

CZASOPISMO

TECHNICZNE

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI

Rok 61

Kraków, Styczeń—Luty 1948

Nr 1—2

SPÓŁDZIELNIA INŻYNIERSKA

SP. Z ODP. UDZIAŁAMI

W KRAKOWIE, UL. PIŁSUDSKIEGO 6

===== W RZESZOWIE, TARNOWIE, KRAKOWIE,
ZAKOPANEM, KATOWICACH, GLIWICACH,
ODDZIAŁY: WROCŁAWIU, BYDGOSZCZY, POZNANIU,
GDAŃSK-GDYŃIA W SOPOT, SŁUPSKU
===== I SZCZECINIE

**DLA ROBÓT BUDOWLANYCH, DROGOWYCH, KOLEJOWYCH,
WODNYCH I MELIORACYJNYCH, WIERTNICZYCH,
POMIAROWYCH, OSOBNY DZIAŁ PROJEKTÓW**

Chemikalia Techniczne. Sole galwaniczne: do niklowania,
mosiądzowania itp. Artykuły techniczne. Urządzenia laboratoryjne.
Instrumenty pomiarowe. Odczynniki ch. cz. Pomoce naukowe
dostarcza ze swych składów

DOM HANDLOWO-PRZEMYSŁOWY
CHEMIOTECHNIKA

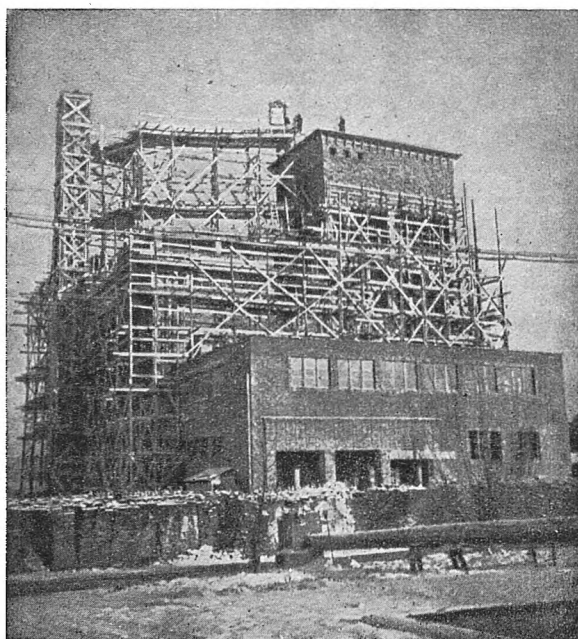
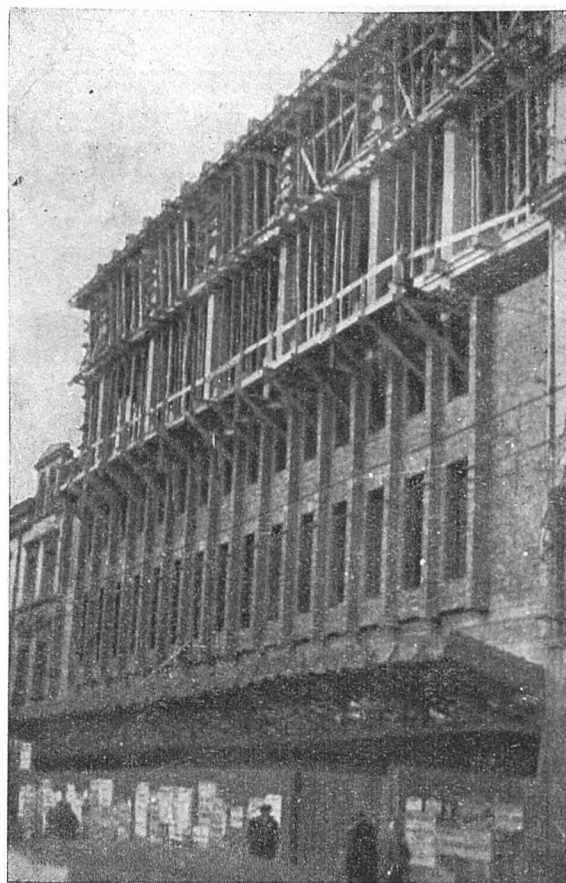
Spółka z ogr. odp.

Produkcja i Hurt: Kraków, ul. św. Tomasza nr 20, Telefon nr 550-24
Detal: „ Rynek Gł. nr 39, Telefon nr 566-48

BUDOWLE PRZEMYSŁOWE

SP. Z OGR. ODP.

K R A K Ó W,
PLAC JABŁONOWSKICH 4.



WYKONUJĄ ROBOTY WCHODZĄCE
W ZAKRES BUDOWNICTWA
POD- I NAZIEMNEGO

A W SZCZEGÓLNOŚCI:

KOTŁOWNIE,
CHŁODNIE KOMINOWE,
MAGAZYNY,
DOMY TOWAROWE,
ZBIORNIKI,
JAKOTEŻ CAŁE ZAKŁADY
PRZEMYSŁOWE

CZASOPISMO TECHNICZNE

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI

Rok 61

Kraków, Styczeń—Luty 1948

Nr. 1—2

PREŚĆ: Inż. Stella-Sawicki: Obliczenie belek ciągłych i ram metodą iteracji. — M. T. Huber: Uzupełnienie do artykułu „Na marginesie rozprawy prof. dra inż. A. Langroda: O hipotezach wyężenia”. — Prof. dr inż. A. Langrod: Odpowiedź na uwagi prof. dr inż. M. T. Hubera pt. „Na marginesie rozprawy prof. dr inż. A. Langroda o hipotezach wyężenia”. — Prof. dr inż. Wł. Roniewicz: Przepuszczalność gruntu drenowanego. — Prof. inż. M. Chmaj: Cementowanie i bitumowanie gruntów nową metodą utrwalaania nawierzchni. — M. Jeżewski i L. Szklar-ski: Ulepszona elektromagnetyczna metoda badania lin drucianych. — Książki nadesłane.

Inż. STELLA-SAWICKI

OBLICZENIE BELEK CIĄGŁYCH I RAM METODĄ ITERACJI

(Odczyt w Towarz. Techn. 7. I. 1948)

W roku 1932 została podana przez Hardy Crossa metoda obliczania belek ciągłych i ram przy pomocy kolejnych, stopniowych przybliżeń drogą tzw. *iteracji*. Metodą tą można rozwiązywać w sposób niezwykle prosty, rami o wysokiej statycznej niewyznaczalności, bez względu na kształt i obciążenie symetryczne lub nie, o dowolnych przekrojach słupów i belek, przy pomocy kolejnego wyrównywania momentów węzłowych w poszczególnych węzłach rami i rozdziału ich na zbiegające się w węzle pręty, proporcjonalnie do ich sztywności. W ten sposób otrzymuje się coraz bardziej trafne wartości, aż w końcu po dwu, a najwyżej trzech wyrównaniach, dochodzi się do wyniku o dowolnie żądanej dokładności. Metoda ta, której dziś używa się ogólnie w Ameryce, mimo 15 lat od jej opracowania, jest w Polsce nieużywana, względnie stosowana tylko w bardzo nikłym stopniu. Uważam ją, podobnie jak i sposób liczenia ram przy pomocy *metody oporów*, za niesłychane uproszczenie pracy i dlatego pragnę podać tu zasady i parę przeliczonych zasadniczych przykładów z dziedziny budownictwa, aby zaznajomić kolegów z postęпами statyki w tej dziedzinie, w której dotąd w literaturze polskiej nie ma żadnej publikacji. Przykłady te przeliczone są dla wypadków najprostszych ram jedno, dwu i więcej piętrowych, dla obciążeń pionowych, poziomych i suwnie. Sposób ten jest przede wszystkim korzystny dla ram o wysokiej statycznej niewyznaczalności.

Cross opiera swą metodę po pierwsze, na znanej ogólnie, z *metody punktów stałych* Culmanna, Rittera, Strassnera i Sutura, oraz z metody oporów Mayera, *sztywności prętów*, pod którą rozumie się odwrotność kąta skręcenia końca badanego pręta, pod wpływem momentu $M=1$, a którą obliczamy z wzoru:

$$(1) \quad s = \frac{4EJ}{l} \quad \text{gdy drugi koniec tegoż pręta jest} \\ \text{doskonale utwierdzony wzgl.} \\ s = \frac{3EJ}{l} \quad \text{gdy drugi koniec tegoż pręta jest} \\ \text{przegibnie umocowany.}$$

Sztywność tą wszystkich prętów oblicza się z góry i przyjmuje dla całej długości każdego pręta jako wartość stałą. Ponieważ przy ramach chodzi o wartości stosunkowe, nie zaś absolutne, we wzorach tych, możemy położyć E jako równe jedności, a zatem liczyć sztywność za pomocą wzorów:

$$(2) \quad s = \frac{4J}{l} \quad \text{względnie} \quad s = \frac{3J}{l}.$$

Po drugie Cross wprowadza tzw. *współczynniki przenoszenia się momentów z jednego końca pręta na koniec drugi*. Współczynniki te, wyrażają stosunek momentu działającego na jednym końcu pręta, do momentu przenoszącego się wzdłuż pręta na jego koniec drugi. Stosunek ten, jak to wiemy z teorii belek ciągłych, zależy od utwierdzenia drugiego końca pręta, czy to doskonałego czy przegibnego, przy belkach o stałym momencie bezwładności może mieć wszelkie wartości od $\gamma=1/2$ do $\gamma=0$. Cross przyjmuje dla swej metody dla prętów obu końcami sprężyste utwierdzonych $\gamma=1/2$, zaś dla prętów jednym końcem przegibnie umocowanych $\gamma=0$.

Obliczenie ram drogą iteracji, podobnie jak to czynimy przy obliczaniu ram metodą punktów stałych dzielimy na dwa *stadia rachunkowe*, a to a) stan I tj. obliczenie ram o *węzłach unieruchomionych* fikcyjnymi łożyskami, oraz b) stan II obliczenie ram o *węzłach swobodnych*. Belki ciągłe, oraz rami symetryczne i symetrycznie obciążone, liczymy tylko dla I stanu,

gdyż węzły ustrojów takich są nieruchome. Natomiast ramy niesymetryczne wzgl. symetryczne, lecz niesymetrycznie obciążone, o węzłach wolnych, niezym w przestrzeni nie przytrzymanych, liczyć musimy dla obu stanów. Pod wpływem bowiem sił zewnętrznych przesuwają się głowice słupów ramy mniej lub więcej zależnie od sztywności ich, oraz utwierdzenia.

A. Ramy o węzłach nieruchomych

Obliczenie ram takich, oraz belek ciągłych metodą iteracji dla I-go stadium rachunkowego polega na następującym postępowaniu:

Obliczamy jako pierwsze przybliżenie, dla danych obciążeń prętów ramy, obustronnie doskonale czy też sprężyste utwierdzonych, momenty węzłowe jak dla belek obu swymi końcami doskonale utwierdzonych. A więc np. przy obciążeniu jednostajnie rozłożonym na $-\frac{ql^2}{12}$, przy ciężarze skupionym, działającym w środku belki na $-\frac{Pl}{8}$ itp. Natomiast przy prętach jednym tylko końcem doskonale czy też sprężyste, a drugim przegibnie umocowanych, jak dla belek jednym tylko końcem doskonale utwierdzonych, a więc np. przy obciążeniu jednostajnie rozłożonym na $-\frac{ql^2}{8}$, zaś przy ciężarze skupionym działającym w środku pręta na $-\frac{3}{16}Pl$ itp. Te wartości na momenty utwierdzenia dla każdego dowolnego obciążenia, dla belek obu swymi końcami wzgl. jednym tylko końcem utwierdzonych, można znaleźć w każdym podręczniku statyki, stąd też otrzymanie wartości tych dla pierwszego przyjęcia, nie sprawia żadnych trudności.

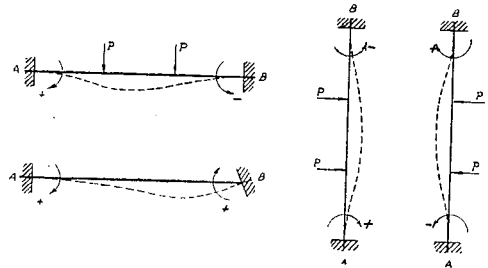
Powyższe momenty utwierdzenia są ujemne. Cross jednak dla przeprowadzenia swej metody przyjmuje, nie tak jak to jest przy obliczaniu belek ogólnie używane (rys. 1), że momenty wyginające pręty w dół, przyjmuje się jako dodatnie, a w górę jako ujemne, lecz że momenty obracające przekrój w kierunku wskazówek zegara są dodatnie, zaś o kierunku przeciwnym ujemne. Stąd np. ujemne momenty utwierdzenia przy belkach obu końcami zamocowanych, są na lewej podporze dodatnie, na prawej zaś są ujemne. Natomiast moment węzłowy, wywartny na koniec pręta nie obciążonego, będzie miał po obu końcach pręta ten sam znak. Ten sposób oznaczania momentów jest bardzo pomysłowy i wyklucza możliwość pomyłek. Pamiętać jednak należy o powyższym przyjęciu i po przeprowadzeniu obliczenia dla ewentualnego wykresu przebiegu linii momentów, przyjąć z powrotem zwyczajne oznaczanie.

Dla równowagi muszą być momenty w każdym węźle ramy odkształconej na skutek obciążeń równe zero. W pierwszej chwili jednak, kiedy w schemat ramy wpisujemy przy prętach

obciążonych, w powyższy sposób wyznaczone i oznaczone momenty utwierdzenia, równowagi tej nie ma. Równowaga ta jednak nastąpi, jeśli wyobrazimy sobie w każdym węźle *moment wyrównujący* o działaniu przeciwnym, a zatem i o znaku odwrotnym, a równym sumie działających w danym węźle momentów pochodzących od obciążenia poszczególnych prętów. Moment ten wyrównujący rozdzielamy na poszczególne, zbiegające się w węźle pręty, proporcjonalnie, a zatem procentowo do ich sztywności. O ile zatem moment wyrównujący jest M , zaś sztywność zbiegających się w węźle prętów jest s_1, s_2, \dots, s_n , to po wyrównaniu momentów w węźle, na końce poszczególnych prętów wypadną *cząstkowe momenty* wyrównujące:

$$(3) \quad M_1 = M \frac{s_1}{\sum s} \quad M_2 = M \frac{s_2}{\sum s} \quad \dots \quad M_n = M \frac{s_n}{\sum s}$$

Wartości $\frac{s_1}{\sum s}, \frac{s_2}{\sum s}, \dots, \frac{s_n}{\sum s}$ tj. *współczynniki rozdziału momentów na poszczególne pręty* zbiegające się w węźle, podobnie jak sztywności



Rys. 1.

prętów i momenty utwierdzenia, obliczamy sobie z góry i wpisujemy w schemat ramy.

Momenty te M_1, M_2, \dots, M_n , działające na zbiegające się w węźle pręty, przenoszą się z kolei, na drugi koniec pręta i tam powstają momenty

$$(4) \quad M'_1 = \gamma M_1, \quad M'_2 = \gamma M_2, \quad \dots, \quad M'_n = \gamma M_n,$$

gdzie współczynnik przejściowy przyjmuje się wedle Crossa $\gamma = 1/2$ wzgl. $\gamma = 0$, zależnie od utwierdzenia drugiego końca pręta. W wypadku zatem utwierdzenia, momenty przeniesione z jednej strony pręta na drugą, są dwa razy mniejsze, poza tym zaś wobec przyjętego przez Crossa znakowania mają ten sam znak.

Ponieważ w każdym węźle suma momentów musi być równa zero, postępując w powyższy sposób kolejno od węzła do węzła, momenty M_1, M_2 , itd. przeniesione z węzłów sąsiadnych momenty są tak małe, że dalsze wyrównanie staje się zbyteczne.

Wyznaczanie momentów w drodze iteracji dla I stadium obliczenia polega zatem na następujących kolejnych czynnościach:

1. Wyznaczanie sztywności wszystkich prętów obliczanego ustroju, zależnie od ich mo-

mentu bezwładności, długości i utwierdzenia, a więc wedle wzorów:

$$s = \frac{4J}{l} \quad \text{wzgl.} \quad s = \frac{3J}{l}.$$

2. Wyznaczenia procentowego rozdziału momentów na poszczególne pręty zbiegające się w węźle, zależnie od ich sztywności. Suma procentów musi być równa 100, wzgl. suma współczynników rozdziału momentów równa jedności.

3. Wyznaczenie dla pierwszego przybliżenia momentów utwierdzenia, dla wszystkich obciążonych prętów, jako dla prętów dwustronnie wzgl. jednostronnie doskonale utwierdzonych i wpisanie ich, w schemat ustroju pod cyfrą 1, ze znakami jak wyżej podano. Przy prętach nie obciążonych, momenty utwierdzenia przyjmuje się równe zeru, co wpisuje się w schemat ramy pod 1 lub opuszcza się to w ogóle.

4. Wyznaczenie przeciwnie działającego i o przeciwnym znaku momentu wyrównującego algebraiczną sumą wszystkich, działających w węźle momentów, tak by w węźle nastąpiła równowaga, a następnie rozdzielenie go na zbiegające się w węźle pręty, proporcjonalnie do ich sztywności, przy pomocy współczynników rozdziału momentu.

5. Przeniesienie momentów wypadających na poszczególne pręty węzła na drugi koniec pręta. Dla przyjęcia przesłami stałych momentów bezwładności, momenty przeniesione przyjmuje się dwa razy mniejsze od cząstkowego momentu wyrównującego w wypadku utwierdzenia, zaś równe zeru w wypadku przegubu. Moment po obu końcach pręta musi mieć przy tym ten sam znak, stosownie do znakowania Crossa.

6. Czynności powyższe wykonywamy kolejno przy wszystkich węzłach. Wyrównanie trzykrotne, a często dwukrotne, wobec wielkiej zbieżności, prowadzi zazwyczaj do takiego wyniku, że dalsze już wyrównywanie staje się zbędne.

7. Dla lepszej kontroli, poszczególne kolejne czynności opatrujemy kolejno cyframi, czego Cross nie stosuje. Przy tym wartości otrzymane na skutek tej samej czynności rachunkowej znaczymy tą samą cyfrą. Tego rodzaju znakowanie uważam za bardzo praktyczne, gdyż każdej chwili w wypadku pomyłki, możemy odnaleźć się łatwo w przeprowadzonym rachunku. Znaczymy zatem cyfrą 1 momenty utwierdzenia, cyframi parzystymi 2, 4, 6, 8 itd. momenty cząstkowe powstałe wskutek rozdziału momentów wyrównujących, na poszczególne pręty zbiegające się w węźle, zaś cyframi nieparzystymi 3, 5, 7, 9 itd. momenty przeniesione z jednego końca pręta na drugi, zawsze o tym samym znaku, jak momenty oznaczone cyframi parzystymi, jednak na skutek przeniesienia dwa razy mniejsze. Również jest bardzo korzystne dla przejrzystości wykonywanych działań, oraz wykluczenia możliwych pomyłek, stosowanie przyjętych przez Crossa strzałek.

B. Ramy o węzłach wolnych

Ramy takie liczyć musimy dla stadium I i stadium II.

Stan I. Przyjmujemy przejściowo, dla pierwszego stadium rachunku, że węzły są nieruchome. To przejściowe unieruchomienie przeprowadzamy przy pomocy *fikcyjnych, pomyślanych łożysk*¹⁾ stałych jednak przesuwanych, tego rodzaju, że uniemożliwiają one przesunięcie się węzłów, nie tamując jednak sprężystego obrotu tychże węzłów. Dla tego stanu wyznaczamy, przy uwzględnieniu sztywności poszczególnych prętów ramy, w opisany poprzednio sposób, momenty utwierdzenia M w całym ustroju, z powodu każdego, dowolnego obciążenia zewnętrznego, ze względu na które dany ustrój liczymy. Obliczenie to dla tego stanu kończymy, wyznaczając przy pomocy sił poprzecznych tzw. *siły przytrzymujące* T działające w przyłożonych łożyskach. Siły te są równe sumie sił poprzecznych. Sił przytrzymujących może być jedna lub więcej, gdyż przy pomocy jednego łożyska, ramy wielopiętrowej unieruchomić nie możemy. Przyjąć zatem musimy tyle pomyślanych łożysk, wzgl. sił przytrzymujących T_1, T_2, \dots ile to jest konieczne i wystarczające, dla zupełnego unieruchomienia wszystkich węzłów.

Dla łatwiejszego zrozumienia weźmy pod uwagę ustrój ramowy o słupach równoległych, najpierw jedno, następnie zaś dwu i więcej piętrowy, przy którym przesunięcie wzajemne słupów jest równowielkie. Obliczenie takich ustrojów da się przeprowadzić bardzo łatwo w sposób analityczny, który tu podamy. Przy słupach o dowolnych kierunkach, przy dachach siodłowych itp. należy użyć ogólnej metody podanej przez Sutura we wspomnianej już książce.

Stan II. a) Ramy dające się unieruchomić jednym łożyskiem czyli tzw. ramy jednopiętrowe.

Przystępując do obliczenia ramy dla drugiego stadium rachunku, usuwamy przyjęte dla stadium I fikcyjne łożyska, a tym samym i bierną siłę przytrzymującą T jako oddziaływanie, dzięki któremu węzły ramy były unieruchomione. Z tą chwilą zaczyna działać siła czynna tzw. *siła przesuwająca* S , równa lecz przeciwna sile T , czyli $S = -T$. Siła S powoduje przesunięcie wszystkich węzłów ramy takie, jakie sprawia zewnętrzne obciążenie ramy, które spowodowało właśnie siłę T , a przez to także i tzw. *momenty dodatkowe* $M_{\text{dod.}}$, powstające w ramie na skutek przesunięcia węzłów. Jeśli momenty te $M_{\text{dod.}}$ dodamy do momentów M , otrzymanych w I-yim stadium rachunku, dla danego obciążenia z pominięciem swobody przesuwania się węzłów, dostaniemy *rzeczywiste momenty ostateczne* $M_{\text{ost.}}$.

