązać się nie da.

Równania (9) i (19) ustawiliśmy pod założeniem stałej podatności podpór,  $V = \text{const}$ . Przyjmujemy tedy dla

$V$  wartość średnią, mianowicie strzałkę ugięcia poprzecz-  
nicy, na którą każda podłużnica wywiera nacisk  $P=1$   
(por. rys. 10). Wartość ta będzie oczywiście mniejsza od  
wartości odpowiadającej ściśle poprzeczniczy  $A$ . Błąd przy-  
jęcia wartości  $V$  na podporze  $A$  posiada większy wpływ  
na wielkość otrzymanej reakcji  $A$ , niż błąd, popełniony  
przy innych podporach. Ponieważ, im większa podatność  
podpór, tem korzystniejsze jest współdziałanie poprzeczniczy,  
przeto przyjmując  $V$  wedle powyższej definicji popełniamy  
błąd na korzyść pewności; zresztą jest on bardzo nieznaczny.  
Przyjmijmy mianowicie, że naciski podłużnic na poprzecz-  
nicze zmieniają się wedle prawa paraboli.

Niech będą dwie belki wolno podparte o tej samej  
rozpiętości  $l_1=2l$  i sztywności przekroju  $EI$ , jedna ob-  
ciążona ciężarem zupełnym jednostajnie rozłożonym  $p$ ,  
druga zaś ponadto ciężarem rosnącym od środka ku pod-  
porom według paraboli, której wierzchołek jest w środku  
belki (gdzie rzędna  $=0$ ), zaś rzędne na podporach są  $p'$ .  
Strzałka ugięcia belki pierwszej wynosi:

$$f = \frac{5}{384} \frac{P_0}{EI} \cdot l_1^4 - \frac{10p_0}{48EI} \cdot l_1^4,$$

zaś belki drugiej  $f + \Delta f$ . Różnicę  $\Delta f$  znajdziemy przy po-  
mocy linii wpływowej ugięcia środka belki. Jest to linia  
ugięcia belki obciążonej w środku rozpiętości ciężarem  
 $P=1$ . Największa jej rzędna wynosi:

$$y_0 = \frac{1}{48EI} \cdot l_1^3 - \frac{1}{6EI} \cdot l^3,$$

zaś rzędna w odległości  $x=1\xi$  od podpory ( $\xi < 1$ ) jest:

$$\frac{1}{2} \xi (3 - \xi^2) y_0.$$

Równanie paraboli dodatkowego obciążenia jest:

$$p = p' (1 - \xi^2).$$

Zatem:  $\Delta f = 2 \int_0^l p dx \cdot y = p' y_0 l \varphi = \frac{p' l^4 \varphi}{6EI}$ ,

przyczem:  $\varphi = \int_0^1 \xi (3 - \xi^2) \cdot (1 - \xi^2) d\xi = \frac{7}{30}$ .

czyli:  $\Delta f = \frac{7}{180} \cdot \frac{p' l^4 \varphi}{6EI}$ .

Stosunek zaś:  $\Delta f : f = \frac{7}{180} \cdot \frac{48p'}{10p_0} = 0,187 \frac{p'}{p_0}$ .

W konkretnym obliczonym przezemnie przypadku<sup>2)</sup>  
nacisk jednostkowy podłużnic na poprzecznicę  $A$  wynosił  
o około 12% więcej na jej końcach, niż w środku roz-  
piętości, czyli  $p' = p_0 = 0,12$ . Jeżelibyśmy jednak przyjęli  
nawet  $p' - p_0 = 0,20$ , to dodatkowe ugięcie w belce obcią-  
żonej wedle paraboli wyniesie  $\Delta f = 0,187 \cdot 0,20 f$ , czyli za-  
leedwie 3,74% wartości ugięcia belki obciążonej wedle  
prostokąta. Tyleż więc wynosiłby w skrajnym przypadku  
błąd przyjęcia wartości  $V$  wedle przyjętej definicji. Jeżeli  
poprzecznicza jest utwierdzona, to stosunek  $\Delta f : f$  będzie  
jeszcze mniejszy.