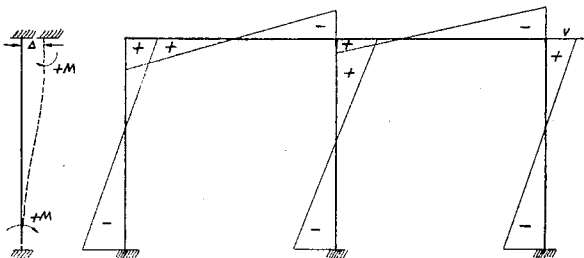
Momenty dodatkowe nie dadzą się wyznaczyć jednak drogą bezpośrednią, gdyż wielkości prze-

¹⁾ Dr. Inż. Suter Ernest „Die Methode der Festpunkte 1923“, or z Inż. Stella-Sawicki „Teoria belek ciągłych i rram“ Kraków 1946 — skrypt.

sunięć węzłów z góry nie znamy, lecz tylko w sposób pośredni, polegający na następującym rozumowaniu:

Pewnemu mianowicie przesunięciu Δ głowicy równoległych słupów, odpowiadają pewne momenty M^A , które wytwarzają odpowiednią im, tzw. *siłę tworzącą* V którą przyjmujemy w punkcie i w kierunku usuniętej siły T (rys. 2) i którą na podstawie sił poprzecznych wyznaczamy. Stąd odwrotnie możemy powiedzieć, że siła V przyłożona w węzle, pierwotnie dla stadium I przytrzymanym, powoduje dane momenty M^A ,

Wykres momentów M^A



Rys. 2.

oraz dane przesunięcie Δ . Stąd siła $V = H = 1$ działająca w danym węzle w kierunku siły tworzącej V wytwarza momenty:

$$(5) \quad M^H = \frac{M^A}{V}$$

oraz przesunięcia

$$(6) \quad \delta = \frac{\Delta}{V}$$

Jest to jasne, gdyż moment np. nM^A wytwarza siłę tworzącą nV , a siła $H = 1$ moment

$$M^H = \frac{nM^A}{nV} = \frac{M^A}{V}$$

a zatem ten sam. Tym samym możemy przyjąć dowolne momenty na skutek dowolnego przesunięcia, otrzymamy bowiem zawsze ten sam wynik.

Moment M^A i M^H , które są podstawą wyznaczania momentów dodatkowych dla każdego dowolnego obciążenia, są zawisłe jedynie od wymiarów ramy, oraz jej kształtu i dla danej ramy są wartościami stałymi. Fakt ten ułatwia obliczenie ramy dla rozmaitych obciążeń, gdyż raz obliczone momenty M^A wzgl. M^H , służą dla wszystkich możliwych przypadków obciążenia.

Moment $M_{dod.}$, spowodowane danym obciążeniem, na skutek przesunięcia wolnych węzłów ramy, dadzą się otrzymać wprost z momentów M^H przez wymnożenie ich odnośną, wyznaczyć się dającą, dla każdego rozpatrywanego obciążenia, siłą przesuującą S , otrzymaną dla I stadium rachunku, dla wypadku węzłów przytrzymanych.

Przy ramie zatem dającej się unieruchomić jednym łożyskiem, będą więc momenty dodatkowe:

$$(7) \quad M_{dod.} = S \cdot M^H = \frac{S}{V} \cdot M^A = a M^A,$$

gdzie S i V należy wstawić z ich znakami, dodatnim gdy działa od lewej ku prawej.

Przy ramach o słupach równoległych staje się zatem zbyt ciężkie wyznaczanie momentów M^H spowodowanych siłą $H = 1$, a nawet momentów M^A spowodowanych przyjętym przesunięciem, wzgl. siłą tworzącą V . Momenty dodatkowe możemy wyznaczyć przyjmując wprost, że na każdy ze słupów działają u góry wzgl. i u dołu o ile słupy są utwierdzone, dwa dowolne, równe i o tym samym kierunku obrotu, a zatem i znaku, momenty utwierdzenia, wywołane przesunięciem węzłów ramy. Momenty te wyrównujemy sposobem Crossa i wyznaczamy siłę V tworzącą te momenty. Przez wymnożenie momentów tych współczynnikiem:

$$(8) \quad a = \frac{S}{V}$$

otrzymujemy momenty dodatkowe.

Jeśli sztywności słupów i ramy są równe, aby przesunięcia ich głowic były jednakie, dowolne momenty muszą być obrane dla poszczególnych słupów proporcjonalnie do $\frac{s}{l}$, więc tym większe im słup jest sztywniejszy, a tym mniejsze im słup wyższy.

Przez dodanie algebraiczne, z uwzględnieniem znaków, momentów tych dodatkowych do momentów M dla stanu I otrzymamy ostateczne momenty rzeczywiste $M_{ost.}$, wskutek obciążenia ramy o węzłach wolnych:

$$(9) \quad M_{ost.} = M + M_{dod.}$$

Na podstawie tych momentów wyznaczamy ostateczne siły poprzeczne, podłużne i oddziaływania, które wraz z otrzymanymi ostatnio momentami służą do wymiarowania ramy.

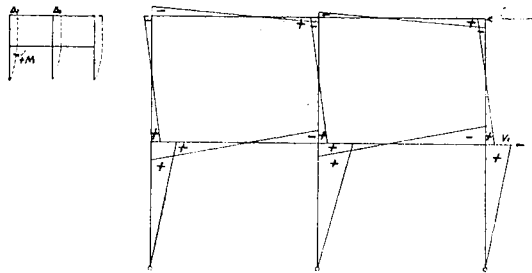
b) Ramy dające się unieruchomić dwu lub więcej łożyskami, czyli tzw. rami wielopiętrowe.

Przystępując do obliczenia ramy wielopiętrowej, a więc np. dwupiętrowej, wyznaczamy w znany sposób przy pomocy iteracji dla stadium I-go rachunku tj. węzłów przytrzymywanych, momenty M oraz siły przytrzymujące T_1 oraz T_2 . Następnie usuwamy przyjęte dla stadium I-go fikcyjne łożyska, tak że tym samym zaczynają działać w miejscach usuniętych łożysk, równe, lecz przeciwnie skierowane siły przesuujące S_1 oraz S_2 , które przesuują węzły ramy i wytwarzają momenty dodatkowe. Aby je otrzymać nie wyznaczamy ich jednak naraz, lecz po kolei, a mianowicie przesuujemy węzeł w I stadium rachunku przytrzymany jednego tylko piętra, a za nim i dalsze węzły

tegoż piętra, przytrzymując jednocześnie pozostałe piętra (rys. 3 i 4). Przy ramach o równoległych słupach przesuwają się wzajemnie tylko końce słupów przesuniętego piętra, natomiast belka nie doznaje wzajemnego przesunięcia swych końców, tak że wyznaczenie momentów dodatkowych, nie tylko jest znacznie łatwiejsze, lecz daje się przeprowadzić na drodze analitycznej.

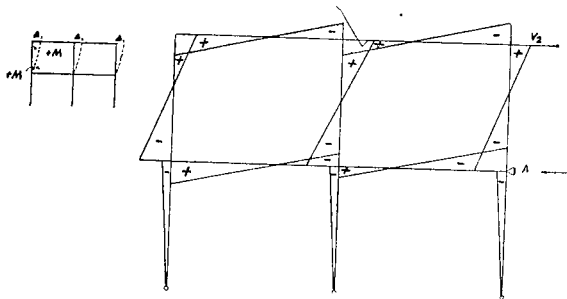
W tym wypadku przyjmujemy dowolne zresztą momenty M_1 oraz M_2 , spowodowane

Wykres momentów M^A



Rys. 3.

pewnym nieznanym nam przesunięciem węzłów jednego z pięter. Momenty te wytwarzają kolejno tzw. siły tworzące V_1 wzgl. V_2 w węzłach nie przytrzymałych, o kierunku zgodnym z kierunkiem sił przytrzymujących T_1 oraz T_2 , które działały w odnośnych węzłach podczas I sta-



Rys. 5.

dium obliczenia, oraz równocześnie występujące siły przytrzymujące w pozostałych węzłach, przytrzymałych przejściowo łożyskiem. Siły przytrzymujące węzły ramy, której jedno tylko piętro zostaje przesunięte, dla odróżnienia od poznanych już sił przytrzymujących stadium I, znaczyć będziemy przez A wzgl. B . Momentów M , sił tworzących V , oraz sił przytrzymujących A, B , jest tyle, ile jest przytrzymałych pięter.

Ponieważ wszystkie głowice słupów jednego piętra muszą być przesunięte o ten sam odstęp, przy słupach o rozmaitej sztywności, muszą być również, dowolnie zresztą przyjęte momenty M obrane tak, by były one proporcjonalne do $\frac{s}{l}$, obliczonych dla poszczególnych słupów.

Przez odpowiednią kombinację sił V_1 i V_2 oraz oddziaływań A i B wyznaczyć możemy M_1^A oraz M_2^A powstałych w ramie o węzłach wolnych, wskutek sił $H=1$ zaczepiających w pierwotnie przytrzymałych węzłach poszczególnych pięter, a działających kolejno zazwyczaj w kierunku prętów łączących głowice słupów.

Gdy jednak przy ramach jednopiętrowych momenty M^A otrzymaliśmy wprost z momentów M^A przez podzielenie ich przez odnośną siłę tworzącą V , zaś momenty dodatkowe przez wymnożenie momentów M^A współczynnikiem $a = \frac{S}{V}$, to przy ramie wielopiętrowej wyznaczenie to, jak i potrzebnych dla tego celu współczynników jest nieco bardziej zawikłane. Dla ram o słupach równoległych współczynniki te otrzymać możemy najłatwiej z układu równań I-go stopnia:

$$(10) \quad \begin{cases} V_1 a + Ab = S_1 \\ Ba + V_2 b = S_2 \end{cases}$$

Wyznaczone z równań tych współczynniki wynoszą:

$$(11) \quad \begin{cases} a = \frac{S_1 V_2 - S_2 A}{V_1 V_2 - A \cdot B} \\ b = \frac{S_2 V_1 - S_1 B}{V_1 V_2 - A \cdot B} \end{cases}$$

gdzie wszystkie wartości należy wstawić z ich znakami.

Momenty dodatkowe otrzymamy wprost z momentów M^A z równania:

$$(12) \quad M_{dod} = a M_1^A + b M_2^A.$$

Stąd momenty ostateczne:

$$(13) \quad M_{ost} = M + M_{dod} = M + a M_1^A + b M_2^A.$$

Na podstawie tych ostatecznych momentów wyznaczamy siły poprzeczne, podłużne i oddziaływania, które wraz z momentami ostatecznymi służą do wymiarowania ramy.

Jest jasne, że dla belki trzypiętrowej układ równań powyższych, z których wyznaczyć możemy potrzebne współczynniki a, b, c , przedstawi się w postaci:

$$(14) \quad \begin{cases} V_1 a + A_2 b + A_3 c = S_1 \\ B_1 a + V_2 b + B_3 c = S_2 \\ C_1 a + C_2 b + V_3 c = S_3 \end{cases}$$

przy czym równanie pierwsze odnosi się do piętra najniższego, równanie drugie do środkowego, zaś trzecie do najwyższego.

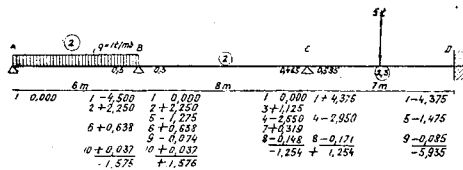
W analogiczny sposób możemy też ustawić wzory i dla ram cztero i więcej piętrowych.

Równania przy trzech niewiadomych najłatwiej rozwiązywać przy pomocy wyznaczników, przy więcej piętrowych przy pomocy krakowianów¹⁾.

¹⁾ Dr inż. Eugeniusz Olszewski. Rozwiązywanie układów równań liniowych metodą krakowianów. Czasop. Politechnika. Warszawa 1947. Nr. 5/6.

Przykład I. Wyznaczyć momenty dla belki trójprzęsłowej z jednej strony wolno podpartej, z drugiej zaś doskonale utwierdzonej, obciążonej w sposób zaznaczony na rysunku (rys. 5).

Zaczynamy od wyznaczania miary sztywności poszczególnych belek. Przyjęto przy tym dla



Rys. 5.

wszystkich belek jednaki moment bezwładności np. $J=4$, a stąd sztywność stosunkowa belek

$$s_{AB} = s_{BA} = \frac{3J}{l} = \frac{3 \cdot 4}{6} = 2$$

$$s_{BC} = s_{CB} = \frac{4J}{l} = \frac{4 \cdot 4}{8} = 2$$

$$s_{CD} = s_{DC} = \frac{4J}{l} = \frac{4 \cdot 4}{7} = 2,3$$

Stąd współczynniki rozdziału momentów na przytykające belki na środkowych podporach będą:

$$\mu_{BA} = \mu_{BC} = \frac{s}{\Sigma s} = \frac{2}{2+2} = 0,5$$

$$\mu_{CB} = \frac{s}{\Sigma s} = \frac{2}{2+2,3} = 0,465$$

$$\mu_{CD} = \frac{s}{\Sigma s} = \frac{2,3}{4,3} = 0,535$$

Z kolei przystępujemy do wyznaczania momentów utwierdzenia. Otóż dla I-go przęsła jako dla belki jednym końcem sprężyste utwierdzonej, jest moment podporowy, jak dla belki jednym końcem doskonale utwierdzonej:

$$-M = -\frac{gl^2}{8} = \frac{1 \cdot 6^2}{8} = -4,5 \text{ tm.}$$

Drugie przęsło jest nie obciążone, a zatem $-M=0$. Dla trzeciego przęsła jest zaś jako dla belki obustronnie utwierdzonej:

$$-M = -\frac{Pl}{8} = -\frac{5 \cdot 7}{8} = -4,375 \text{ tm.}$$

Pracę obliczania zaczynamy od wpisania w schemat belki pod cyfrą 1, powyżej wyznaczonych momentów utwierdzenia i współczynników rozdziału momentów na zbiegające się w poszczególnych podporach pręty.

Zaczynamy np. od podpory B, gdzie mamy moment $-4,500$ tm., dla którego momentem wyrównującym jest $+4,500$ tm. Ten ostatni moment rozkładamy na oba pręty zbiegające się w węźle, gdy zaś pręty mają tę samą sztywność $s=2$, moment wyrównujący rozdziela się na obie przytykające belki po połowie, gdyż $\mu_{BA} = \mu_{BC} = 0,5$. Wpisujemy zatem dwukrotnie

po obu stronach podpory B pod cyfrą 2, wartość cząstkowego momentu wyrównującego $+2,250$ tm. Ponieważ w punkcie A mamy wolne podparcie, a więc moment równy zero, wartość tą $2+2,250$ tm. przenosimy tylko do podpory C, w wielkości dwa razy mniejszej, jednak o tym samym znaku i wpisujemy ją w schemacie belki pod cyfrą 3 $+1,125$ tm. Przechodzimy następnie do punktu C, gdzie mamy niewyrównane momenty $+4,375$ tm., oraz $+1,125$ tm., razem $5,500$ tm. Momentem wyrównującym jest tu moment $-5,500$ tm, i ten moment rozkładamy znowu na obie, w punkcie C stykające się belki, wedle współczynników $\mu=0,465$ i $\mu=0,535$ i wpisujemy po obu stronach podpory C pod cyfrą 4, wartość z jednej strony $4-2,550$ tm., z drugiej zaś strony $4-2,950$ tm. Ponieważ na podporze D mamy utwierdzenie, wartości powyższe przenosimy w połowie ich wartości i z tym samym znakiem do podpory B i D i wpisujemy tam po odpowiedniej stronie podpory pod cyfrą 5 wartości $5-1,275$ tm. oraz $5-1,475$ tm. Ponieważ mamy tu dwa tylko węzły do wyrównania, a mianowicie B i C, wobec tego wracamy z powrotem do podpory B i niewyrównany moment $5-1,275$ tm. równoważymy momentem $+1,275$ i rozdzielamy go znowu na przytykające przęsła, a wobec ich jednakiej sztywności wpisujemy po obu stronach podpory B pod cyfrą 6 tą samą wartość $6+0,638$ tm. dwukrotnie. Ponieważ na podporze A jest wolne podparcie, przenosimy zatem tylko moment prawostronny na podporze B znowu w połowie wartości na drugą stronę belki do podpory C i tam pod kolejną cyfrą 7 wpisujemy $7+0,319$ tm. Moment ten znowu równoważymy momentem wyrównującym $-0,319$ tm. i rozdzielamy go procentowo wedle sztywności przytykających belek i wpisujemy po obu stronach podpory pod cyfrą 8 wartość $8-0,148$ tm. oraz $8-0,471$ tm. W ten sposób wyrównujemy momenty tak długo, aż nie osiągniemy żądanej dokładności tzn. różnic, które mogą być pominięte bez ujemy dla obliczenia. Po dodaniu do siebie, po każdej stronie podpór wszystkich częściowych momentów, z uwzględnieniem ich znaków otrzymujemy jako wynik momenty ostateczne, wedle których wymiarujemy belkę:

$$M_A = 0, \quad M_B = -1,58 \text{ tm}, \quad M_C = -1,25 \text{ tm}, \\ M_D = -5,94 \text{ tm.}$$

przy czym pamiętać musimy, że różnica znaków momentów na schemacie belki po lewej i prawej stronie podpory pochodzi z przyjętego przez Crossa znakowania, które po przeprowadzeniu obliczenia należy zmienić na ogólnie przyjęte.

Dodać należy, że obliczenia powyższe przeprowadzono na trzy miejsca dziesiętne suwakiem logarytmicznym, w rzeczywistości zupełnie wystarcza zaokrąglenie na jedno miejsce, a nawet przy wielkich konstrukcjach, liczenie w okrągłych tonmetrach.

Przykład II. Jako przykład drugi biore ramę prostokątną o dwu podporach opartych przegibnie, obciążoną pionowym równomiernym ciężarem jednostajnie rozłożonym 4 t/mb. oraz poziomo parciem wiatru od lewej strony o wielkości 1 t/mb. Moment bezwładności przyjmujemy dla całej ramy jednaki np. $J=2,5$. Ponieważ rozpora jest z obu stron utwierdzona, zaś słupy tylko u góry, sztywność słupów mimo tego samego momentu bezwładności i długości będzie inna, a mianowicie:

$$s_1 = \frac{4J}{h} = \frac{4 \cdot 2,5}{4} = 2,5 \quad \text{zaś} \quad s_2 = \frac{3J}{h} = \frac{3 \cdot 2,5}{4} = 1,88$$

a współczynniki rozdziału momentów w węzłach będą:

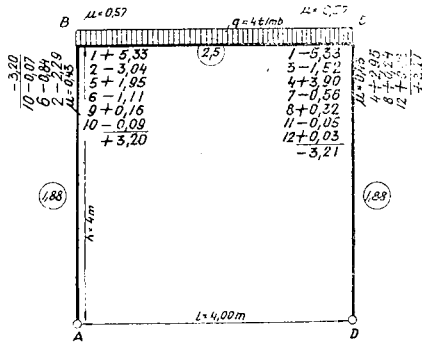
$$\mu_1 = \frac{2,5}{2,5 + 1,88} = \frac{2,5}{4,38} = 0,57$$

$$\text{zaś} \quad \mu_2 = \frac{1,88}{4,38} = 0,43$$

a) Obciążenia pionowe. Jako pierwsze przybliżenia przyjmujemy momenty utwierdzenia:

$$M_B = M_C = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{4 \cdot 4^2}{12} = -5,33 \text{ tm.}$$

Powyższe wartości momentów wpisujemy w schemat ramy z uwzględnieniem znakowania Crossa (rys. 6) i następnie wpisane momenty



Rys. 6. Momenty na skutek obciążenia pionowego.

równoważymy, rozkładamy na zbiegające się w narożach ramy pręty wedle ich sztywności, po czym przenosimy połowę momentu do węzła sąsiedniego, o ile to nie jest przegub. Czynność tą powtarzamy kilkakrotnie, przenosząc się kolejno z węzła B do C i z powrotem dopóki nie otrzymamy momentów szukanych:

$$M_B = M_C = -3,20 \text{ tm,}$$

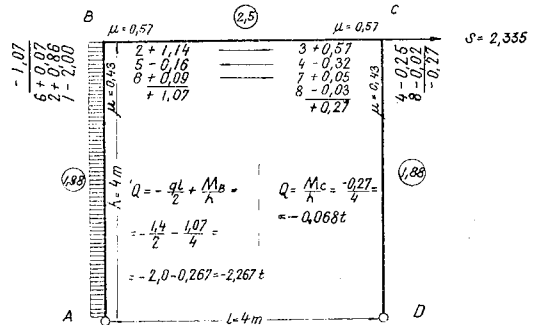
$$M_A = M_D = 0.$$

b) Parcie wiatru. Ponieważ jest to obciążenie jednostronne musimy ramę liczyć wedle obu stadiów rachunkowych.

Stan I. Rama o węzłach przytrzyma- nych (rys. 7). Ponieważ tu w punkcie A mamy przegub, moment utwierdzenia w punk- cie B obliczymy wzorem

$$-M = -\frac{gl^2}{8} = -\frac{1 \cdot 4^2}{8} = -2 \text{ tm.}$$

Powyższą wartość wpisujemy w schemat ramy, u góry słupa w węzle B i znowu jak poprzednio równoważymy ją, rozkładamy na zbiegające się w narożu pręty wedle ich sztywności, po czym przenosimy połowę momentu częściowego, wypadającego na rozporę BC, do naroża C i tam go znowu równoważymy i roz- kładamy na przytykające pręty. Czynność tą



Rys. 7. Momenty na skutek parcia wiatru, węzły przy- trzymane.

powtarzamy kilkakrotnie, aż otrzymamy z żą- daną dokładnością momenty ostateczne:

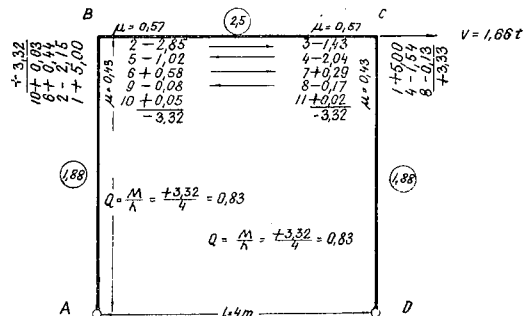
$$M = 0, \quad M_B = -1,07 \text{ tm,} \quad M_C = -0,27 \text{ tm,}$$

$$M_D = 0.$$

Obliczenie stadium I kończymy wyznacze- niem sił poprzecznych w słupach, oraz siły przytrzymującej T, która jest sumą sił po- poprzecznych.

$$T = -\frac{1 \cdot 4}{2} - 0,267 - 0,068 = -2,335 \text{ ton.}$$

Stan II. Rama o węzłach swobodnych. Usuwamy teraz pomyślane w pierwszym sta- dium łożyska i wyznaczamy z kolei momenty



Rys. 8. Momenty na skutek przesunięcia węzłów.

dotatkowe na skutek obciążenia ramy ze- wnętrzną, w prawo skierowaną siłą przesuwają- jącą:

$$S = -T = +2,335 \text{ ton.}$$

W tym celu dla pewnego nieznanego nam przesunięcia słupów ramy, wyznaczamy dla dowolnie przyjętego momentu np. +5,00 tm., działającego na oba słupy, momenty, siły po- poprzeczne dla obu słupów, oraz siłę tworzącą V (rys. 8),

$$V = 0,83 + 0,83 = 1,66 \text{ ton.}$$

Stąd równanie dla wyznaczenia współczynnika a będzie:

$$V \cdot a = S$$

czyli

$$a = \frac{S}{V} = \frac{2,335}{1,66} = 1,41$$

a w końcu momenty ostateczne:

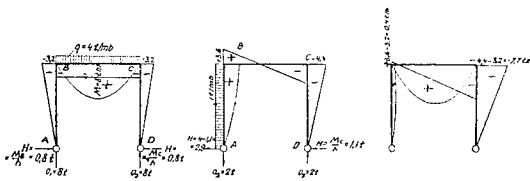
$$\begin{aligned} M_A &= 0 \\ M_B &= -1,07 + 1,41 \times 3,32 = -1,07 + 4,67 = 3,60 \text{ tm} \\ M_C &= -0,27 + 1,41 \times 3,32 = -0,27 + 4,67 = 4,40 \text{ tm} \\ M_D &= 0. \end{aligned}$$

Stąd w zwyczajnym oznaczeniu momentów będziemy mieli biorąc pod uwagę słupy nie zaś belki:

$$M_B = + 3,60 \text{ tm} \quad \text{zaś} \quad M_C = - 4,40 \text{ tm}.$$

Na rys. 9a, b i c podano wykresy momentów dla obciążenia pionowego, parcia wiatru i momentów sumarycznych.

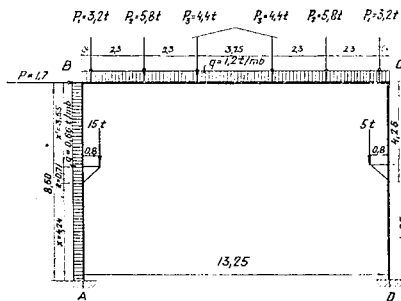
Przykład III. Jako przykład trzeci biorę ramę prostokątną o podporach u dołu utwier-



Wykres momentów M^{02}

Rys. 9.

dzonych, o obciążeniu pionowym równomiernie rozłożonym, ciężarami skupionymi symetrycz-



Rys. 10.

nie ustawionymi, poza tym zaś parciem wiatru, oraz suwnicą (rys. 10). Przyjmujemy dla całej ramy jednaki moment bezwładności: $J = 1$.

Stąd sztywność słupów

$$s_1 = s_3 = \frac{4}{8,5} = 0,47$$

sztywność rozpory

$$s_2 = \frac{4}{13,25} = 0,30$$

oraz współczynniki rozdziału momentów:

$$\mu_1 = \frac{0,47}{0,47 + 0,30} = 0,61 \quad \mu_2 = \frac{0,30}{0,77} = 0,39.$$

a) Pionowe obciążenia

1. Ciężarem równomiernie rozłożonym: $q = 1,2 \text{ t/mb.}$

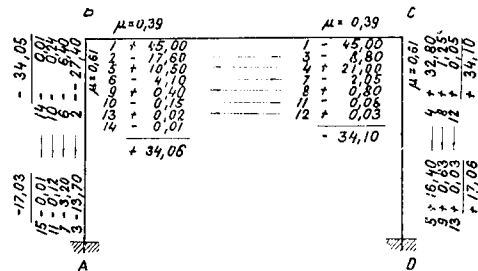
$$-M = - \frac{1,2 \times 13,5^2}{12} = -18,20 \text{ tm}.$$

2. Ciężarami skupionymi

$$\begin{aligned} -M &= - \frac{Px(l-x)}{l} = - \frac{3,2 \times 0,4 \times 12,85}{13,25} \\ &= - \frac{5,8 \times 2,7 \times 10,55}{13,25} - \frac{4,4 \times 5,0 \times 8,25}{13,25} \\ &= -0,965 - 12,45 - 13,45 = -26,86 \text{ tm} \end{aligned}$$

Razem $M = -18,20 - 26,86 = -45,06 \text{ tm}.$

Moment powyższy wpisujemy pod cyfrą 1 w schemacie ramy (rys. 11), po obu stronach rozpory obciążonej pionowymi ciężarami, po



Rys. 11. Wyznaczenie momentów dla obciążeń pionowych

czym wpisane momenty równoważymy, rozkładamy na stykające się w węzle pręty i przenosimy na drugi koniec prętów. Czynność tą powtarzamy raz w węzle C drugi raz w węzle D i z powrotem, dopóki nie otrzymamy zupełnie zgodnych wartości na momenty, a mianowicie:

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= + 17,04 \text{ tm} \\ M_C = M_D &= - 34,07 \text{ tm} \end{aligned}$$

Wobec przejęcia stałego momentu bezwładności, momenty u dołu słupów są dwa razy mniejsze, niż u góry, a poza tym mają one te same znaki wedle znakowania Crossa.

b) Parcie wiatru na ścianę i świetlik, oraz obciążenie żórawiem.

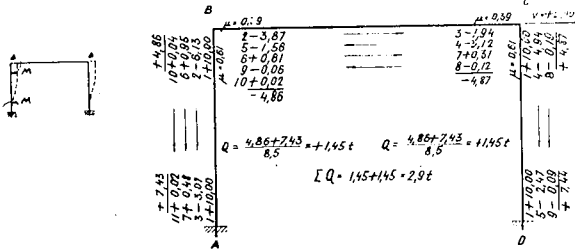
Ponieważ są to niesymetryczne obciążenia, powstają na skutek tego przesunięcia węzłów i dodatkowe momenty, które wyznaczamy sobie z góry wedle poprzednich wywodów dla wszystkich możliwych obciążeń niesymetrycznych w sposób następujący:

Przesunięcie węzłów ramy dla przyjęcia utwierdzenia doskonałego powoduje na końcach słupów dwa równie wielkie momenty o tym samym kierunku obrotu, które stosownie do przyjętego przez Crossa znakowania będą miały ten sam znak. Momenty dowolnie przyjęte np. o wielkości 10 tm. dla obu słupów, wyrównu-

jemy i obliczamy następnie na podstawie otrzymanych momentów siły poprzeczne, oraz siłę tworzącą V powyższe przesunięcia oraz momenty (rys. 12). Siła ta tworząca będzie:

$$V = \Sigma Q = 1,45 + 1,45 = 2,9 \text{ t.}$$

1. Parcie wiatru $w = 0,66 \text{ t/mb.}$ Parcie to dla przyjęcia węzłów nieruchomych i prętów



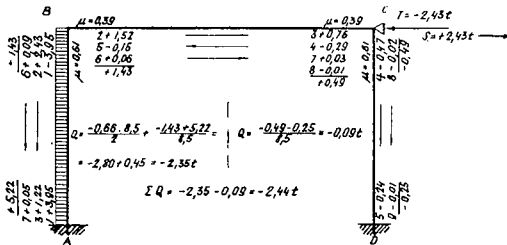
Rys. 12. Wyznaczenie momentów sił poprzecznych i tworzących dla przesunięcia węzłów.

doskonale utwierdzonych, działając na słup AC sprawia dla przyjęcia węzłów nieruchomych momenty utwierdzenia:

$$-M = -\frac{gl^2}{12} = -\frac{0,66 \times 8,5}{12} = 3,95 \text{ tm.}$$

Momenty te wpisujemy jako pierwsze przybliżenia i rozprawdzamy sposobem Crossa po całej ramie proporcjonalnie do sztywności poszczególnych prętów ramy (rys. 13).

Na podstawie momentów tych wyznaczamy siły poprzeczne dla obu słupów, następnie zaś



Rys. 13. Wyznaczenie momentów, sił poprzecznych i tworzących dla parcia wiatru przy unieruchomieniu węzłów.

siłę przytrzymującą T jako sumę sił poprzecznych

$$T = \Sigma Q = -2,35 - 0,09 = -2,43 \text{ t}$$

oraz siłę przesuwającą o przeciwnym znaku:

$$S = -T = +2,43 \text{ ton.}$$

Stąd równanie dla wyznaczenia współczynnika a będzie:

$$V \cdot a = S$$

a stąd

$$a = \frac{S}{V} = \frac{2,43}{2,90} = 0,84$$

czyli momenty dodatkowe będą:

$$M_{dod}^A = M_{dod}^D = 7,44 \times 0,84 = +6,25 \text{ tm}$$

$$M_{dod}^B = M_{dod}^C = 4,87 \times 0,84 = +4,10 \text{ tm.}$$

Stąd momenty ostateczne będą:

$$M_a = 5,22 + 6,25 = 11,47 \text{ tm}$$

zaś wedle zwycz. znak. $-11,47 \text{ tm}$

$$M_b = -1,43 + 4,10 = 2,67 \text{ tm}$$

zaś wedle zwycz. znak. $+2,67 \text{ tm}$

$$M_c = -0,49 + 4,10 = 3,61 \text{ tm}$$

zaś wedle zwycz. znak. $-3,61 \text{ tm}$

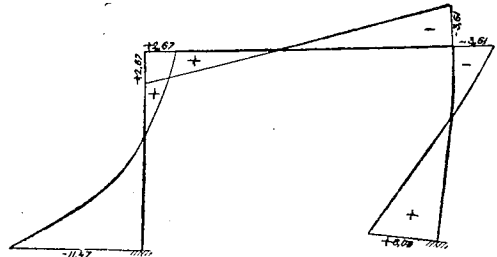
$$M_d = -0,25 + 6,25 = 6,00 \text{ tm}$$

zaś wedle zwycz. znak. $+6,00 \text{ tm.}$

Wykres momentów ostatecznych przedstawia rysunek (rys. 14).

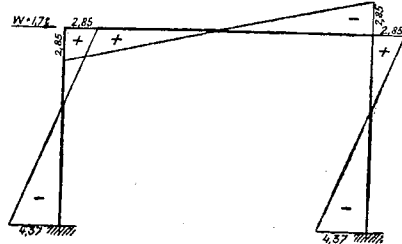
2. Parcie wiatru na świetlik.

Ponieważ na górnej belce znajduje się świetlik, parcie nań przenosi się na rozporę ramy i tu



Rys. 14. Wykres momentów ostatecznych dla parcia wiatru.

działa jako siła skupiona. O ile parcie to wyniosłyby $W = 1,70$ tony, to momenty stąd po-



Rys. 15. Wykres momentów dla siły poziomej $W = 1,7 \text{ t.}$

wstałe otrzymamy mnożąc momenty dla przesunięcia węzłów współczynnikiem

$$a = \frac{W}{V} = \frac{1,70}{2,90} = 0,587.$$

Stąd otrzymamy kolejno momenty na skutek działania siły poziomej W :

$$M_A = M_D = 7,44 \times 0,587 = 4,37 \text{ tm}$$

oraz

$$M_B = M_C = 4,87 \times 0,587 = 2,85 \text{ tm.}$$

Momenty te zostały przedstawione na rys. 15.

3. Obciążenie suwnicą. Niech suwnica wywiera na wspornik lewy ciśnienie $P_l = 15,0$ ton na prawy zaś $P_p = 5,0$ ton, wytwarzając na równym po obu stronach ramieniu $c = 0,8$ m, momenty $M_l = 12,0$ tm, oraz $M_p = 4,0$ tm.

Stan I. Przytrzymujemy znowu ramę przy pomocy fikcyjnego łożyska i wyznaczamy momenty węzłowe dla końców słupów, dla mo-

mentów wspornikowych $M_l=12,0$ tm oraz $M_p=4,0$ tm jak dla belki obustronnie doskonale utwierdzonej, aby je wpisać w schemat ramy jako pierwsze przybliżenie. Momenty te węzłowe wyznaczamy przy tym rysunkowo przy pomocy linii krzyżowych, których odcinki podporowe obliczymy z wzorów:

Dla momentu $M=12$ ton. Działającego na lewy słup ramy:

$$K_a = -M \left(1 - \frac{e^2 \times 3x(e+x)}{l^2} \right) =$$

$$= -12 \left(1 - \frac{0,71^2 + 3 \times 4,24 \times 4,95}{8,5^2} \right) =$$

$$= -12 \left(1 - \frac{0,50 + 63}{72} \right) =$$

$$= -12(1 - 0,88) = -12 \times 0,12 = -1,45 \text{ tm}$$

$$K_b = +M \left(1 - \frac{e'^2 + 3x'(e+x')}{l^2} \right) =$$

$$= 12 \left(1 - \frac{0,71^2 + 3 \times 3,55 \times 4,26}{8,5^2} \right) =$$

$$= 12 \left(1 - \frac{0,5 + 45,4}{72} \right) =$$

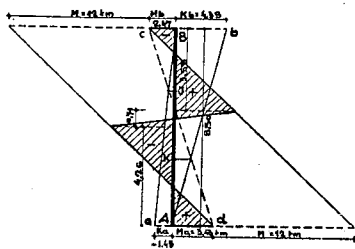
$$= 12(1 - 0,638) = 12 \times 0,362 = 4,35 \text{ tm.}$$

Zaś dla momentu $M=4$ tm. wartości te będą trzy razy mniejsze, a więc

$$K_a = -\frac{1,45}{3} = -0,483 \text{ tm}$$

$$K_b = \frac{4,35}{3} = 1,45 \text{ tm.}$$

Z powodu dość niskiego umieszczenia wsporników suwnicy, odcinki linii krzyżowych są



Rys. 16. U dołu: { Ab i Ba linie krzyżowe. cd linia zamykająca.

dwojakiego znaku. Przy położeniu wyższym będą one oba dodatnie.

Kreślimy zatem do słupa AB dla $M=12$ tm. linie krzyżowe i punkty stałe w $1/3$ wysokości słupa, po czym od otrzymanej w ten sposób linii zamykającej odcinamy u góry na lewo, dołem na prawo, moment $M=12$ tm. i łączymy punkty otrzymane z drugimi końcami linii zamykającej. O ile poprowadzimy ostatecznie poziome przez środek ciągnięcia i ciśnienia wspornika, aż do przecięcia się z otrzymanymi liniami i punkty te z sobą złączymy, otrzymamy wykres momentów, a w szczególności potrzebne nam

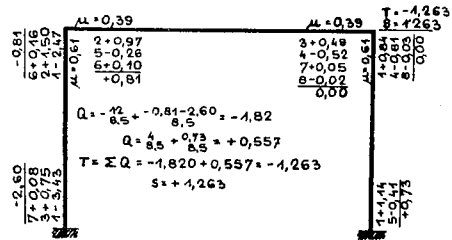
momenty u góry i dołu obustronnie utwierdzonego słupa (rys. 16).

$$M_A = 3,43 \text{ tm} \quad M_B = -2,47 \text{ tm.}$$

Dla słupa zaś DC i momentu wspornikowego $M=4$ tm. będą momenty trzy razy mniejsze, a zatem:

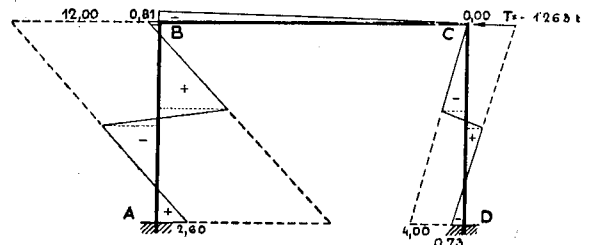
$$M_D = 1,14 \text{ tm} \quad M_C = -0,84 \text{ tm.}$$

Znając momenty wpisujemy je z uwzględnieniem znakowania Crossa w schemat ramy i wy-



Rys. 17. Momenty na skutek obciążenia suwnicą--węzły przytrzymane.

równujemy je dla przyjęcia węzłów nieruchomych (rys. 17 i 18). Z otrzymanych momentów wyznaczamy siły poprzeczne, a na ich podsta-



Rys. 18. Wykres momentów na skutek obciążenia suwnicą, węzły przytrzymane.

wie siły przytrzymujące T jako sumę sił poprzecznych:

$$T = -1,820 + 0,557 = -1,263 \text{ ton}$$

oraz siłę przesuwającą S :

$$S = -T = 1,263 \text{ ton.}$$

Stąd równanie dla wyznaczenia współczynnika a

$$V \cdot a = S$$

a stąd

$$a = \frac{S}{V} = \frac{1,263}{2,9} = 0,437.$$

Momenty dodatkowe zatem będą (rys. 19):

$$M_{dod}^A = M_{dod}^D = 7,44 \times 0,437 = 3,25 \text{ tm}$$

$$M_{dod}^B = M_{dod}^C = 4,87 \times 0,437 = 2,13 \text{ tm.}$$

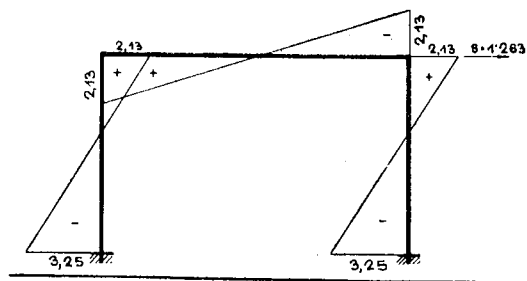
Stąd momenty ostateczne dostaniemy sumując otrzymane momenty (rys. 20):

$$M_a = -2,60 + 3,25 = +0,65 \text{ tm}$$

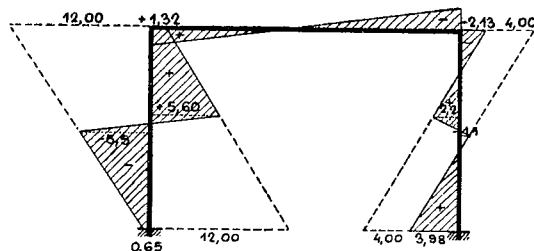
$$M_b = -0,81 + 2,13 = +1,32 \text{ tm}$$

$$M_c = +0,00 + 2,13 = +2,13 \text{ tm}$$

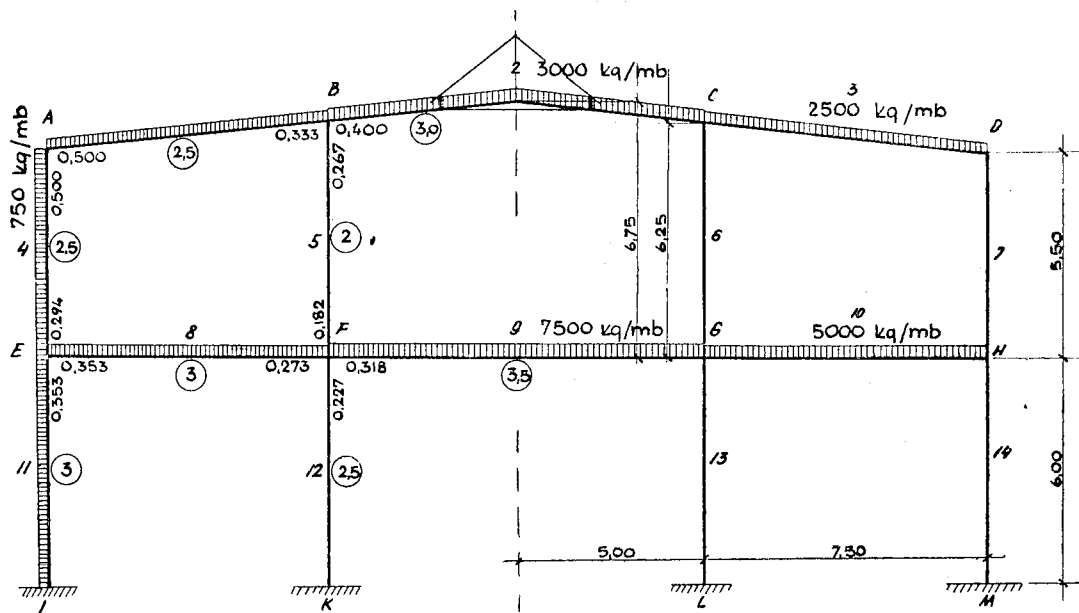
$$M_d = +0,73 + 3,25 = +3,98 \text{ tm.}$$



Rys. 19. Momenty dodatkowe na skutek obciążenia suwnicą.



Rys. 20. Momenty ostateczne z powodu obciążenia suwnicą.



Rys. 21. Schemat ramy, obciążenia i znamiona sztywności.