W ogólności jest poprzecznicza na swoich końcach  
sprężyste utwierdzona. Stopień utwierdzenia zależy od  
rodzaju ramy, w której skład prócz poprzeczniczy badanej  
wchodzi słupy belek głównych i rozpory tężnika piono-  
wego. Jeżeli momentowi utwierdzenia  $M'$  odpowiada obrót  
stycznej podporowej o kąt, którego styczna wynosi  $\varepsilon M'$ <sup>3)</sup>,  
wtenczas stopniem utwierdzenia można nazwać wartość  
 $1 : \varepsilon$ . Dla belki wolno podpartej, t. j. gdy niema rozpory  
(mosty otwarte) jest  $\varepsilon = \infty$ .

Niechaj w miejscach zetknięcia podłużnic z po-  
przecznicą działają ciężary  $P=1$  (rys. 10a). W przypadku  
znaczej ilości podłużnic, można ciężary skupione  $P=1$

zastąpić ciężarem jednostajnie rozłożonym  $p=1:c$  (rys. 20 b).  
Wedle zasady Mohra, reakcja powierzchni momentów  
(rys. 10 c).

$$(A_0) = EI \varepsilon M' = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{8} p b^2 \cdot \frac{b}{2} - M' \frac{b}{2}. \quad (m)$$

Stąd:  $M' = \frac{1}{12} \cdot \frac{b^2}{c} \cdot \frac{1}{k}$ , . . . . . (21)

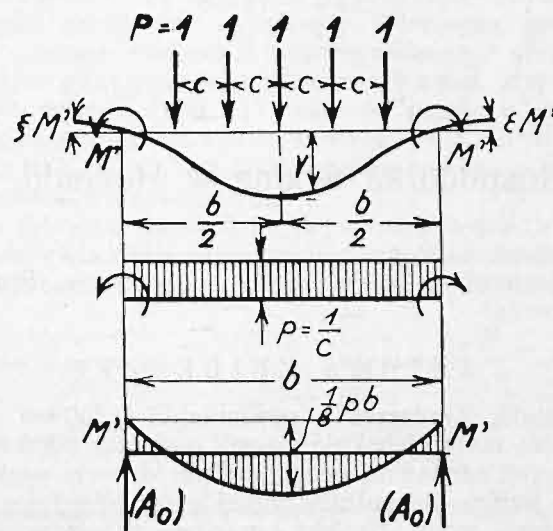
przyczem:  $k = \frac{2EI'}{b} + 1$ ,

zaś ugięcie:  $V = \frac{1}{EI'} \left[ \frac{5}{384} \frac{b^4}{c} - \frac{1}{8} M' b^2 \right]$ ,

czyli z uwagi na (21):

$$V = \frac{5}{384} \frac{b^4}{c} \cdot \frac{\psi}{EI'}$$

przyczem:  $\psi = 1 - \frac{4}{5k}$ . . . . . (22)



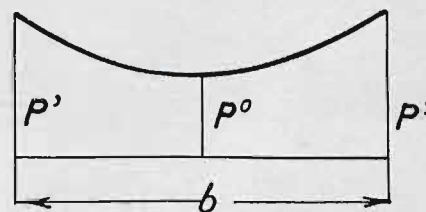
Rys. 10.

Wedle (7) będzie więc:

$$\varphi = \frac{3EI}{c^3} V = \frac{24EI}{a^3} V = \frac{5}{16c} \frac{b^4 I}{a^3 I'} \psi \quad (23)$$

$I$  jest momentem bezwładności podłużnicy,  $I'$  zaś po-  
przeczniczy. Dzieląc równanie (m) przez  $M' \frac{b}{2}$  i podsta-  
wiając  $\frac{1}{8} p b^2 = M'_0$ , otrzymamy  $k = \frac{2}{3} M'_0 : M'$ .