Przykład IV. Wyznaczyć momenty dla 18-krotnie niewyznaczalnej ramy dwupiętrowej o słupach utwierdzonych w fundamencie, ze względu na obciążenie pionowe i parcie wiatru. Schemat ramy, obciążenie, znamiona sztywności oraz współczynniki procentowe rozkładu momentów na poszczególne pręty zbiegające się w węzłach, obliczone w poznany już sposób podaje rys. 21. Belkę dachową środkową ze względu na mały spad dachu i świetlik przyjmuje się jako prostą.

a) Obciążenie pionowe. Dla obciążenia pionowego wyznaczamy przede wszystkim jako pierwsze przybliżenie, momenty utwierdzenia, obliczone jak dla belek obustronnie doskonale utwierdzonych, a zatem:

$$M = -\frac{3 \times 10^2}{12} = -25 \text{ tm}$$

$$M = -\frac{7,5 \times 10^2}{12} = -62,5 \text{ tm}$$

$$M = -\frac{2,5 \times 7,5^2}{12} = -11,72 \text{ tm}$$

$$M = -\frac{5,0 \times 7,5^2}{12} = -23,44 \text{ tm}$$

i wpisujemy je z uwzględnieniem znakowania Crossa w schemat ramy (rys. 22) pod cyfrą 1. Momenty te kolejno równoważymy, rozkładamy na zbiegające się w węzłach pręty i przenosimy na koniec drugi w połowie ich wartości, postępując kolejno węzeł za węzłem od cyfry 1 do 49. Ponieważ przy symetrycznej i symetrycznie obciążonej ramie nie ma przesunięć węzłów, ostateczne momenty na skutek obciążenia pionowego otrzymamy przez dodanie algebraiczne momentów częściowych po każdej stronie każdego węzła z osobna (rys. 23).

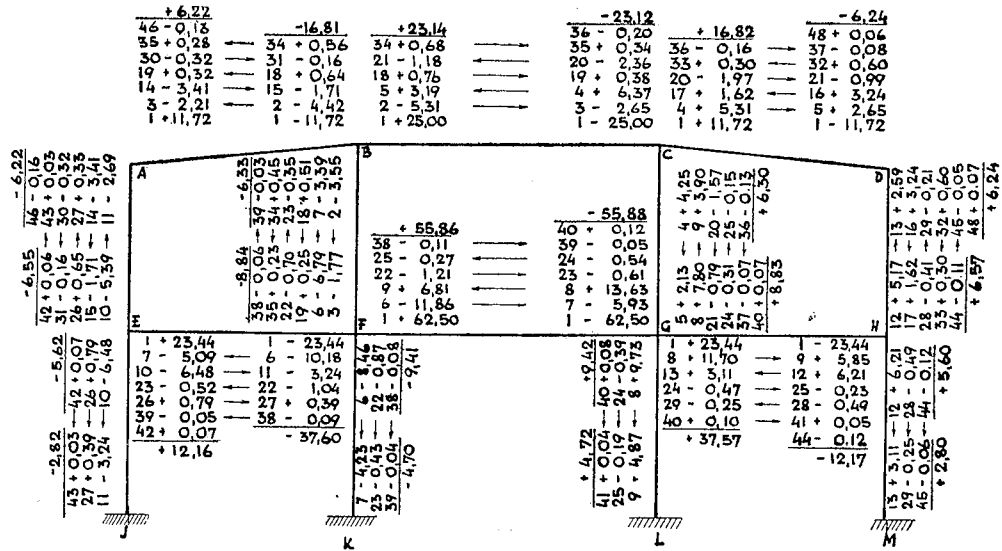
b) Obciążenie parciem wiatru. Dla parcia wiatru przyjętego na 750 kg/mb. słupa, musimy ramę liczyć dla stadium I-go i II-go. Obliczenie dla stadium I-go zaczynamy od wyznaczenia momentów utwierdzenia

$$M = -\frac{0,75 \times 6^2}{12} = -2,25 \text{ tm}$$

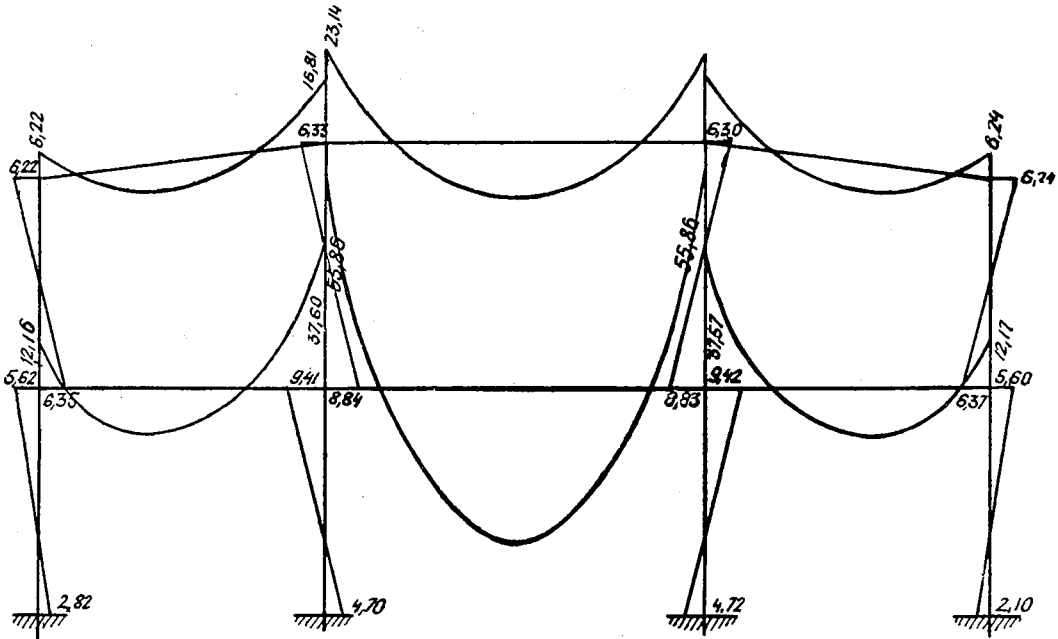
oraz

$$M = \frac{0,75 \times 5,5^2}{12} = -1,89 \text{ tm.}$$

Momenty te wpisujemy w schemat ramy (rys. 24) pod cyfrą 1, równoważymy, rozkładamy



Rys. 22. Wyznaczenie momentów dla obciążenia pionowego.



Rys. 23. Wykres ostatecznych momentów dla obciążenia pionowego.

damy na zbiegające się w węzłach pręty i przenosimy na koniec drugi w połowie ich wartości, postępując węzeł za węzłem od 1 do 38. Ostatecznie po dodaniu algebraicznym po każdej stronie węzła momentów częściowych, otrzymujemy momenty, a na ich podstawie siły podporęczne, ich sumę i siły przytrzymujące oba piętra, a mianowicie:

dla górnego piętra

$$T_2 = Q = -2,060 + 0,260 - 0,030 + 0,006 - 0,002 = -2,060 + 0,234 = -1,826 \text{ ton}$$

dla dolnego piętra

$$T_1 = Q = -2,060 - 0,234 - 2,25 - 0,03 + 0,006 - 0,002 + 0,001 = -4,576 \text{ ton.}$$

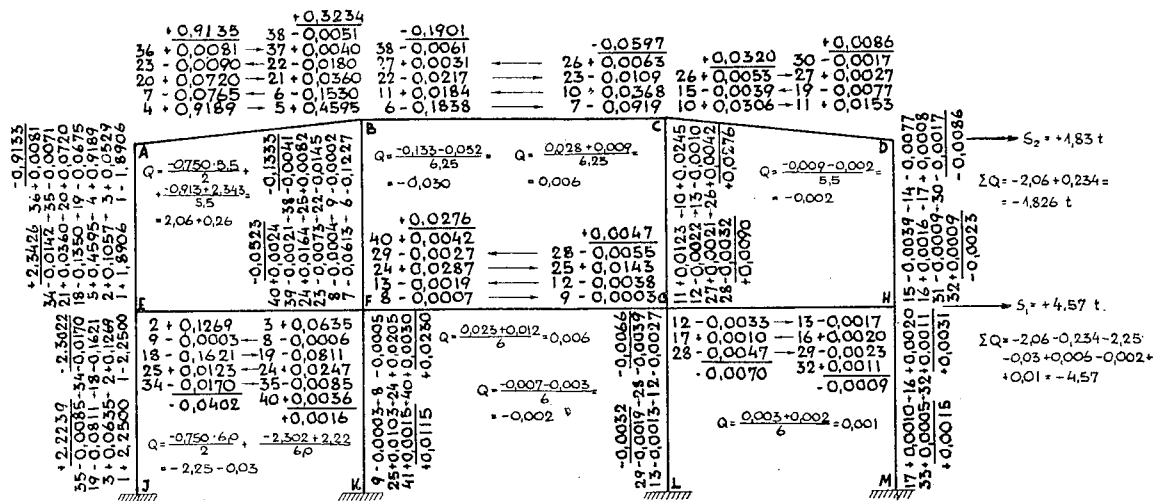
Momenty wskutek parcia wiatru dla przyjęcia nieruchomych węzłów przedstawia rys. 25.

Dla stadium II-go obliczenia, usuwamy fikcyjne łożyska, a zatem siły przytrzymujące T , a w ramie o swobodnych węzłach występują siły przesuujące S równe siłom przytrzymującym, lecz o znaku przeciwnym:

dla górnego piętra $S_2 = -T_2 = 1,83 \text{ ton}$

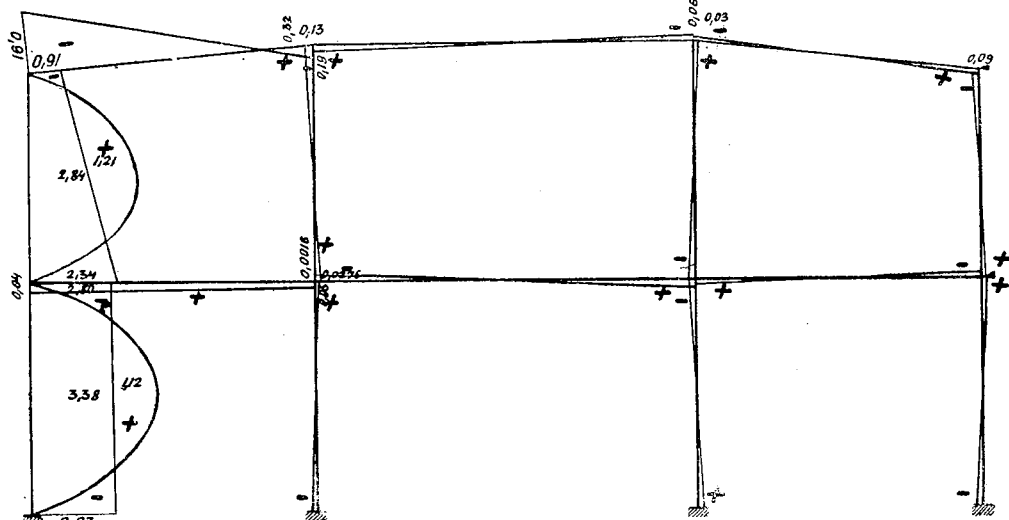
dla dolnego piętra $S_1 = -T_1 = 4,576 \text{ ton.}$

I znowu przyjmujemy z góry pewne przesunięcie węzłów, lecz w wypadku ramy wielopiętrowej, najpierw przesunięcie głowic słupów np. dolnych, a górne słupy po dokonaniu przesunięcia przytrzymujemy. Ponieważ przesunięcie takie powoduje odpowiednie momenty, zamiast więc przyjmować przesunięcia, przyjmujemy dwa dowolne równe momenty o tym samym kierunku obrotu, a więc o tym samym znaku, stosownie do przyjętego przez Crossa



Rys. 24. Wyznaczenie momentów dla obciążenia parciem wiatru.

Momenty dla parcia wiatru, węzły przytrzymane



Rys. 25.

znakowania. Niech przyjęte przez nas momenty dla słupów zewnętrznych będą równe $M=10,00$ tm., to wobec tego że górne końce słupów muszą być przesunięte o równy odcinek Δ_1 , momenty te dla słupów środkowych musimy przyjąć z powodu ich mniejszej sztywności, o wielkości

$$M' = M \frac{s_1}{s_2} = 10,00 \times \frac{2,5}{3} = 8,33 \text{ tm.}$$

Uważając węzły ramy po przesunięciu tym za stałe, przeprowadzamy (rys. 26) opisane już wyżej wyrównanie momentów, a na ich podstawie wyznaczamy wprost na rysunku siły poprzeczne, z których sumy wyprowadza się zaczynając od górnego piętra siłę przytrzymującą, oraz siły tworzące V , a mianowicie:

Siła przytrzymująca B , która przeprowadza przesunięcia górnych końców słupów do po-

łożenia ponad przesuniętymi górnymi końcami słupów dolnego piętra jest równa sumie trzech sił poprzecznych słupów w punktach A, B, C i D , a więc:

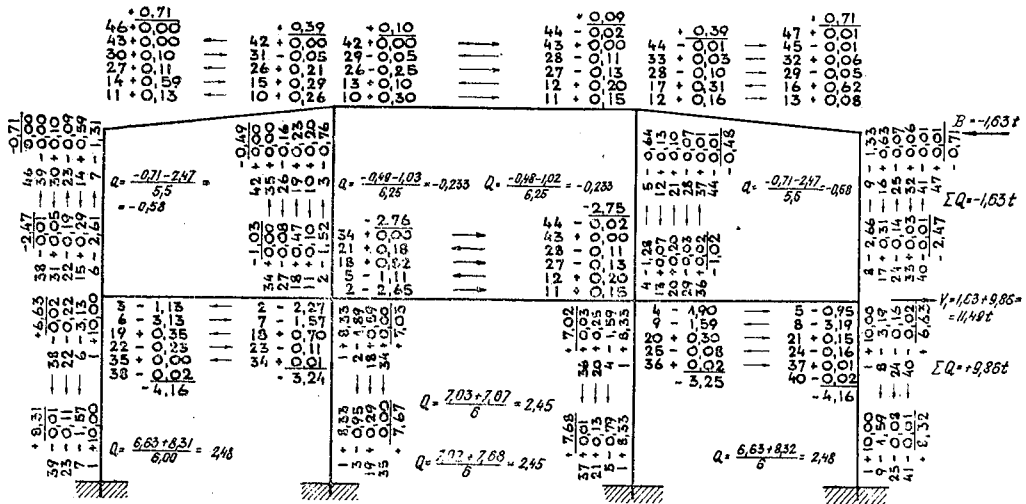
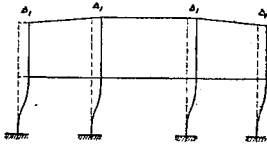
$$B = \Sigma Q = -0,58 - 0,233 - 0,233 - 0,58 = -1,63 \text{ t.}$$

Siła zaś tworząca V_1 przyjęte momenty, z których ją wyznaczamy, działająca w wysokości belki dolnego piętra, składa się z następujących sił poprzecznych słupowych w poziomie belki E, F, G i H dolnego piętra, a więc:

$$V_1 = -B + Q = +1,63 + 9,86 = +11,49 \text{ ton.}$$

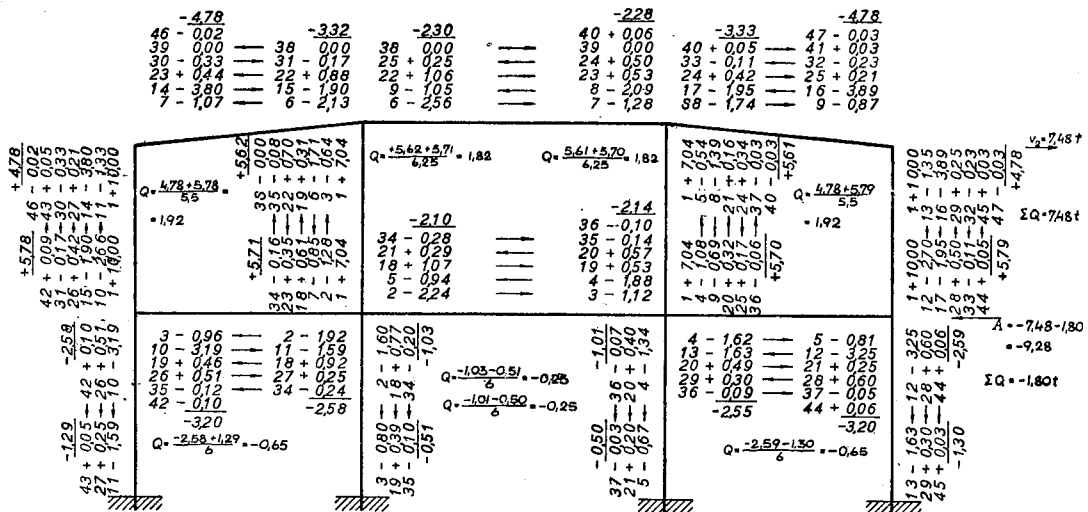
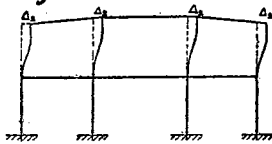
Podobnie z kolei przyjmujemy następnie pewne przesunięcie górnego piętra (rys. 27) i wywołane tym dwa równo wielkie momenty mające znowu wedle znakowania Crossa ten sam znak. Ponieważ górne końce słupów muszą się przesunąć o ten sam odcinek, więc przyjęte

Wyznaczenie momentów \bar{M}_1 , sił poprzecznych i sił przesuających dla przesunięcia dolnych węzłów ramy.



Rys. 26.

Wyznaczenie momentów \bar{M}_2 , sił poprzecznych i przesuających dla przesunięcia górnych węzłów ramy



Rys. 27.

dla silniejszych słupów zewnętrznych momenty 10,00 tm. musimy przerechnować dla słabszych słupów środkowych, o większej długości, a mniejszej sztywności, na

$$M'' = M \frac{s_1}{s_2} \times \frac{h_1}{h_2} = 10,00 \frac{2,0}{2,5} \times \frac{5,5}{6,25} = 7,05 \text{ tm.}$$

Dla przyjęcia, że węzły po przesunięciu tym są stałe, przeprowadzamy znowu wyównanie

momentów, a dalej na ich podstawie wyznaczenie sił poprzecznych, z których sumy, zaczynając od góry, wyprowadza się siłę tworzącą V_1 i siłę przytrzymującą A.

Siłę tworzącą V_2 otrzymamy jako sumę poziomych sił poprzecznych w głowicach słupów A, B, C i D:

$$V_2 = \Sigma Q = 2 \times 1,92 + 2 \times 1,82 = +7,48 \text{ t.}$$

Siła natomiast A przytrzymująca belkę dolnego piętra E, F, G i H składa się z następujących sił poprzecznych w głowicach słupów:

$$A = -V_2 + \Sigma Q = -7,48 - 2 \cdot 0,65 - 2 \cdot 0,25 = -7,48 - 1,80 = -9,28 \text{ t.}$$

Momenty dodatkowe z powodu przesunięcia węzłów na skutek parcia wiatru obliczymy z wzoru:

$$M_{\text{dod}} = aM_1^A + bM_2^A$$

tj. przez wymnożenie momentów powstałych z przesunięcia przez czynniki a i b , gdzie współczynniki a i b dla wartości:

$$S_1 = +1,83 \text{ t, } S_2 = 4,57 \text{ t, } V_1 = 11,49 \text{ t, } V_2 = 7,48 \text{ t, } A = -9,28 \text{ t, } B = -1,63 \text{ t,}$$

otrzymamy z układu równań liniowych:

$$\begin{cases} 11,49 a - 9,28 b = 1,83 \\ -1,63 a + 7,48 b = 4,57 \end{cases}$$

Stąd:

Momenty dodatkowe z powodu parcia wiatru

Węzeł:		
A_1	$+0,71 \times 0,79 - 4,78 \times 0,78 = 0,56 - 3,74 = -3,18$	Belka górna
B_1	$+0,39 \times 0,79 - 3,32 \times 0,78 = 0,31 - 2,60 = -2,29$	
B_2	$+0,10 \times 0,79 - 2,30 \times 0,78 = 0,08 - 1,80 = -1,72$	
C_2	$+0,09 \times 0,79 - 2,28 \times 0,78 = 0,08 - 1,80 = -1,72$	
C_3	$+0,39 \times 0,79 - 3,33 \times 0,78 = 0,31 - 2,60 = -2,29$	
D_3	$+0,71 \times 0,79 - 4,78 \times 0,78 = 0,56 - 3,74 = -3,18$	
<hr/>		
E_8	$-4,16 \times 0,79 - 3,20 \times 0,78 = -3,28 - 2,50 = -5,78$	Belka dolna
F_8	$-3,24 \times 0,79 - 2,58 \times 0,78 = -2,55 - 2,00 = -4,55$	
F_9	$-2,76 \times 0,79 - 2,10 \times 0,78 = -2,17 - 1,64 = -3,81$	
G_9	$-2,75 \times 0,79 - 2,14 \times 0,78 = -2,17 - 1,64 = -3,81$	
G_{10}	$-3,25 \times 0,79 - 2,55 \times 0,78 = -2,55 - 2,00 = -4,55$	
H_{10}	$-4,16 \times 0,79 - 3,20 \times 0,78 = -3,28 - 2,50 = -5,78$	
<hr/>		
A_4	$-0,71 \times 0,79 + 4,78 \times 0,78 = -0,56 + 3,74 = +3,18$	Słupy górne
E_4	$-2,47 \times 0,79 + 5,78 \times 0,78 = -1,95 + 4,50 = +2,25$	
B_5	$-0,49 \times 0,79 + 5,62 \times 0,78 = -0,40 + 4,38 = +3,98$	
F_5	$-1,03 \times 0,79 + 5,71 \times 0,78 = -0,81 + 4,45 = +3,64$	
C_6	$-0,48 \times 0,79 + 5,62 \times 0,78 = -0,40 + 4,38 = +3,98$	
G_6	$-1,02 \times 0,79 + 5,71 \times 0,78 = -0,81 + 4,45 = +3,64$	
D_7	$-0,71 \times 0,79 + 4,78 \times 0,78 = -0,56 + 3,74 = +3,18$	
H_7	$-2,47 \times 0,79 + 5,78 \times 0,78 = -1,95 + 4,50 = +2,25$	
<hr/>		
E_{11}	$+6,63 \times 0,79 - 2,58 \times 0,78 = +5,23 - 2,00 = +3,23$	Słupy dolne
J_{11}	$+8,31 \times 0,79 - 1,29 \times 0,78 = +6,58 - 1,00 = +5,58$	
F_{12}	$+7,03 \times 0,79 - 1,03 \times 0,78 = +5,57 - 0,80 = +4,77$	
K_{12}	$+7,67 \times 0,79 - 0,51 \times 0,78 = +6,06 - 0,40 = +5,66$	
G_{13}	$+7,03 \times 0,79 - 1,03 \times 0,78 = +5,57 - 0,80 = +4,77$	
L_{13}	$+7,67 \times 0,79 - 0,51 \times 0,78 = +6,06 - 0,40 = +5,66$	
H_{14}	$+6,63 \times 0,79 - 2,58 \times 0,78 = +5,23 - 2,00 = +3,23$	
M_{14}	$+8,31 \times 0,79 - 1,29 \times 0,78 = +6,58 - 1,00 = +5,58$	

Momenty te są przedstawione na rys. 28.

względnie wprost ze wzorów:

$$a = \frac{S_1 V_2 - S_2 A}{V_1 V_2 - AB} = \frac{1,83 \times 7,48 + 4,57 \times 9,82}{11,49 \times 7,48 - 1,63 \times 9,28} = \frac{13,70 + 42,30}{86,00 - 15,10} = \frac{56,00}{70,90} = 0,79$$

$$b = \frac{S_2 V_1 - S_1 B}{V_1 V_2 - AB} = \frac{4,57 \times 11,49 + 1,83 \times 1,63}{70,90} = \frac{52,50 + 2,98}{70,90} = \frac{55,48}{70,90} = 0,78.$$

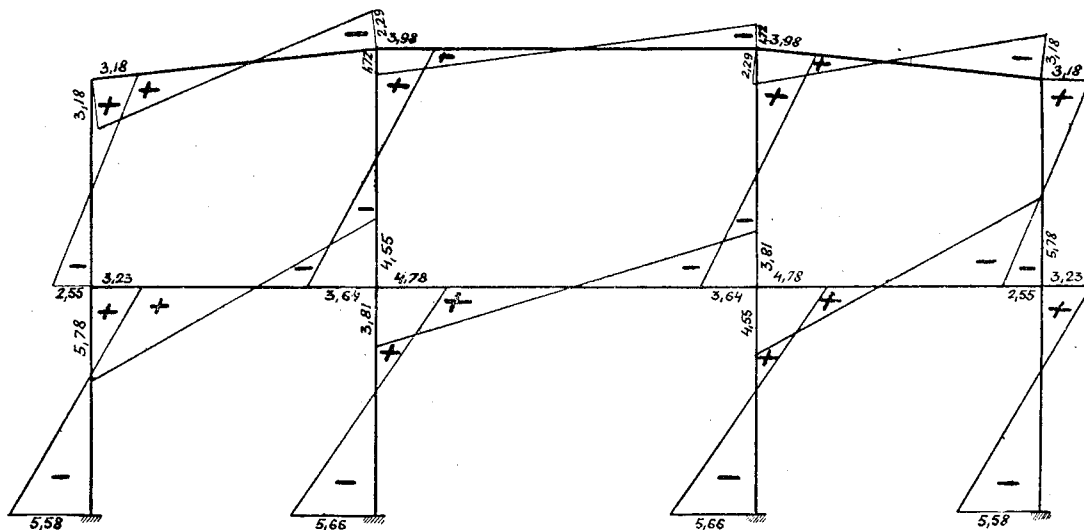
Przykład V. Obliczyć ramę dwupodporową trzypiętrową, obciążoną poziomym ciężarem skupionym $P=2$ tony działającym od lewej strony w najwyższym narożu ramy, $h=5$ m, $l=10$ m (rys. 30).

Dla jednakiego momentu bezwładności prętów będą sztywności:

Dla słupów:

$$s_1 = \frac{3}{5} = 0,6 \quad s_2 = s_3 = \frac{4}{5} = 0,8$$

Momenty dodatkowe z powodu przesunięcia węzłów



Rys. 28.

zaś:

Momenty ostateczne z powodu parcia wiatru

Węzeł:		
A_1	$-3,18 + 0,91 = -2,27$	Belka górna
B_1	$-2,29 + 0,32 = -1,97$	
B_2	$-1,72 - 0,19 = -1,91$	
C_2	$-1,72 - 0,06 = -1,78$	
C_3	$-2,29 + 0,03 = -2,26$	
D_3	$-3,18 + 0,01 = -3,17$	
E_8	$-5,78 - 0,04 = -5,82$	Belka dolna
F_8	$-4,55 + 0,00 = -4,55$	
F_9	$-3,81 + 0,03 = -3,78$	
G_9	$-3,81 + 0,00 = -3,81$	
G_{10}	$-4,55 - 0,01 = -4,56$	
H_{10}	$-5,78 - 0,00 = -5,78$	
A_4	$+3,18 - 0,91 = +2,27$	Słupy górne
E_4	$+2,55 + 2,34 = +4,89$	
B_5	$+3,98 - 0,13 = +3,85$	
F_5	$+3,64 - 0,05 = +3,59$	
C_6	$+3,98 + 0,02 = +4,00$	
G_6	$+3,64 + 0,01 = +3,65$	
D_7	$+3,18 - 0,01 = +3,17$	
H_7	$+2,59 - 0,00 = +2,59$	
E_{11}	$+3,23 - 2,30 = +0,93$	Słupy dolne
J_{11}	$+5,58 + 2,22 = +7,78$	
F_{12}	$+4,77 + 0,02 = +4,79$	
K_{12}	$+5,66 + 0,01 = +5,67$	
G_{13}	$+4,77 + 0,00 = +4,77$	
L_{13}	$+5,66 + 0,00 = +5,66$	
H_{14}	$+3,23 + 0,00 = +3,23$	
M_{14}	$+5,38 + 0,00 = +5,38$	

Momenty te są przedstawione na rys. 29.

dla belek:

$$s_4 = s_5 = s_6 = \frac{4}{10} = 0,4.$$

Stąd współczynniki rozdziału momentów:

$$\mu_1 = \frac{0,8}{0,8 + 0,4 + 0,6} = \frac{0,8}{1,8} = 0,445,$$

$$\mu_2 = \frac{0,6}{1,8} = 0,333, \quad \mu_3 = \frac{0,4}{1,8} = 0,222,$$

$$\mu_4 = \frac{0,4}{0,4 + 0,8 + 0,8} = 0,2, \quad \mu_5 = \frac{0,8}{2} = 0,4,$$

$$\mu_6 = \frac{0,4}{0,4 + 0,8} = 0,333, \quad \mu_7 = \frac{0,8}{1,2} = 0,667.$$

Ponieważ mamy tu jedną siłę poziomą, która wywołuje jedynie momenty na skutek przesunięcia węzłów, wyznaczamy wprost metodą Crossa, dla dowolnych momentów np. $+10 \text{ tm}$, działających kolejno na najniższe (rys. 31), następnie zaś na środkowe (rys. 32), a w końcu na najwyższe piętro (rys. 33) momenty M^A na skutek przesunięcia, a na ich podstawie siły poprzeczne dla słupów następnie zaś siły tworzące $V_1 V_2 V_3$ i siły przytrzymujące $A_2 A_3, B_1 B_3$ i $C_1 C_2$.

1. Siła C_1 jest równa sumie sił poprzecznych (rys. 31)

$$C_1 = \Sigma Q = 0,17 + 0,174 = +0,344 \text{ t.}$$

Siła B_1 jest równa również sumie sił poprzecznych słupów

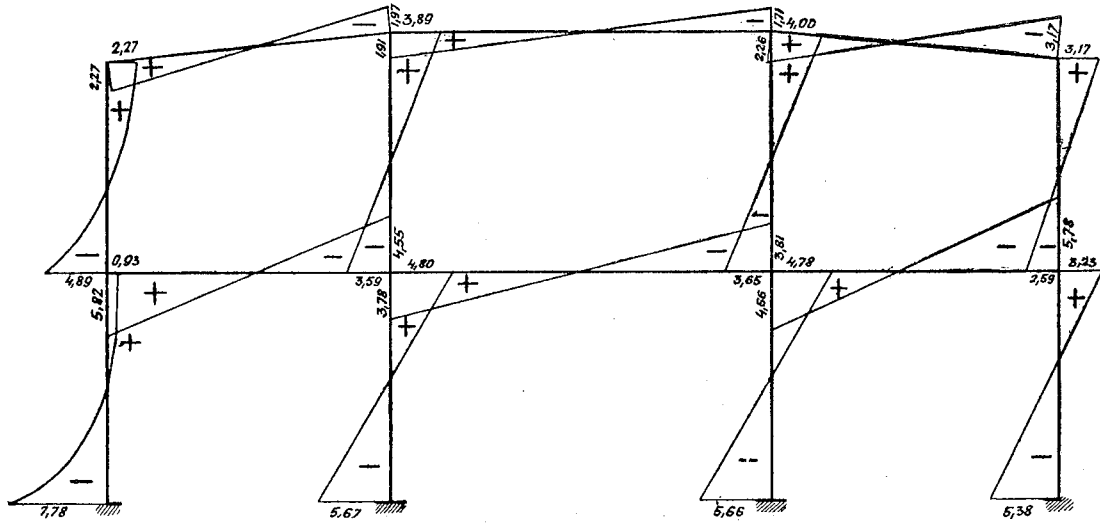
$$B_1 = -C_1 + \Sigma Q_3 = -0,344 - 1,01 - 1,02 = -2,374 \text{ t.}$$

Siła tworząca V_1 działająca w wysokości belki najniższej będzie:

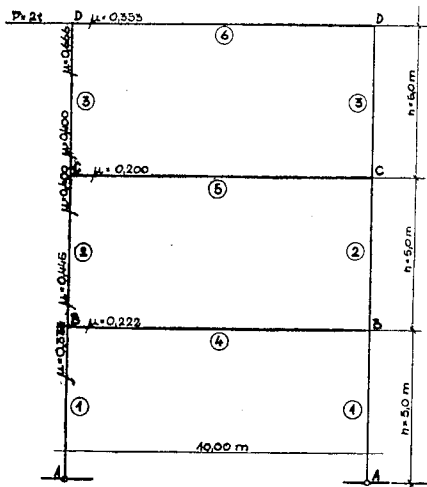
$$V_1 = 2,03 + 1,38 + 1,38 = 4,79 \text{ t.}$$

2. Siła C_2 , która powoduje równoczesne przesunięcie belki piętra najwyższego jest równa

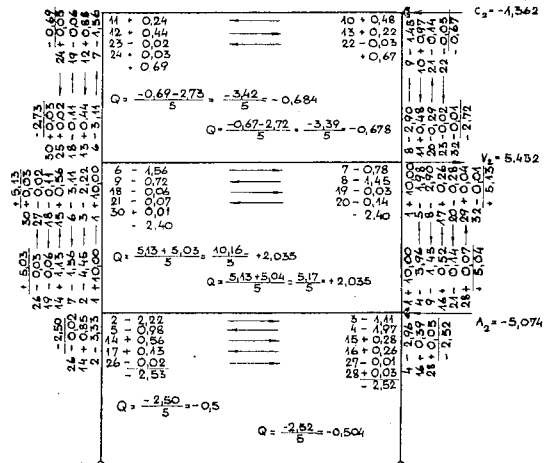
Momenty ostateczne z powodu wiatru, węzły wolne



Rys. 29.



Rys. 30. Schemat ramy trzypiętrowej — obciążenie siłą poziomą.



Rys. 31. Przesunięcie dolnego piętra ramy.

sumie sił poprzecznych słupów tegoż piętra (rys. 32):

$$C_2 = \Sigma Q = -0,684 - 0,678 = -1,362 \text{ t.}$$

Siła tworząca V_2 działająca w wysokości belki środkowego piętra składa się z sumy sił poprzecznych słupowych:

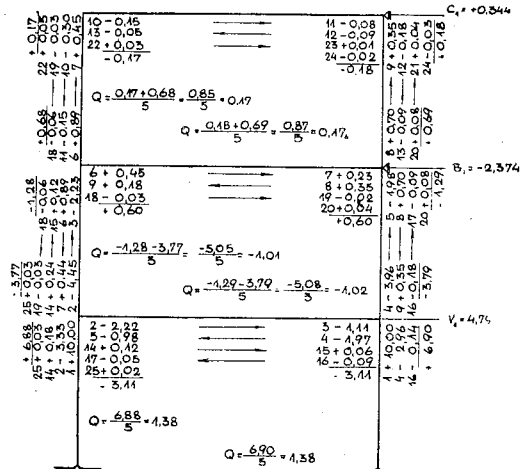
$$V_2 = -C_2 + \Sigma Q = +1,362 + 2,035 + 2,035 = 1,362 + 4,070 = 5,432 \text{ t.}$$

Siła przytrzymująca A_2 działająca w wysokości belki nad parterem składa się z sumy sił poprzecznych

$$A_2 = -4,070 - 0,500 - 0,504 = -4,070 - 1,004 = -5,074 \text{ t.}$$

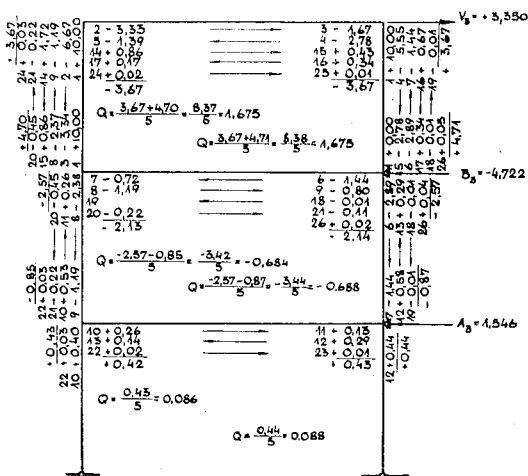
3. Siłę V_3 tworzącą momenty na skutek przesunięcia najwyższego piętra (rys. 33) otrzymamy z sumy poziomych sił poprzecznych w głowicach tegoż piętra:

$$V_3 = \Sigma Q = +1,675 + 1,675 = +3,350 \text{ t.}$$



Rys. 32. Przesunięcie środkowego piętra ramy.

Siła przytrzymująca B_3 na środkowym przytrzymanym piętrze składa się z następujących sił poprzecznych:



Rys. 33. Przesunięcie górnego piętra ramy.

$$B_3 = -V_3 + \Sigma Q = -3,350 - 0,684 - 0,688 = -3,350 - 1,372 = -4,722 \text{ t.}$$

Siła zaś przytrzymująca A_3 nad parterem:
 $A_3 = +1,372 + 0,086 + 0,088 = 1,372 + 0,174 = 1,546 \text{ t.}$

Aby obliczyć współczynniki a , b i c wstawmy powyżej otrzymane wartości w układ równań (14), pamiętając, że siła $P = 2$ ton działa jedynie w węzle górnym. Stąd otrzymamy równania:

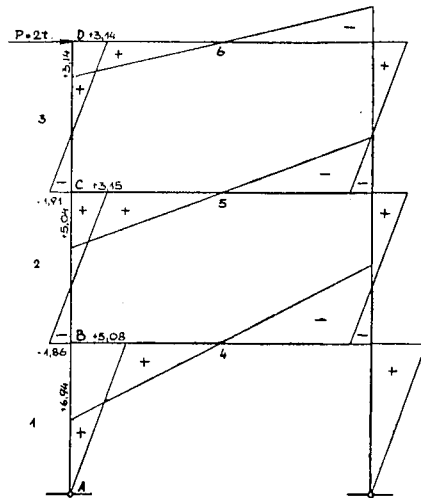
$$\begin{cases} 4,79a - 5,074b + 1,546c = 0 \\ -2,374a + 5,432b - 4,722c = 0 \\ +0,344a - 1,362b + 3,350c = 2 \end{cases}$$

Z równań tych otrzymujemy wartości metodą krakowianów lub wyznaczników trzeciego rzędu

M. T. HUBER

UZUPEŁNIENIE DO ARTYKUŁU »NA MARGINESIE ROZPRAWY PROF. A. INŻ. DRA LANGRODA: O HIPOTEZACH WYTEŻENIA«

Na koniec zaznaczę, że winienem wdzięczność za jeden szczegół rozważań prof. Langroda, chociaż Go doprowadził do wniosków bezwzględnie niesłusznych. Mianowicie analizując odmianę hipotezy energetycznej, którą około r. 1907 zaproponowałem w liście do prof. A. Föppla, a później poniechałem, jako mniej zgodną z wynikami doświadczeń od pierwotnej z r. 1904, prof. Langrod znajduje dla stosunku niebezpiecznej wielkości σ (przy prostym rozciąganiu lub ściskaniu) do wielkości równie niebezpiecznej τ (przy prostym ścinaniu) różne wartości według hipotezy pierwotnej i zmodyfikowanej. Było to oczywiście do przewidzenia, gdyż taki sam rachunek kazał mi w swoim czasie porzucić modyfikację hipotezy z r. 1907 na korzyść hipotezy pierwotnej jako bardziej zgodnej z doświadczeniami. Natomiast logicznie niedopuszczalnym jest rozumowanie wy-



Rys. 34. Momenty ostateczne.

sposobem Sarrusa:

$$a = 1,2, \quad b = 1,45, \quad c = 1,07,$$

a stąd i momenty na skutek przesunięcia węzłów siłą $P = 2$ t (rys. 34):

Węzeł

$$\begin{aligned} B_1 & 6,89 \cdot 1,2 - 2,51 \cdot 1,45 + 0,435 \cdot 1,07 = +5,08 \\ B_2 & -3,77 \cdot 1,2 + 5,03 \cdot 1,45 - 0,85 \cdot 1,07 = +1,86 \\ B_4 & -3,11 \cdot 1,2 - 2,525 \cdot 1,45 + 0,425 \cdot 1,07 = -6,94 \\ C_2 & -1,285 \cdot 1,2 + 5,13 \cdot 1,45 - 2,57 \cdot 1,07 = +3,15 \\ C_3 & 0,685 \cdot 1,2 - 2,725 \cdot 1,45 + 4,705 \cdot 1,07 = +1,91 \\ C_5 & 0,60 \cdot 1,2 - 2,40 \cdot 1,45 - 2,135 \cdot 1,07 = -5,04 \\ D_3 & 0,175 \cdot 1,2 - 0,68 \cdot 1,45 + 3,67 \cdot 1,07 = +3,14 \\ D_5 & -0,175 \cdot 1,2 + 0,68 \cdot 1,45 - 3,67 \cdot 1,07 = -3,14 \end{aligned}$$

Wykres momentów podano na rys. 34.

rażone zdaniem: „Zatem w tym technicznie ważnym przypadku, który służy jako jeden z głównych sprawdzianów hipotez, mamy dwie różne miary wyteżenia i powstaje wątpliwość, która jest ważna. Przeto tak sformułowana hipoteza nie może odpowiadać rzeczywistości, ani stanowić praktycznej reguły technicznej”.

Otóż nie potrzebuję podkreślać, że żadna z hipotez dotychczasowych nie odpowiada ściśle rzeczywistości, gdyż pisałem na ten temat wielokrotnie. Atoli na „praktyczną regułę techniczną” nadaje się oczywiście ta hipoteza, która zgadza się najlepiej z pomiarami doświadczalnymi. Te zaś, w zastosowaniu do metali niekruchych świadczą najwyraźniej na korzyść mojej hipotezy z r. 1904 wobec innych hipotez, a więc i wobec hipotezy największego naprężenia stycznego (nazywanej przez prof. Langroda hipotezą Coulomba-Mohra). „Wątpliwość”, wy-

mieniona w zdaniach przytoczonych, nie istnieje, jeżeli się porównywa osobno każdą hipotezę z doświadczeniem, a nie dwie różne hipotezy między sobą. Z takiego porównania nie można wysnuwać jakiegokolwiek opinii o wartości jednej lub drugiej hipotezy, jak to czyni prof. Langrod.

Wyrażając wdzięczność za ten „lapsus” obroncy hipotezy Mohra, skazanej już stanowczo na zagładę, mam na myśli nową ideę, jaką mi ten szczegół nasunął, a którą zamierzam rozwinąć z okazji VII Kongresu Międzynarodowego Mechaniki Stosowanej we wrześniu 1948 r. w Londynie.

Miło mi mimo to wyrazić uznanie dla innego ustępu rozprawy prof. Langroda, odnoszącego się do rys. 5 w tekście, który objaśnia możliwość uzyskania lepszej zgodności hipotezy Mohr'a z wynikami doświadczeń nad metalami za

pomocą innej „obwiedniej” niż ją przyjął Mohr. Tę samą myśl rzuciłem w moim wykładzie wakacyjnym, zaznaczając jednak z naciskiem, że to bynajmniej nie może ratować hipotezy, której podstawy są nieprawdopodobne ze stanowiska przyrodniczo-naukowego i niezgodne z doświadczeniami.

Wymienię je po kolei:

1. Objęcie jednym schematem teoretycznym warunku powstania odkształceń plastycznych i warunku osiągnięcia granicy wytrzymałości, oraz zupełne pominięcie odkształceń.

2. Pęknięcie wzdłuż kierunku wybitnych naprężeń stycznych.

3. Niezależność wyteżenia od środkowego z trzech naprężeń głównych.

Ani jeden z tych postulatów Mohr'a nie da się utrzymać.

Prof. Dr Inż. A. LANGROD

ODPOWIEDŹ NA UWAGI PROF. DRA INŻ. M. T. HUBERA P. T. »NA MARGINESIE ROZPRAWY PROF. DRA INŻ. A. LANGRODA O HIPOTEZACH WYTEŻENIA«

Prof. Huber wypowiada się o hipotezie Mohra, którą sam nazwał konkurencyjną swą hipotezę, jak następuje:

Hipoteza Mohra ciesząca się „przez wiele lat uznaniem wśród niemieckich inżynierów-badaczy, którzy kierowani, być może, ambicją „zawodową” przeszli do porządku nad wnikliwą krytyką fizyka Voigt'a”.

...jego teoria wytrzymałości podzieli zapewne los wielu pomysłów podobnych, jakie się pojawiły tłumnie w literaturze techniczno-naukowej”.

...hipoteza Mohra jest w trzech czwartych przynajmniej płodem poronionym”.

„Już w pismach Augusta Föppla można wyczuć między wierszami sceptycyzm w odniesieniu do hipotezy Mohra, miarkowany solidarnością narodową. Wielu niemieckich inżynierów-badaczy ostatniej doby toleruje hipotezę Mohra z tych samych pobudek”.