Równanie (23) odnosi się do środka poprzeczniczy.  
Licząc poprzecznicze na ciężary skupione, (co miałyby rację,  
gdyby odstęp podłużnic był bardzo znaczny), należałoby



Rys. 11.

dla każdej podłużnicy znaleźć oddzielnie wartość  $\varphi$ , a na-  
stępnie wartość  $A$  z równania (20); nacisk podłużnicy na  
poprzecznicę wynosi  $A \cdot c$ . Zwykle jednak długość  $c$  w po-  
równaniu z  $b$  jest nieznaczna, wskutek czego można dzia-  
łanie podłużnic uważać za obciążenie ciągłe. Wartość  $A$   
z rów. (20) i (23) będzie zatem obciążeniem jednostkow-  
wym  $p^0$  (t. j. przypadającym na 1 m b.) poprzeczniczy  
w środku jej rozpiętości. Na końcach poprzeczniczy jest  
 $V=0$ , zatem i  $\varphi=0$ . Odpowiednia wartość  $A$  niech będzie

<sup>2)</sup> Por. cyt. artykuł w *Przeglądzie Technicznym*.

<sup>3)</sup> Por. „Podręcznik Inżynierski“. Cz. VI. „Statyka budowli“. Huber: „Sprężystość i wytrzymałość“, str. 1131. Bryła: „Ramy“, str. 1306.

$p_1$ . Krzywą obciążenia poprzecznic, której rzędne na końcach są  $p$ , zaś w środku  $p_0$  (rys. 11), możemy bez wielkiej ujemy dla dokładności zastąpić parabolą. Jeżeli przytem poprzecznic jest belką wolno podparta, to moment w środku:

$$M_0 = \frac{1}{8} b^2 p^2,$$

przyczem:

$$p_2 = p_0 + \frac{1}{6} (p_1 - p_0').$$

Siła poprzecznic na końcach poprzecznic:

$$T_0 = \frac{b}{2} p_2',$$

przyczem:

$$p_2' = p_0 + \frac{1}{3} (p_1 - p_0').$$

Jeżeli uwzględnimy, że obciążona jest tylko jezdnia na długości  $b$ , zaś końce poprzecznic o długości:

$$\Delta b = \frac{1}{2} (b - b_j),$$

są nieobciążone, to w przybliżeniu, na korzyść pewności można od  $M_0 = \frac{1}{8} p_2 b^2$  odjąć:

$$\Delta M_0 = p \Delta b \frac{\Delta b}{2} - \frac{1}{2} p_2 (\Delta b)^2,$$

więc:

$$M_0' = M_0 - \Delta M_0 = \frac{1}{8} p_2 b_j (2b - b_j).$$

Podobnie od  $T_0$  należy odjąć:

$$\Delta T_0 = p_2' \Delta b,$$

otrzymamy wtedy:

$$T_0 - \Delta T_0 = p_2' \left( \frac{b}{2} - \Delta b \right) = \frac{1}{2} p_2' b_j.$$

Współdziałanie poprzecznic wpływa również korzystnie na dźwigiary główne, powodując bardziej równomierny rozkład ciężarów skupionych, niż przyjmuje się w obliczeniu. Ugięcie belek głównych posiada wartość pośrednią pomiędzy wartością obliczoną dla ciężarów skupionych a wartością odpowiadającą ciężarowi jednostajnie rozłożonemu na całej długości mostu.

Inż. Józef Pruchnik.

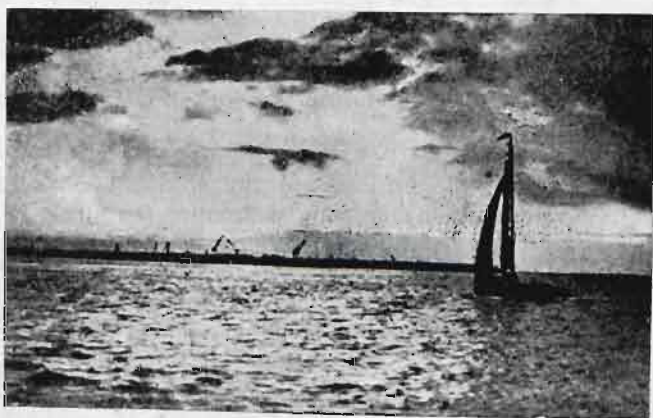
## Gospodarka wodna w Holandji. Roboty na Zuiderzee. Kultura torfów wysokich w Niemczech.

Sprawozdanie z podróży.

(Ciąg dalszy).