Zdziwiły mnie te wypowiedzi prof. H. argumentami rzeczowymi nieuzasadnione, ale na ich podstawie łatwo stwierdzić, że w uznawaniu hipotezy Mohra nie jestem odosobniony, choć — nie muszę dowodzić — z innych pobudek niż przypisywanych niemieckim inżynierom-badaczom. W nauce nie uznaję pobudek narodowych, koleżeńskich i z ambicji zawodowej lecz w myśl pięknej dewizy prof. H. „Amicus Plato sed magis amica Veritas” uznaję tylko dążenie do prawdy.

W moich zarzutach przeciw hipotezie prof. H. nie jestem gołosłowny lecz rozważam wyniki doświadczeń autorów, których prof. H. przytacza jako obrońców swą hipotezy. „Dowód”

zaś prof. Kłębowski — jak pokazałem — jest sprzeczny z podstawowymi zasadami badań naukowych, a przyjmując więcej prawdopodobną wartość granicy płynności blachy kotłowej, przemawia raczej za hipotezą Mohra.

Prof. H., uzasadniając swą hipotezę w artykule „Teorie wytrzymałościowe” podnosi, że „przypadki dodatnich wartości sumy trzech naprężeń normalnych trafiają się w praktyce nader rzadko”. W rzeczywistości są to przypadki najczęstsze, gdyż już przy prostym rozciąganiu suma ta jest dodatnia.

Prof. H. zarzuca mi „zagnatowanie pojęć zasadniczych”, gdyż opieram definicję wyteżenia na granicy płynności, podczas gdy według prof. H. „wyteżenie określa tylko niebezpieczeństwo pojawienia się odkształceń niesprężystych w rozpatrywanym miejscu ciała obciążonego w zależności od stanu napięcia w tymże miejscu”. Pozostawiam ocenie Czytelników, gdzie jest zagnatowanie pojęć.

Wreszcie prof. H. podnosi: „Oto właśnie najsłabszy punkt hipotezy Mohra przemówił, jak się zdaje, do prof. L. jako argument na korzyść tej hipotezy, gdyż według poglądu Mohra pęknięcie winno zachodzić w ogóle w płaszczynie naprężenia stycznego skombinowanego z odpowiednim naprężeniem normalnym...”.

„Tymczasem faktem znanym każdemu pracownikowi w laboratorium wytrzymałościowym jest to, że w materiale praktycznie izotropowym jest pęknięcie prostopadle do jednego z naprężeń głównych („Trennungsbruch”-Prandtla — pęknięcie rozdzielenia), a pęknięcie poślizgowe („Gleitungsbruch”-Prandtla) występuje z re-

guly tylko w kształtach lub materiałach praktycznie anizotropowych”.

Dziwi mnie to twierdzenie prof. H. gdyż każdemu pracownikowi w laboratorium wytrzymałościowym powinno być znane, że we wszystkich tworzywach praktycznie izotropowych (quasiizotropowych) przy obciążeniu nieczestotliwym występują zależnie od rodzaju tworzywa i stanu napięcia pęknięcia rozdzielcze lub poślizgowe. Wszak stożkowa część rozłamu rozciąganego pręta cylindrycznego z tworzywa plastycznego stanowi pęknięcie poślizgowe. Również przy skręcaniu tych prętów występuje pęknięcie poślizgowe. Już Coulomb wskazał, że przy zgniataniu występuje pęknięcie poślizgowe. Płaska część rozłamu prętów rozciąganych stanowi pęknięcie rozdzielcze, które występuje również przy skręcaniu prętów z tworzywa kruchego (p. Bach, „Festigkeitslehre”).

Hipoteza wytrzymałościowa powinna wszystkie te zjawiska jak i zjawiska występujące na granicy płynności (linie Lüdersa) tłumaczyć. Tego nie czyni hipoteza prof. H. a nawet jest z tymi zjawiskami sprzeczna. Lecz także hipoteza Mohra w postaci pierwotnej pęknięć rozdzielczych nie tłumaczy a tłumaczy tylko linie Lüdersa i pęknięcia poślizgowe, co w swoim czasie tej hipotezie zarzucano. Jednak pewne uzupełnienie hipotezy Mohra umożliwi tłumaczenie nią także pęknięć rozdzielczych. To uczyniłem w moim artykule, tłumacząc tworzenie się płaskiej części rozłamu próbki rozciąganej. Nie będąc pewny, czy to jest myśl nowa, nie przypisałem jej sobie, lecz tylko wspomniałem że to zjawisko Mohr tłumaczy w sposób nieco odmienny.

Myśl ta jest następująca: Mamy granicę wytrzymałości poślizgowej i rozdzielczej. Jeżeli

w danym stanie napięcia naprężenie styczne odpowiadające hipotezie Mohra, osiąga granicę wytrzymałości poślizgowej a największe naprężenie główne jest mniejsze od granicy wytrzymałości rozdzielczej, to występuje pęknięcie poślizgowe. Jeżeli natomiast największe naprężenie główne osiąga granicę wytrzymałości rozdzielczej, a naprężenie styczne, odpowiadające hipotezie Mohra, jest mniejsze od granicy wytrzymałości poślizgowej, to występuje pęknięcie rozdzielcze. Według tej tezy obwódka Mohra przecina dodatnią oś naprężeń głównych w punkcie odpowiadającym granicy wytrzymałości rozdzielczej. Uzupełniając hipotezę Mohra tą tezą, hipoteza ta jest zgodna z rzeczywistością także w przypadku wszechstronnego rozciągania. Gdyż w tym przypadku występuje pęknięcie rozdzielcze, gdy naprężenie główne osiąga granicę wytrzymałości rozdzielczej. Natomiast hipoteza prof. H. jest w tym przypadku zupełnie sprzeczna z rzeczywistością, gdyż według niej tworzywo zachowuje się przy wszechstronnym równomiernym rozciąganiu tak samo jak przy wszechstronnym równomiernym ściskaniu ($\sigma_{red} = 0$), co przecież nigdy nie może odpowiadać rzeczywistości.

Odnosnie językowych uwag prof. H. zaznaczam, że używam terminu „tworzywo”, gdyż pod materiałem rozumiemy przedmioty dające się magazynować i pobierane z magazynu do wyrobu innych przedmiotów a więc kęsy, gąski, blachy, kształtowniki itp. Natomiast tworzywa magazynować nie można, gdyż termin ten określa tylko jakość materii przedmiotów. Jestem zdania, że usunięcie terminu tworzywo z języka technicznego, stanowiłoby jego zubożenie.

Prof. Dr Inż. RONIEWICZ WŁODZIMIERZ

PRZEPUSZCZALNOŚĆ GRUNTU DRENOWANEGO

Głównym czynnikiem wywierającym wpływ na przebieg procesu odwodnienia jest przepuszczalność gruntu. Pod przepuszczalnością gruntu rozumie się prędkość poruszania się wody wyłącznie pod wpływem siły ciężkości lub innego zewnętrznego ciśnienia, nie wywołanym jednak chemiczną budową systemu, przy całkowitym wypełnieniu wolnych przestrzeni wodą. Przepuszczalność jest funkcją właściwości fizycznych gruntu. Spośród zaś różnorodnych czynników fizycznych wysuwają się na plan pierwszy struktura i tekstura gruntu. Chcąc scharakteryzować grunt pod względem przepuszczalności, należy obrać takie metody pomiaru, które by uwzględniały te dwie główne przyrodzone cechy fizyczne gruntu a zatem wykonać pomiary na gruncie w naturalnym ułożeniu o niezmienionej strukturze i teksturze. Metodą czyniącą zadość tym wymaganiom byłaby powszechnie znana metoda

pomiaru przepuszczalności wprost na gruncie w polu jak to czynili: Kopecky, Burger, Flodkwist, Kozeny. Stosownie do definicji pojęcia przepuszczalności, dopiero gdy w miejscu pomiaru wszystkie pory gruntu będą całkowicie wypełnione wodą, wówczas wyniki badań określą nam przepuszczalność gruntu. W warunkach niepełnego nasycenia gruntu wodą wyniki pomiarów będą różne i zależne od stopnia uwilgotnienia gruntu. W tym wypadku należałoby zawsze oznaczyć w miejscu badania zawartość wody w poszczególnych poziomach profilu glebowego.

Wykonanie w polu dokładnego pomiaru przepuszczalności gruntu wymaga długiego czasu ze względu na konieczność uprzedniego pełnego nasycenia wodą profilu glebowego. Nadto pomiary czasu opadania zwiędziałą wody w pierścieniu żelaznym do poziomu terenu są zwykle niepewne z powodu nierówności terenu. Wy-

równanie terenu do poziomu powoduje znowu zniszczenie struktury wierzchniej warstwy ziemi, czego przy tego rodzaju badaniach należy unikać.

Badania poczynione w melioracyjnej stacji doświadczalnej we Fredrowie pod kątem widzenia potrzeb wyświetlenia problemów procesu odwodnienia gruntów drenami narzucały konieczność badań przepuszczalności gruntu w różnych poziomach od wierzchniego aż do poziomu ułożenia drenów i to w profilach między założonymi drenami jak i w profilu rowka drenowego. Stosowanie zwykłych metod polowych zmuszałoby do kopania dołów do głębokości badanego poziomu i prowadziłyby do nieuchronnego zniszczenia struktury u wierzchu badanej warstwy gruntu.

Z tego powodu wybrano metodę badań laboratoryjnych, na próbkach gruntu o niezminionej strukturze pobranych z różnych głębokości. Do pomiarów użyto cylindrów mosiężnych o średnicy: 49,2 mm, 48,8 mm, 48,2 mm i 49,3 mm a wysokości 100 mm, które umieszczone w komorze odpowiednio skonstruowanego świdra o długości 250 mm i ostrożnie wraz z komorą weiskane w odsłoniętą warstwę gruntu, umożliwiały pobranie próbki po całkowitym wypełnieniu się cylindra ziemią. Przed pobieraniem próbki z żądanej głębokości wiercono otwór w gruncie świdrem talerzowym o 10 cm płytszy. Cylinder z pobraną ziemią zamykano od dołu pierścieniem zaopatrzonym mosiężną siatką, zaś od góry wkładano pierścień z utwierdzonym stale szklanym cylindrem o wysokości 70 mm z milimetrową podziałką. Na pobranych próbkach wykonywano pomiary przepuszczalności w laboratorium.

Stosowana metoda pomiaru jest bardzo dogodna i o tyle pewna, o ile zdoła pobrać się próbkę niezgniecioną, o strukturze nienaruszonej. Przy pewnej wprawie i wyćwiczeniu wydobywanie próbek właściwych nie przedstawia trudności.

W gruncie odwadnianym rowami i drenami kierunek ruchu wody w gruncie odchyła się od pionowego stosownie do kierunku przepływu ku ośrodkowi osączającemu. Kierunek pionowy ruchu występuje tylko w profilu rowka drenowego. W stosowanej metodzie pomiaru badano tylko przepuszczalność w kierunku pionowym a zatem wyniki badań przepuszczalności w profilach poza rowkami drenowymi niezupełnie ściśle odzwierciedlają faktyczny stan rzeczy występujący w gruncie. Wprawdzie wyniki uzyskane nie oddadzą w pełni faktycznych stosunków zachodzących w gruncie, to jednak mogą dać materiał porównawczy, z którego wysnuć można wnioski dotyczące badanych właściwości gruntu.

Same pomiary przepuszczalności wykonywano w ten sposób, że po zupełnym nasyceniu próbki gleby wodą, mierzono czas opadania zwierciadła słupa wody, zwykle 1 cm wysokiego, do poziomu górnej krawędzi próbki, przy którym to położeniu zwierciadła wody

spad $J=1$. Mierzono też ciepłotę wody. Prześiąkającą wodę chwytało w odpowiednie naczynie, a po zmierzeniu jej objętości dla kontroli przeliczano czy uchwycona ilość wody równa jest ilości wody odpowiadającej pojemności słupa o wysokości 1 cm a podstawie równej powierzchni przekroju szklanego cylindra.

Wielkość współczynnika przepuszczalności dla wody o pomierzonej ciepłocie obliczano ze wzoru:

$$k_t = \frac{-H}{t_0} \ln \frac{h_0}{H}, \text{ gdzie oznaczają:}$$

H — wysokość słupa gleby;

h_0 — wysokość ciśnienia hydrostatycznego w czasie $-t_0$, przyjmując za punkt zerowy czasu moment, gdy spad uzyskuje wartość $=1$;

t_0 — czas opadnięcia zwierciadła wody z poziomu h_0 do H .

Obliczone wielkości współczynnika przepuszczalności przy danej ciepłocie wody zredukowano na stałą ciepłotę 10^0 C.

$k_{10} = k_t \frac{\eta_t}{\eta_{10}}$, gdzie η_t i η_{10} są współczynnikami lepkości wody przy ciepłocie t^0 C i 10^0 C.

Pomiary przepuszczalności opisanym sposobem wykonano na próbkach gleby pobranych z trzech poletek drenowanych rozstawem 6,9 i 15 m, a głęboko na 1,40, 1,10 i 0,80 m, przy czym próbki pobierano z różnej głębokości w profilu rowka drenowego i w połowie rozstawu drenów. Z każdej głębokości pobierano 4 próbki do pomiarów.

Ogółem pobrano próbek i wykonano pomiarów 110. Dla lepszego unaocznienia wyników, współczynnik przepuszczalności k_{10} wyrażony w cm/sek przedstawiono w cm/dobę $-D_{10}$.

Wyniki pomiarów i obliczeń z dwóch poletek podano w poniższych zestawieniach nr I—IV.

Wyniki pomiarów w profilach w pośrodku między ciągami drenowymi wykazują zmniejszanie się przepuszczalności w miarę głębszego położenia warstwy badanej ziemi aż do prawie zupełnego zaniku przepuszczalności w warstwie illuwialnej i zwiększanie się równomierności wyników pomiarów wraz z głębokością. Podane rezultaty wskazują, że przeciekanie wody w badanych próbkach może odbywać się dwojaką drogą: szczelinami i przewodami ponad kapilarnymi i przewodami kapilarnymi między cząstkami gruntu. Zależnie zatem od zmian strukturalnych gruntu przepuszczalność będzie większa lub mniejsza. W gruncie najwybitniejszym zmianom podlega struktura warstw wierzchnich i to nie tylko wskutek oddziaływania czynników klimatycznych i atmosferycznych lecz i w wysokiej mierze wskutek działania wyższych organizmów świata roślinnego i zwierzęcego. Mierzona przepuszczalność warstw wierzchnich jest przypadkowa i zależnie od

Zestawienie nr I

Rozstaw drenów 15 m, głębokość drenowania 0,80 m.
Profil pomiarowy w połowie rozstawu drenów.

L. p.	Głębokość cm	Ciepłota wody °C	k_t cm/sek. 10^{-5}	k_{10} cm/sek 10^{-5}	D_{10} cm/dobę
1	20	17,8	6,535	5,337	4,6
2		18,0	8,103	6,581	5,7
3		18,2	3,726	3,012	2,6
4		18,3	34,060	27,530	23,8
5	40	17,5	5,325	4,382	3,8
6		17,5	21,640	17,810	15,4
7		18,0	7,124	5,786	5,0
8		18,0	1,460	1,186	1,1
9	65	16,8	0,711	0,595	0,5
10		16,8	0,525	0,439	0,4
11		16,8	0,335	0,280	0,3
12		17,3	0,526	0,415	0,4
13	80	16,8	0,664	0,556	0,5
14		16,8	0,353	0,295	0,3
15		16,3	0,376	0,318	0,3
16		16,8	0,111	0,093	0,1

Zestawienie nr II

Rozstaw drenów 15 m, głębokość drenowania 0,80 m.
Profil pomiarowy w rowku drenowym.

L. p.	Głębokość cm	Ciepłota wody °C	k_t cm/sek 10^{-5}	k_{10} cm/sek 10^{-5}	D_{10} cm/dobę
1	20	15,6	6,463	5,570	4,8
2		15,0	20,326	17,760	15,4
3		16,0	19,901	17,640	15,2
4		16,3	2,945	2,495	2,2
5	40	14,5	77,820	68,960	59,6
6		15,6	5,441	4,689	4,1
7		16,0	12,636	11,200	9,7
8		16,3	3,772	3,196	2,8
9	60—65	17,0	741,830	617,800	533,8
10		17,0	279,770	233,000	201,6
11		16,0	472,700	419,000	362,0
12		16,0	679,830	602,400	520,5

przewagi jednego rodzaju przepływu wody nad drugim przepuszczalność będzie większa lub mniejsza. Ponieważ woda przecieka po linii najmniejszego oporu, przeto dominujący ruch wody w warstwach wierzchnich odbywa się w szerszych kanalikach i przewodach i o równomiernym przeciekaniu w całym przekroju poziomym nie może być mowy.

Wyniki doświadczeń na próbkach z głębokości 60—70 cm niewiele różnią się wzajemnie spowodu jednolitej struktury tych warstw gruntu. Wynik pojedynczego pomiaru nie za-

leży od przypadkowo obranego miejsca ujęcia próbki, gdyż struktura tych warstw nie ulega raptownym miejscowym zmianom. Słaba bardzo przepuszczalność warstwy illuwalnej w głębokości 90—100 cm jest zupełnie zrozumiała i wytłumaczalna.

Dla porównania wykonano szereg pomiarów laboratoryjnych dla oznaczenia przepuszczalności gruntu o sztucznej strukturze. Glebę rozdrobnioną, utartą i przesianą przez sito o średnicy oczek 1 mm wsypywano do cylindrów pomiarowych warstwami o grubości 1 cm i ubi-

Zestawienie nr III

Rozstaw drenów 6 m, głębokość drenowania 1,40 m.
Profil pomiarowy w połowie rozstawu drenów

L. p.	Głębokość cm	Ciepłota wody °C	k_t cm/sek 10^{-5}	k_{10} cm/sek 10^{-5}	D_{10} cm/dobę
1	20	26,0	578,000	388,240	335,5
2		20,0	50,400	38,860	33,6
3		20,3	2,940	2,267	2,0
4		19,3	1,340	1,052	0,9
5	40	26,3	9,450	6,304	5,5
6		26,7	41,040	27,160	23,5
7		20,0	33,860	26,110	22,6
8		20,3	2,632	2,029	1,8
9	60	23,0	0,874	0,630	0,5
10		23,0	1,031	0,743	0,7
11		17,0	1,060	0,883	0,8
12		17,0	1,966	1,637	1,4
13	70	19,3	1,448	1,137	1,0
14		19,3	1,055	0,828	0,7
15		17,0	1,591	1,325	1,1
16		17,0	1,185	0,987	0,8
17	95	17,0	0,813	0,677	0,6
18		17,0	0,724	0,603	0,5
19		18,0	0,805	0,654	0,6
20		18,2	0,796	0,644	0,6
21	120	17,0	3,139	2,614	2,3
22		17,0	2,414	2,010	1,8

jano każdą warstwę tą samą ilością uderzeń tłuczka. W ten sposób uzyskano próbki doświadczalne gruntu z różnych głębokości jednakowo sporządzone i przypuszczalnie jednakowo skompromowane. Próbki ziemi pobrano z poletka drenowanego rozstawem 6 m przy głębokości 1,40 m w profilu w pośrodku między drenami. Dla każdej głębokości wykonano dwie próbki do pomiarów. Wyniki podano w zestawieniu V.

Podane wyniki różnią się wielce od wartości zamieszczonych w zestawieniu nr III i to tym więcej, im bardziej sztuczna struktura i ułożenie cząstek gleby różnią się od ułożenia i struktury gruntu naturalnego. Naruszenie ułożenia i struktury naturalnej występuje najjaskrawiej w warstwie ornej i płytkim podglebiu. Tego rodzaju pomiary na takich glebach, ciężkich, nieprzepuszczalnych, nie dają pozytywnego rezultatu i nie mogą być stosowane. Metody badawcze zalecane przez Porchet'a mogą być użyte wyłącznie w gruntach o strukturze cząsteczkowej, w systemach grubodyspersyjnych, a więc w gruntach silnie piaszczystych i piaskach. Sposób Porchet'a wyznaczania odstepu drenowania w oparciu o takie metody badania, nie może dać rezultatów właściwych, bo nie opartych na rzeczywistych właściwościach fizycznych badanej gleby.

Zupełnie odmiennie kształtują się stosunki w obrębie rowka drenowego. Porównanie zestawień nr I—IV wskazuje, że w warstwie ornej przepuszczalność gruntu w obrębie rowka i poza nim jest taka sama. Warstwa orna na całej powierzchni pola doświadczalnego podlega tej samej mechanicznej obróbce, wystawiona jest na te same wpływy klimatyczne, atmosferyczne i inne, stąd wszelkie różnice zachodzące po wydrenowaniu pola doświadczalnego zostały po siedmiu latach funkcjonowania drenowania zatarte i wyrównane. Stwierdzono zatem na polu doświadczalnym, że gleba do głębokości 40 cm przedstawia na całym obszarze jednolity kompleks nie różniący się w swych zdolnościach przepuszczania wody. Zwiększona miejscowa przepuszczalność będzie następstwem odmiennych ukształtowań strukturalnych nie będących jednak w związku ze wzruszeniem i przemieszaniem gleby w obrębie rowka jako następstwa drenowania.

Inaczej układają się stosunki w warstwach głębszych. Wpływ wzruszenia i przemieszania ziemi w obrębie rowka daje się odczuć jeszcze po siedmioletnim funkcjonowaniu drenowania. Na poletku o drenach założonych w odstepie 6 m, i 1,40 m głęboko, przepuszczalność gruntu w głębokości 60 cm w obrębie rowka jest około

Zestawienie nr IV

Rozstaw drenów 6 m, głębokość drenowania 1,40 m.
Profil pomiarowy w rowku drenowym.

L. p.	Głębokość cm	Ciepłota wody °C	k_t cm/sek 10^{-5}	k_{10} cm/sek 10^{-5}	D_{10} cm/dobę
1	20	10,6	28,710	28,270	24,4
2		10,6	93,630	92,200	79,6
3		19,8	9,282	7,156	6,2
4		19,8	11,631	8,967	7,7
5	40	10,5	3,391	3,339	2,9
6		10,5	4,911	4,837	4,2
7		18,6	4,733	3,772	3,3
8		18,8	1,124	0,896	0,8
9	60	10,5	6,683	6,581	5,7
10		10,5	13,265	13,064	11,3
11		18,8	31,540	25,138	21,7
12		18,8	61,531	49,040	42,4
13	90	9,6	2,772	2,807	2,4
14		9,6	6,785	6,870	5,9
15		19,8	7,584	5,847	5,1
16		20,2	10,250	7,903	6,8
17	120	9,0	395,930	408,280	352,8
18		9,0	233,910	241,210	208,4
19		21,0	13,071	9,837	8,5
20		21,0	15,944	12,000	10,4
21	125	9,0	660,200	680,800	588,2
22		9,0	374,630	386,300	333,7
23		19,5	306,750	236,200	204,1
24		19,5	824,540	634,900	548,5

Zestawienie nr V

L. p.	Głębokość	Ciepłota wody °C	k_t cm/sek 10^{-5}	k_{10} cm/sek 10^{-5}	D_{10} cm/dobę	Średn. D_{10} cm/dobę
1	20	25,6	2,80	1,89	1,62	1,46
2		25,4	2,20	1,49	1,29	
3	40—60	25,1	2,37	1,62	1,40	1,46
4		24,5	2,55	1,76	1,52	
5	80—100	27,4	4,30	2,79	2,41	2,46
6		25,5	4,31	2,92	2,52	
7	100—120	24,3	3,6	2,50	2,16	2,02
8		25,1	3,2	2,19	1,89	

24 razy większa niż w pośrodku sączków w tej samej głębokości, zaś w głębokości 90 cm jest ona około 9 razy większa.

Nad ciągiem drenowym około 30 cm ponad dnem rowka stwierdzono wybitne powiększenie przepuszczalności, bo kilkaset razy większe niż w gruncie niezwruszonym w tej samej

głębokości. Przepuszczalność jest już tak wielka, że działalność tego pasa gruntu upodabnia się do czynności ciągu drenowego, jednak oczywiście o mniejszej wydajności niż sączek ceglany. Przy tak wielkiej przepuszczalności ten pas gruntu niewątpliwie współdziała z drenem w procesie odwodnienia, powiększając w nie-

znany i nieokreślony sposób osączającą czynność ciągu drenowego. W procesie odwodnienia gruntu drenami stacji doświadczalnej we Fredrowie dochodzi do znaczenia poza drenami nowy czynnik z nim współdziałający jednak o nieznanej i nieokreślonej mocy. Rozdziału zasięgu i wielkości wpływu tych dwóch czynników na proces odwodnienia gruntu nie można przeprowadzić. Pewnym się tylko staje, że działalność ciągów drenowych zostaje spotęgowana i wszystkie zjawiska zachodzące w gruncie i związane z problemami odwodnienia są nie tylko w zależności od ciągów drenowych, którym tę rolę wyłącznie przypisujemy. Zjawisko to szczególnie jaskrawie występuje na poletkach płytko drenowanych np. przy głębokości drenowania 0,80 m. W tym wypadku już w głębokości 60 cm pod terenem objawia się osączająca działalność pasa gruntu w obrębie rowka drenowego.

Nie tylko jednak dolna część rowka ponad ciągiem drenowym współpracować będzie w odwodnieniu gruntu lecz również i wyżej położone warstwy podglebia o zwiększonej prze-

puszczalności. Poprzez te warstwy woda ma możliwość łatwiejszego przesiąkania włąb aż do ciągu drenowego. Rowek drenowy, jako całość wzięty, współpracuje w odwodnieniu gruntu wzmagając czynność założonego systemu osączającego.

Wyniki badań przepuszczalności gruntu na polu doświadczalnym we Fredrowie dadzą się streścić w ten sposób:

Grunt stacji doświadczalnej przedstawia układ warstw o zmiennej przepuszczalności. Warstwa gleby o większej przepuszczalności wsparta jest na podglebiu o przepuszczalności wielokrotnie mniejszej i malejącej wraz z głębokością ułożenia warstwy. Podglebie aż do poziomu ułożenia drenów, w obrębie rowków drenowych, pocięte jest pasmami gruntu wzruszonego o wielokrotnie większej przepuszczalności, niż grunt w tej samej głębokości przyległy do rowka a niewzruszony. Ponad ciągiem drenowym w obrębie rowka znajduje się pas gruntu o wielkiej przepuszczalności, mogący współdziałać z drenem jako ośrodek osączający.

Prof. Inż. CHMAJ MARCIN

CEMENTOWANIE I BITUMOWANIE GRUNTÓW NOWĄ METODĄ UTRWALANIA NAWIERZCHNI

Jak z jednej strony autostrady są synonimem najwyższej klasy nowoczesnej drogi kolowej, tak z drugiej strony grunty utrwalone przy pomocy wgłębnego cementowania, czy bitumowania, stanowią ulepszenie w sposób nowoczesny dróg najniższej klasy, tj. dróg ziemnych.

Droga gruntowa nieutrwalona powstaje samoczynnie tam, gdzie mimo potrzeb terenowych, brak jest dróg celowo założonych o nawierzchni umocnionej. Drogi gruntowe, świadomie budowane, pojawiają się w państwach, pozbawionych na swych obszarach materiałów kamiennych, stanowiących podstawowy materiał nawierzchni drogowej. Drogi gruntowe, utrwalone przy pomocy bitumów i cementu, mają swój początek w Stanach Zjedn. A. P., nie z powodu braku kamienia na tamym terenie, ale dla taniego utrwalenia pasm jezdnych dróg najniższej kategorii, w celu ułatwienia po nich ruchu pojazdów mechanicznych.

W Europie pierwsze zastosowanie umocnienia gruntu dla budowy fundamentu nawierzchni, spotykamy w Holandii, gdzie w r. 1938 na Międzynarodowym Kongresie Drogowym pokazano uczestnikom Kongresu odcinek autostrady o fundamencie ze stabilizowanej przy pomocy cementu, gliny piaszczystej. Niemcy hitlerowskie przygotowując się do wojny napastniczej, rozpoczęły umacnianie dróg startowych na licznie rozbudowanych lotniskach przy pomocy bitumów, przygotowując równo-

cześniej podstawy teoretyczne stosowania dla tych celów również cementu. Podczas wojny na dalekich obszarach okupowanej Rosji, na których brak kamienia do budowy dróg zmuszał okupanta do stosowania materiałów zastępczych, rozpoczęli Niemcy tak na drogach komunikacyjnych, jakoteż na drogach startowych na lotniskach, stosowanie na szeroką skalę cementu do utrwalania gruntów, zaprzestając chwilowo stosowania bitumów, z braku tychże. W Stanach Zjedn. A. P. i w Anglii utrwalanie dróg startowych na lotniskach, podczas ostatniej wojny, znalazło szerokie zastosowanie.

Zachodzi pytanie, jaki jest obecnie stan tej najnowszej metody utrwalania nawierzchni, oraz jakie są jej horoskopy na przyszłość, tak w ogólności, jak i na naszym terenie. Nie ulega wątpliwości, że celowość stosowania utrwalania gruntów, tak przy pomocy cementowania, jak i bitumowania, okaże się tam największą gdzie lokalny materiał nie wymaga albo zupełnie, albo tylko w małej ilości stosowania domieszek innych gruntów w pobliżu znajdujących się. W wypadkach, wymagających dalekich transportów materiałów dodatkowych, celowość tej metody będzie wątpliwą.

Według obecnego stanu wiedzy, dotyczącej tej nowej metody budowy, cementowanie gruntu może być stosowane na razie jedynie do fundamentu nawierzchni drogowych, i to najczęściej bitumicznych, zaś bitumowanie do-

tyczyć może również nawierzchni dróg startowych na lotniskach i dróg komunikacyjnych o lekkim ruchu pojazdów z ogumionymi kołami. Dalszy rozwój badań w dziedzinie utrwalania gruntów doprowadzi niewątpliwie do szerszego stosowania tej nowej metody w drogownictwie.

O ile chodzi o nasz teren, to obecnie, po przesunięciu granic państwa na zachód, a więc na tereny zaopatrzone w bogate zasoby kamienne, wystarczające w nadmiarze do zaspokojenia potrzeb całego państwa we wszystkich dziedzinach budownictwa — znaczenie tej metody staje się dla nas mniej ważne; jej stosowanie powinno dopiero wtedy znaleźć miejsce, kiedy zasady budowy będą ściśle ustalone, bez żadnego ryzyka w użyciu. Nie zwalnia to nas jednak od obowiązku podjęcia samodzielnych badań nad stabilizowaniem gruntów dla celów drogowych, by i w tym dziale nauki nie pozostać w tyle poza zdobyczami naukowymi innych państw.

Zasady stosowania obu tych metod utrwalania gruntów, są następujące:

a) Cementowanie. Badania terenowe i laboratoryjne, poprzedzające stosowanie tego środka do utrwalania gruntów, obejmują ustalenie: 1) składu granulometrycznego danego gruntu przy pomocy przesiewu, 2) składu geologicznego przy pomocy szlamowania, dla stwierdzenia zawartości cząstek zwięzłych, nieodzownie dla tej metody potrzebnych, 3) wytrzymałości na zgniatanie kostek gruntowych, form. 7/7/7 cm, 4) odporności gruntu na działanie mrozu, 5) wilgotności i pęcznienia gruntu.

Zapotrzebowanie materiałów dla utrwalenia 1 m² warstwy gruntowej, o grubości 15 cm, wynosi: cementu około 30—50 kg, wody około 30—40 l.

Do wykonania cementowania potrzebny jest nieodzownie szereg maszyn, mających za zadanie: 1) wzruszenie gruntu na głębokość utrwalania — służy do tego celu różnego typu frezarki, 2) zmieszanie cementu z ziemią; z początku wykonywano je bezpośrednio na gruncie, na którym rozkładano w sposób zwarty lub luźny cement, później zastosowano mieszarki mechaniczne, podobne do betoniarek, 3) zagęszczenie mieszaniny gruntowo-cementowej; wykonywano je z początku przy pomocy walców, następnie zaś przy pomocy obciążonych wozów platformowych, zaopatrzonych na swych kilku osiach w szereg przestawionych względem siebie opon, również przy pomocy wibrowania, a wreszcie przy pomocy ubijaków.

Fugi dylatacyjne muszą być podobnie rozmieszczone, jak w nawierzchniach betonowych, a więc w odstępach poprzecznych co 6—15 m.

Grunty utrwalone przy pomocy cementowania, muszą być pokryte co najmniej powłoką bitumiczną, a lepiej cięższą nawierzchnią bitumiczną jak to robiono w Ho-

landii. Cementowany grunt stanowi więc wówczas jedynie podłoże nawierzchni bitumicznej.

b) Bitumowanie. Podobnie jak przy cementowaniu, poprzedzać musi stosowanie tej metody badanie gruntu miejscowego. Najlepsze wyniki uzyskuje się tu w gruntach piaszczystych, możliwie najgęściej ułożonych. Zwiększenie ich szczelności można uzyskać przez domieszkę najdrobniejszych składników, jak mączka i pył, o ile warunki transportowe na to pozwalają. Ścisły układ ziarn między sobą przy minimum próżni, daje mieszaninę o wysokiej kohezji i wytrzymałości na ciśnienie, bez wykazywania deformacji. Przyczynia się do tego nie tylko sam układ, ale także kształt ziarn i powierzchniowe ich własności.

Lepiszczce bitumiczne do utrwalania gruntów, może być stosowane jedynie w postaci zimnej a więc jako upłynniony asfalt czy smoła, przy czym smoła powinna posiadać możliwie najwyższą wiskozę, przy której da się jeszcze uzyskać zmieszanie gruntu. Ponieważ zapotrzebowanie bitumu jest bardzo wielkie i może wynosić dziennie nawet ponad 100 ton, muszą być na budowie wykonane ziemne lub betonowe zbiorniki, zaopatrzone w urządzenia ogrzewające, umożliwiające przepompowanie lepiszczca do beczkowsów, mających przewieźć go na budowę.

Tok robót wykonywanych przy bitumowaniu gruntów, obejmuje: 1) wzruszenie gruntu rodzimego przy pomocy frezarek, względnie zmieszanie go z dowiezionymi dodatkami uszczelniającymi, na głębokość utrwalenia, 2) zmieszanie utwalić się mającego gruntu z bitumem; z początku rozlewano bitum przy pomocy trykaczej po powierzchni utrwalonej, mieszając następnie grunt poprzecznie i podłużnie za pomocą frazarek, bron, i kultywatorów tak długo, aż zaczął on wykazywać pewne steżenie, po odparowaniu olejów upłynniających bitum i stawiać opór dalszemu mieszanin. Z biegiem czasu, zamiast rozlewania bitumu po powierzchni gruntu, zastosowano mieszarki do mieszania gruntu z bitumem i do tego celu skonstruowano zespół wozów, składających się z ciągnika, zbiornika na lepiszczce i mieszarki, połączonej przewodem ze zbiornikiem na lepiszczce.

Do przyspieszenia twardnienia bitumu i zwiększenia wytrzymałości utrwalanych gruntów, przyczynia się proszek ze zmielonego asfaltu twardolanego w ilości około 1,5 kg/m². Również domieszki chemiczne, jak np. wapno chlorowe, mają spełniać ten sam cel.

3) Zagęszczenie utwalonego gruntu; stosuje się tu, podobnie jak przy cementowaniu, obciążone wozy platformowe o kilku osiach, zaopatrzonych w szereg opon gumowych. Za wozami tymi ciągniona jest po ziemi obciążona płyta stalowa, mająca za zadanie rozkruszenie pozostałych jeszcze na gruncie bryłek i wygładzenie powierzchni, dla zapobieżenia osadzania się nawianego piasku w nierównościach nawierzchni.

Również stosowane są do zagęszczenia gruntu wozy gąsienicowe i walce; te ostatnie mają ponadto zadanie usunięcia śladów, pozostawionych na gruncie przez gąsienice wozów, oraz wyrównanie powierzchni, dla ochrony jej przed nawianym piaskiem.

Grunty utrwalone przy pomocy bitumowania otrzymują dodatkowo pokrowiec bitumiczny, w ilości około 1 kg/m², bez gysu kamiennego.

Utrwalenie gruntów znajduje najkorzystniejsze warunki terenowe tam, gdzie teren przeznaczony do umocnienia leży w poziomie

przyszłej drogi i nie wymaga zupełnie dowołu jakichkolwiek domieszek ziemnych, czy mineralnych; przeciwieństwem tego jest wypadek, gdy ma się do czynienia z większym wykopem, czy nasypem, a przy tym muszą być sprowadzone domieszki do istniejącego gruntu, względnie jeśli musi być sprowadzona ziemia przydatna do utrwalenia.

Odwodnienie utrwalonego pasma gruntowego powinno być niemniej staranne, jak na innych typach dróg i w tym celu muszą być wykształcone odpowiednie spadki podłużne i poprzeczne.

M. JEŻEWSKI i L. SZKLARSKI, Akademia Górnicza

ULEPSZONA ELEKTROMAGNETYCZNA METODA BADANIA LIN DRUCIANYCH

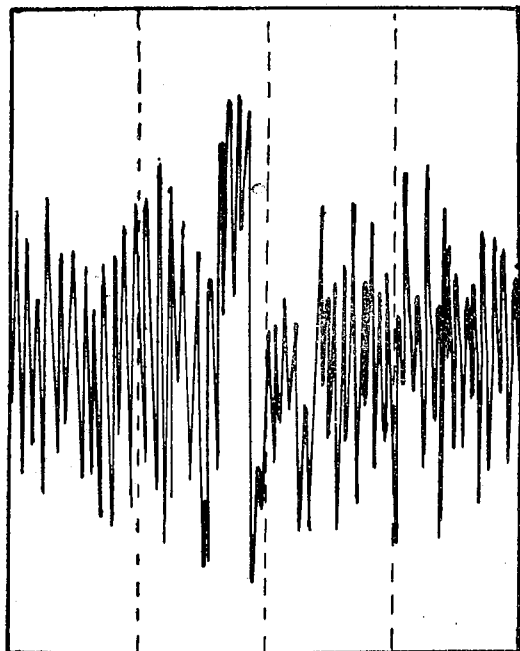
Liny z drutów stalowych często używane w przemyśle pełnią bardzo odpowiedzialną rolę, szczególnie w górnictwie oraz na kolejach linowych. Pęknięcie liny wyciągowej pociąga za sobą bardzo ciężkie konsekwencje. Toteż istniejące przepisy nakazują badanie lin w pewnych odstępach czasu. Z drugiej strony, ponieważ dotychczas nie było pewnej metody stwierdzenia stanu liny, przepisy wymagały w wielu przypadkach zdjęcie liny po upływie określonego czasu jej używania bez względu na jej stan, który zresztą przy dotychczasowych sposobach badania nie mógł być dobrze znany. Do dnia dzisiejszego bowiem badanie lin odbywa się prawie wyłącznie przez obejrzenie powierzchniowe. W tym celu oczyszcza się linę ze smaru i przesuwa ją z małą szybkością bada się centymetr za centymetrem. Przy takim badaniu można wykryć druty pęknięte na powierzchni. Czasem można również stwierdzić wewnętrzne pęknięcia, gdyż niekiedy pęknięte wewnątrz druty wychodzą na powierzchnię. Przy zewnętrznej obserwacji można również stwierdzić korozję, lecz tylko na powierzchni. W miejscach najczęściej podejrzanych linę się rozkręca i bada stan drutów wewnętrznych. Lecz to jest możliwe tylko w kilku miejscach na całej długości liny wynoszącej często setki metrów. Przy wydobywczych maszynach bębnowych istnieje możliwość obcięcia co pewien czas kilkumetrowego odcinka liny nad zawiesiem i zbadanie uciętego kawałka w laboratorium. Lecz to badanie nie może nam dać informacji o stanie pozostałej liny.

Przy maszynach wydobywczych systemu Koepe ucinanie końca liny nie jest możliwe, więc nawet i taka kontrola nie może być przeprowadzona. Zazwyczaj w tym przypadku przepisy wymagają wymiany liny po dwuletniej pracy. W ogólności zatem obecnie stosowane metody badania lin nie dają żadnej pewności co do istotnego stanu wnętrza liny. Od szeregu lat próbowano wobec tego stworzyć metodę, która by pozwalała na dokładne okre-

ślenie wewnętrznego stanu liny. Ponieważ można było przypuszczać, że pole magnetyczne na zewnątrz namagnesowanej liny jest nieco inne w miejscach, gdzie znajdują się wewnętrzne uszkodzenia, więc próbowano na tym fakcie oprzeć metodę badania. Zmiany pola próbowano wykryć przy pomocy cewki tak zw. pomiarowej, przesuwanej wzdłuż namagnesowanej liny. Przy podłużnym namagnesowaniu liny w miejscach nieuszkodzonych linie indukcji magnetycznej mają w przybliżeniu kierunek równoległy do osi liny, zatem w tych miejscach nie powinna powstawać siła elektromotoryczna (SEM). Natomiast w miejscach gdzie są pęknięte druty lub inne uszkodzenia powstają pola rozproszenia, których linie w pobliżu liny mają kierunek mniej lub więcej zbliżony do prostopadłego do liny. Wzniesają one w cewce pomiarowej większą lub mniejszą siłę elektromotoryczną. Najdalej badania te zostały posunięte w Niemczech przez Otto i Wevera w latach 1930—1933¹⁾. Używali oni dwóch cewek magnesujących linę w kierunku podłużnym. Cewki te były nawinięte na linie, między nimi zaś była umieszczona cewka pomiarowa. Lina miała być magnesowana aż do stanu nasycenia. Od cewki pomiarowej szły druty do galwanometru strunowego o dużej czułości (10^{-9} A). Cewki magnesujące wraz z cewką pomiarową posuwały się z małą szybkością (rzędu kilku m/min.) wzdłuż liny za pomocą specjalnej małej windy. Cewka pomiarowa składała się z dwóch cewek nawiniętych w przeciwnych kierunkach umieszczonych w odległości 5 mm jedna od drugiej. W ten sposób można było osiągnąć niewrażliwość cewki pomiarowej na zmiany strumienia magnetycznego w czasie, ewentualnie na jakieś boczne przesunięcia całego pola przy przesunięciach bocznych liny. Takie bowiem zmiany wzniesają w obu połowach cewki siły elektromotoryczne skierowane przeciwnie. Natomiast

¹⁾ F. Wever i A. Otto. Mitt. a. d. Kaiser-Wilhelm Institut Bd. XII, 1930, Lief. 24 oraz: A. Otto, Glückauf nr 21 z r. 1933.

poła rozproszenia wzniecają w nich zgodne siły elektromotoryczne. Aparatura Otto i Wevera została sprowadzona do Polski przez Stowarzyszenie Dozoru Kotłów w Katowicach, z ramienia którego inż. Smolański przeprowadził odnośne doświadczenia. Jednak, jak się okazało aparatura ta wcale nie dawała pewnych wyników. Jeden z przykładów wykresów zdjętych przy pomocy tej aparatury podaje rys. 1. Jak pisze inż. Smolański¹⁾, należałoby wnosić z tego wykresu, że lina w tym miejscu ma wiele uszkodzeń, tymczasem po rozkręceniu liny okazało się, że wewnątrz nie było w ogóle żadnych uszkodzeń drutów. W tych wypadkach zaś, gdy były uszkodzenia wewnętrzne, wychylenia galwanometru nie dawały się odróżnić od in-



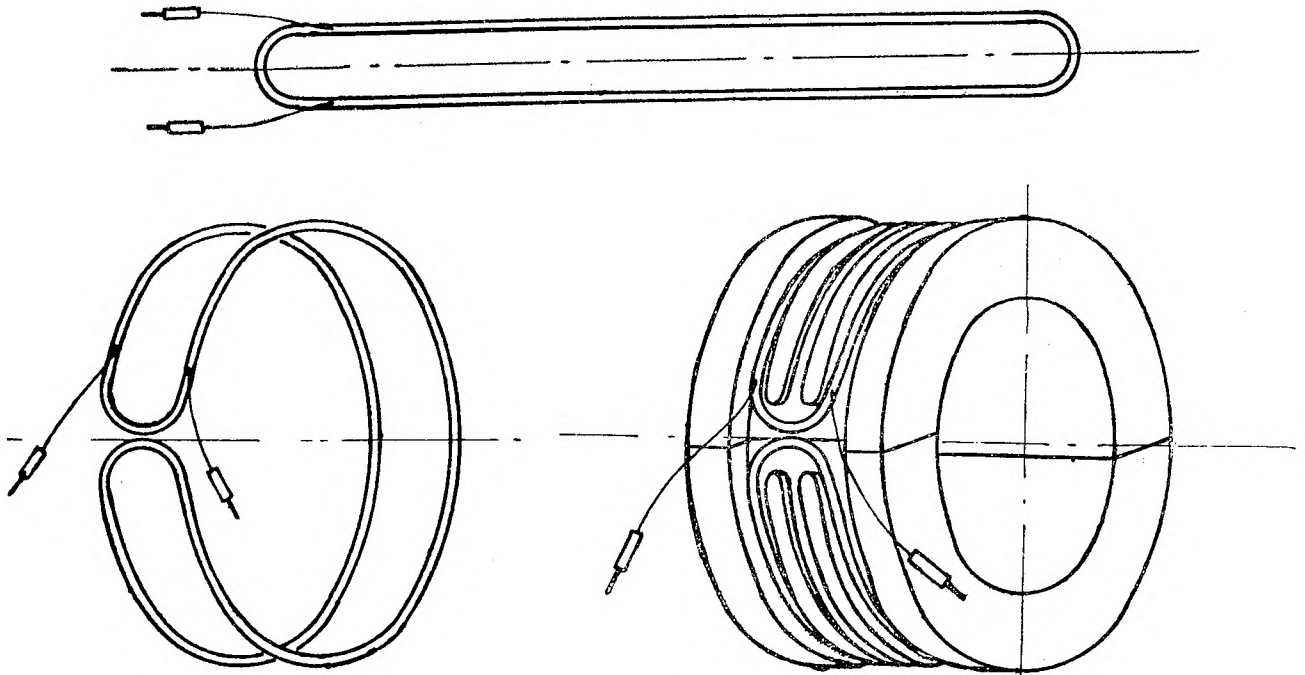
Rys. 1.

nych, przypadkowych wychyleń. Mimo ulepszeń wprowadzonych przez inż. Smolańskiego metoda nie dawała całkiem przekonujących wyników.