### ZATOKA ZUIDERZEE.

Zatoka Zuiderzee o powierzchni  $5.250 \text{ km}^2$  (rys. 1) ma bardzo małą głębokość, naogół mniejszą niż  $5 \text{ m}$ . Z tego powodu już od dawna proponowano zdobycie większej części tego jeziora dla kultury rolnej przez obwałowanie i wypompowanie wody. Projekt opracowany jeszcze w r. 1894 został w zasadzie przyjęty w r. 1915, przez Rząd zaś sankcjonowany ustawą z dnia 14 czerwca 1918 r. Wielkie zasługi dla tej sprawy położył nieżyjący już Dr. Ir. C. Lely b. minister van Waterstaat.



Ryc. 8.

Projekt obejmuje następujące roboty:

1. Zamknięcie Zuiderzee za pomocą krótkiej  $2.5 \text{ km}$  grobli ziemnej między wybrzeżem prowincji Noordholland a wyspą Wieringen, dla zamknięcia dosyć głębokiej cieśniny zwanej Amsteldiep i długiej  $30 \text{ km}$  grobli między Wieringen i brzegiem Fryzji na południe od miasta Harlingen.

2. Osuszenie znacznej części Zuiderzee przez wypompowanie wody, pozostawiając w środku obszerne jezioro nazwane Yselmeer utworzone przez wody rzeki Ysel (ramię Renu), które to wody będą mogły odpływać do morza północnego (Noordzee) przy pomocy dwóch grup śluz umieszczonych w wale zamykającym Zuiderzee, zaś żegluga bę-

dzie się mogła odbywać przy pomocy specjalnie urządzonych śluz komorowych.

3. Ciągłą obronę przed wielkimi wodami, terenów w ten sposób uzyskanych (polder) przez obwałowanie i stałe utrzymywanie poziomu wody na głębokości, jakiej kultura rolna wymagać będzie.

W tym celu z Zuiderzee odcięto wałami cztery poldery (rys. 1):

A. Polder północno-zachodni koło Wieringen o powierzchni około  $20.000 \text{ ha}$ .

B. Polder północno-wschodni koło Lemmer o pow. około  $55.000 \text{ ha}$ .

C. Polder południowo-wschodni koło Harderwijk o pow.  $95.000 \text{ ha}$ .

D. Polder południowo-zachodni koło Hoorn o powierzchni  $55.000 \text{ ha}$ .

Ogółem powierzchnia uzyskanych dla kultury rolnej terenów wyniesie około  $225.000 \text{ ha}$ , zaś powierzchnia wszystkich uprawnych gruntów w Holandji zwiększy się o  $10\%$ . Powstanie nowa prowincja dorównująca co do obszaru istniejącym średnim, zaś większa od małych (Groningen ma  $234.000 \text{ ha}$ , Utrecht  $138.000 \text{ ha}$ , Fryzja  $330.000 \text{ ha}$ ). Stworzy się przeszło  $30.000$  gospodarstw chłopskich, blisko  $200$  tysięcy ludzi znajdzie sposób do życia. W środku Zuiderzee między 4-ma polderami powstanie, jak już wyżej wspomniano obszerny zbiornik wody — Yselmeer — który ma za zadanie pomieścić bez szkody dla sąsiednich prowincji gruntów — wody rzek Ysel, Vecht oraz wody wypompowane i odpływające z polderów i przyległych obszarów. Średnia woda tego zbiornika będzie utrzymywana  $0.40 \text{ m}$  poniżej N. A. P. Wody będą odpływać dwa razy w ciągu 24 godzin podczas odpływu morza, które w tym czasie opada poniżej średniej wody w Yselmeer, przez śluzy odwadniające, umieszczone w wale zamykającym Zuiderzee. Mogą jednak zdarzyć się także takie perjody 3 lub 4-dniowe, podczas których woda w morzu przez burze lub nacisk gwałtowny wiatrów utrzymuje się tak wysoko, iż odpływ wolny przez śluzy stanie się niemożliwy. Wówczas Yselmeer musi pomieścić wody rzeki Ysel i innych, bez szkodliwego spiętrzenia. Obliczenia wykazały, iż dla tego celu Yselmeer musi mieć powierzchnię