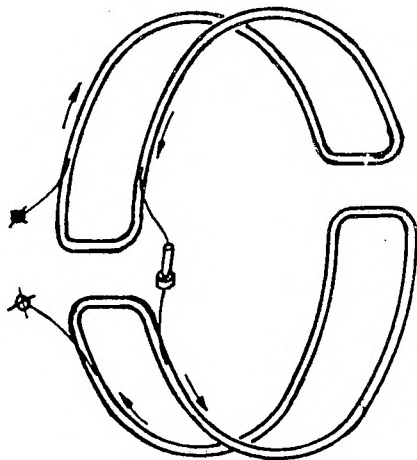
Autorowie niniejszego artykułu jeszcze raz przedsięwzięli próbę zbadania, czy jednak elektromagnetyczna metoda nie mogłaby dać pewnych wyników. Instytut Naukowo-Badawczy Przemysłu Węglowego dostarczył nam próbek lin oraz środków finansowych. Badania rozpoczęto od wyświetlenia, czy rzeczywiście wewnętrzne uszkodzenia wywołują zmiany pola zewnętrznego. Po stwierdzeniu, że tak jest rzeczywiście, zbadano, dlaczego poprzednie doświadczenia dawały wychylenia przyrządu wskazującego tam, gdzie uszkodzeń nie było, zaś wychylenia w miejscach uszkodzeń nie dawały się często odróżnić od wychyleń przypadkowych. Okazało się przede wszystkim, że najmniejsze ruchy cewki pomiarowej względem silnego pola magnesującego, niedostrzegalne

drżania wywołują już w niej siły elektromotoryczne takie same albo większe niż uszkodzenia liny. Szczególnie wtedy łatwo one powstają, gdy połówki cewek różnią się choćby bardzo nieznacznie czy to ilością zwojów, czy też nie są zupełnie symetryczne (jedna połówka powinna być odbiciem drugiej w zwierciadle). Również niekorzystna jest zbyt wielka czułość galwanometru, który jest wtedy bardzo wrażliwy na wszelkie wstrząśnienia, silne prądy płynące w sąsiedztwie i inne uboczne przyczyny. Natomiast brak większych wychyleń w miejscach uszkodzonych liny mógł być powodowany bezwładnością galwanometru. Zbyt mała prędkość poruszania cewki pomiarowej wraz z cewkami magnesującymi mogła być też niekorzystna. Mogą się wtedy uaoocznic na wykrycie wszelkie drobne zmiany w materiale liny. Autorowie niniejszej pracy stopniowo podczas wykonywania doświadczeń usuwali wykryte źródła błędów. Przede wszystkim usunięto galwanometr i zaczęto zamiast niego używać wzmacniacza specjalnie skonstruowanego napięć stałych. Wzmacniacz ten dawał wzmocnienie dochodzące do 60 tysięcy. Ponieważ SEM wzniecana w cewce pomiarowej w miejscach uszkodzonych liny jest rzędu ułamka miliwolta przy prędkościach przez nas stosowanych, więc po wzmocnieniu otrzymuje się impuls wynoszący od kilku do kilkudziesięciu woltów. Wzmacniacz, bardzo starannie wykonany ma ekranowane tak wszystkie doprowadzenia jak i wewnętrzne połączenia i jest wskutek tego zupełnie niewrażliwy na wszelkie wpływy zewnętrzne. Zamiast dwóch cewek używanych przez Otta, użyto jednej o uzwojeniu, którego sposób objaśnia rys. 2. Składa się ona właściwie z dwóch cewek o uzwojeniach idących w przeciwnych kierunkach, lecz przy tym sposobie uzwojenia ma się przynajmniej pewność, że ilości zwojów w obu połówkach cewek są identyczne. Cewkę tę zakłada się na szpulę drewnianą składającą się z dwóch połówek, którą dzięki temu można było z łatwością nakładać na linę. Szpula ta była silnie przymocowana następnie do elektromagnesu. W ostatnich czasach cewkę pomiarową jeszcze ulepszone. Każda cewka składa się obecnie z dwóch połówek. Połówka nawijana jest we wgłębieniu szpuli drewnianej na szeregu szyćców stałych ustawionych symetrycznie. Jak wykazały doświadczenia najlepsze wyniki udało się osiągnąć gdy odległość pomiędzy bokami cewki pomiarowej wynosi 2—2,5 cm. W ten sposób udało się osiągnąć w bardzo dużym przybliżeniu, że boki każdej cewki są z dużym przybliżeniem symetryczne względem płaszczyzny prostopadłej do osi liny, to znaczy, że każdy bok jest odbiciem zwierciadlanym przeciwnego boku. Po nałożeniu obu połówek na linę i ześrubowaniu ich, uzwojenia obu połówek są połączone w szereg. Schemat wykonania uzwojenia dla takiej cewki jest przytoczony na rys. 3, zaś zdjęcie cewki nawiniętej na szpulę na rys. 4.

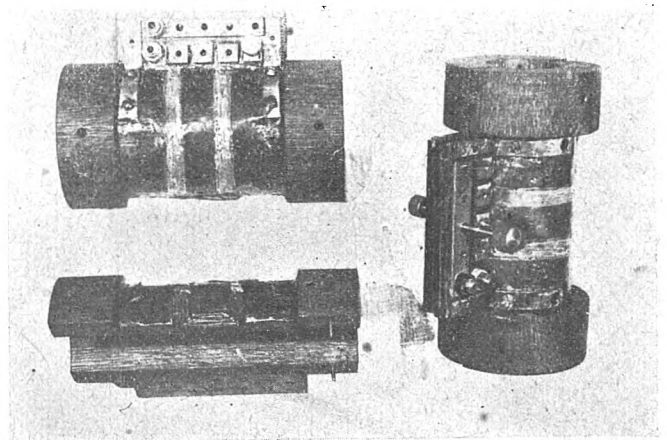
¹⁾ Inż. A. Smolański, Elektromagnetyczne badanie lin wyciągowych. „Technik“, nr 5, vol. X, 1937.



Rys. 2.



Rys. 3.



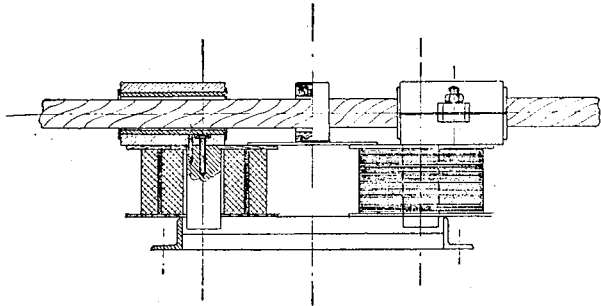
Rys. 4.

Do magnesowania liny użyto elektromagnesu (rys. 5) zamiast poprzednio używanych cewek. Elektromagnes jest znacznie wygodniejszy w użyciu i daje silniejsze pole. Nabiegunniki elektromagnesu składają się z dwóch połówek, które po nałożeniu na linę zaśrubowuje się. Cewkę pomiarową przykręcano śrubami do płyty metalowej osadzonej na elektromagniesie, przykrywającej jego uzwojenia. W ten sposób wszelkie nawet najmniejsze ruchy cewki pomiarowej względem pola magnesującego były wykluczone. Lina przesuwana się z prędkością od 1 do 2 m na sek. Przy przesuwaniu się miejsce uszkodzonych pola rozproszenia wzniciają w bokach cewki pomiarowej SEM, której przebieg wskazuje rys. 6. Powstanie podobnego kształtu SEM objaśnia wykres tegoż rysunku. Na tym wykresie są wyobrażone trzy kolejne położenia cewki pomiarowej względem

namagnesowanej liny. Na rysunku narysowane są linie pola rozproszenia pochodzącego od uszkodzenia wewnętrznego (przerwanego drutu). Na rysunku cewka dla uproszczenia jest narysowana tak, jakby się składała z jednego tylko zwoju. W rzeczywistości liczba jej zwojów wynosi kilkadziesiąt (od trzydziestu do stu dwudziestu). Strzałki narysowane na zwojach wskazują kierunki i w przybliżeniu stosunek wielkości sił elektromotorycznych wznicianych w obu bokach cewki. W położeniu 1 w obydwóch bokach cewki są wzniciane siły elektromotoryczne tego samego kierunku lecz nierównej wielkości. W położeniu 2 siły elektromotoryczne w obu bokach cewki mają względem obserwatora zewnętrznego kierunki przeciwne. Lecz skutek uzwojenia przeciwsobnego właśnie wtedy sumują się one dając największą siłę elektromotoryczną wypadkową. Położenie

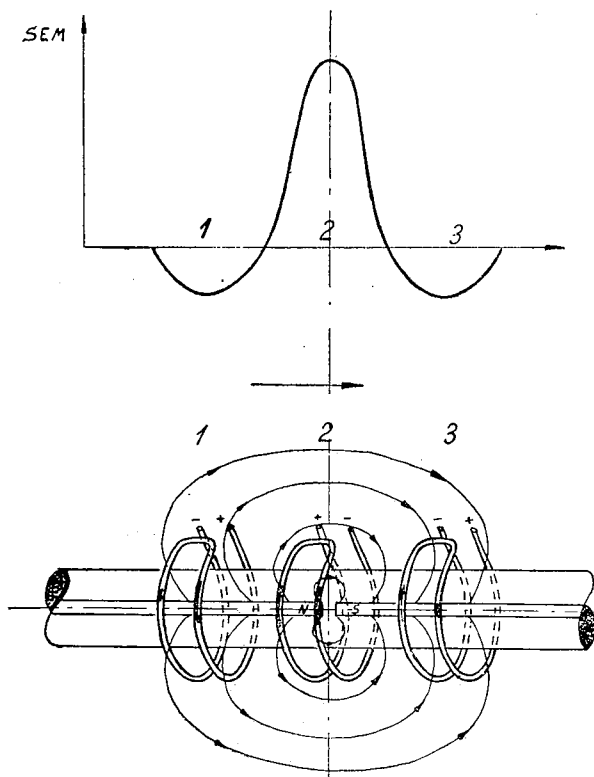
3 jest analogiczne do położenia 1. Wykres *a* ilustruje przebieg SEM dla trzech zaznaczonych pozycji cewki.

Jak wykazały pomiary na linach, w których wywoływano sztuczne uszkodzenia przez przecięcie większej lub mniejszej ilości drutów,



Rys. 5.

impulsy siły elektromotorycznej są w przybliżeniu proporcjonalne do wielkości uszkodzeń, dokładniej do względnego zmniejszenia przekroju liny. Impulsy te są krótkotrwałe

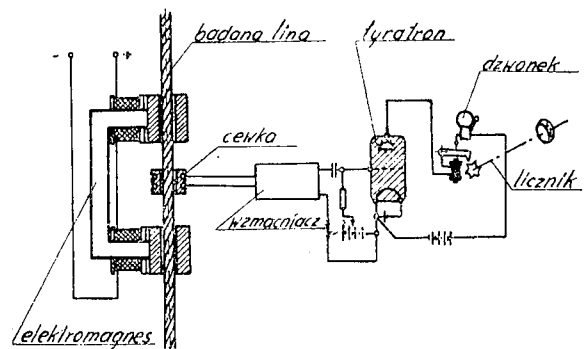


Rys. 6.

i, jak się okazało, żaden przyrząd posiadający jakkolwiek mechaniczną część ruchomą, nie nadąży za ich przebiegiem. Po wielu próbach przekonaliśmy się, że przyrządy o jakiegokolwiek bezwładności nie mogą tu być użyte. Zdecydowaliśmy się wobec tego do rejestrowania impulsów użyć tyratronu. Tyratron jest to trioda podobna do zwykłej triody radiowej, różniąc się od tej ostatniej tylko tym, że jest wypełniona gazem pod niskim ciśnieniem.

Lampa normalnie mimo napięcia między anodą i katodą, nie przepuszcza prądu. Dopiero przy odpowiednio podwyższonym potencjale siatki zapala się i przewodzi prąd o stosunkowo znacznym natężeniu. Na prąd ten w dalszym ciągu napięcie siatki nie ma już żadnego wpływu. Przerwać może go tylko albo przerwanie obwodu anodowego albo znaczne obniżenie napięcia anodowego. Dzięki tym właściwościom tyratron spełnia rolę bardzo czułego przekaźnika i nadaje się doskonale do rejestracji choćby najbardziej krótkotrwałych impulsów przy użyciu w obwodzie anodowym najbardziej nawet prymitywnych przyrządów wskazujących. Tyratron praktycznie nie posiada bezwładności i reaguje nawet na impulsy które trwają milionową część sekundy.

Przy stałym, określonym napięciu anodowym zapłon tyratronu następuje przy pewnym określonym napięciu siatki. Używany przez nas tyratron zapalał się przy napięciu $-3,5$ wolta siatki względem katody. Zależając do siatki tyratronu napięcie ujemne względem katody pewnej określonej wysokości można było regulować zapłon tak, aby on nastąpił przy pewnym impulsie dodatnim, otrzymywanym przez siatkę. Impulsy te dawał wzmacniacz, z kolei otrzymujący sygnały od liny. Impulsy z anody ostatniej lampy wzmacniacza były przenoszone na siatkę tyratronu przy pomocy kondensatora o pojemności $0,1 \mu F$ (rys. 7). Jeśli np. siatkę tyratronu połączyć



Rys. 7.

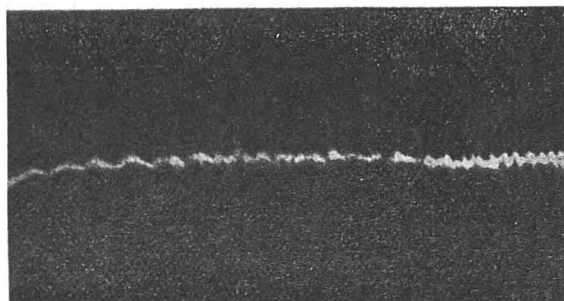
z ujemnym biegunem baterii o napięciu 15 woltów, której biegun dodatni jest połączony z katodą, to wszystkie impulsy przychodzące od wzmacniacza mniejsze od $+12,5$ wolta nie zapalają tyratronu. Zapali go dopiero impuls większy od 12,5 wolta. W ten sposób można było całą aparaturę nastawiać na notowanie impulsów większych od pewnej określonej wartości. W obwodzie anodowym tyratronu znajdował się dzwonek oraz licznik rozmów telefonicznych z automatycznym przerywaczem prądu. Gdy do siatki tyratronu dochodził impuls dostatecznej wielkości, tyratron się zapalał i w tym momencie dzwonek dzwonił a licznik wyrzucał kolejny numer, rejestrując w ten sposób liczbę uszkodzeń, po czym przerywał prąd anodowy powodując zgaszenie tyratronu.

Ponieważ impulsy dawane przez wzmacniacz są proporcjonalne do impulsów siły elektromotorycznej wzniesionych w cewce pomiarowej, te zaś są w przybliżeniu proporcjonalne do wielkości uszkodzeń liny, zatem regulując odpowiednio napięcie siatki, można było tak nastawić aparat aby on reagował tylko na impulsy powiedzmy 12 woltowe i większe. Potem można nastawić go na mniejszą czułość tak, aby tylko reagował na impulsy 15-woltowe i większe itd. Impulsy określonej wielkości odpowiadają uszkodzeniom liny wynoszącym pewien określony procent całkowitego przekroju. Można więc było aparat wykalibrować tak że przy pewnym napięciu siatki rejestrował on tylko uszkodzenia wynoszące powiedzmy 3% lub większe. Podnosząc stopniowo napięcie siatki i przepuszczając za każdym razem linę przez aparat można było stopniowo eliminować mniejsze uszkodzenia aż do wyeliminowania wszystkich. W ten sposób z dużym stopniem przybliżenia można było wyznaczyć wielkości uszkodzeń liny w rozmaitych miejscach. Bezwładność licznika telefonicznego ogranicza wprawdzie liczbę impulsów, które mogą być zarejestrowane do 15 na sekundę, co oczywiście praktycznie nie ma znaczenia, bo tak znaczna liczba uszkodzeń prawie nigdy się nie zdarza.

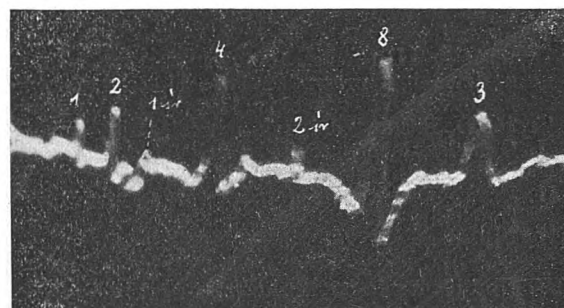
Przy badaniach lin przyrządem skonstruowanym w Akademii Górniczej szybkość lin wynosi 1 do 2 m/sek. co przewyższa dwudziesto- do trzydziestokrotnie szybkość stosowaną przez Otto i Wevera, dzięki czemu badania te mogą być wykonywane bardzo szybko.

Ponieważ chcieliśmy mieć pewność, że źródła błędów poprzednio występujące zostały w naszym aparacie usunięte a jednocześnie mieć dokument stwierdzający to obiektywnie, postanowiliśmy uzyskać wykres sił elektromotorycznych wzbudzanych w cewce pomiarowej przez uszkodzone miejsca liny. Ze względu na krótkość impulsów możliwym było to tylko przy pomocy oscylografu elektronowego. Doświadczenie było tak urządzone, że plamka oscylografu przesuwała się przez ekran w tym samym czasie, w jakim lina przesuwała się przez cewkę pomiarową. Otrzymane oscylogramy są reprodukowane na ryc. 8 i 9. Na rys. 8 znajduje się oscylogram liny nieuszkodzonej. Jak widać z rysunku, lina nieuszkodzona nie daje żadnych większych wychyleń po za drobnymi ząbkami, powodowanymi przez słabe pola rozproszenia występujące między splotami liny. Ponieważ powstające od tych pól impulsy są bardzo niewielkie odpowiadające ok. 0,2% zmiany przekroju liny, więc już bardzo niewielkie ujemne napięcie na siatce tyatronu eliminuje wszystkie te impulsy. Ponieważ przekrój najcieńszego, jaki się spotyka w praktyce, drutu stanowi 0,4% całego przekroju liny, więc oczywiście te drobne impulsy nie przeszkadzają zupełnie w badaniu uszkodzeń liny. Oscylogram na rys. 9 otrzymany jest przy przesuwaniu liny, na której wykonano uszkodzenia

różnej wielkości wewnątrz i zewnątrz. Okazało się, że istotnie im większe uszkodzenie, tym większy impuls. Proporcjonalność do wielkości uszkodzeń nie jest zachowana, gdyż chcąc otrzymać wyraźne wychylenia plamki, do czego potrzebne są kilkudziesięciowoltowe lub jeszcze



Rys. 8.



Rys. 9.

większe impulsy, musieliśmy możliwie powiększyć wzmocnienie, przy czym największe impulsy dochodzą już do granicy charakterystyki lamp. Ciekawym jest porównanie naszego oscylogramu nieuszkodzonej liny na rys. 8 z oscylogramem zdjętym również z nieuszkodzonej liny za pomocą aparatu niemieckiego Otto i Wevera (rys. 1).

Aparat nasz został wykalibrowany w laboratorium przez pomiary impulsów pochodzących od uszkodzeń określonej wielkości. Na podstawie tych pomiarów zostały wykreślone krzywe kalibracyjne dla lin rozmaitych średnic najczęściej spotykanych w praktyce. Krzywe kalibracyjne okazały się liniami prostymi równoległymi dla lin rozmaitej grubości.

Aparat nasz został już wypróbowany w praktyce. Zbadano przy jego pomocy ogółem około 20 kilometrów lin. Pierwsze badania w warunkach ruchowych wykonano na linie szybu Wilson kopalni im. J. Wieczorka, następne na linach napędnych i nośnych kolei linowych w Zakopanem i Krynicy. Przy badaniu lin nośnych cała aparatura została zmontowana w wagoniku, elektromagnes zaś był zmontowany na specjalnie do tego celu zbudowanym wózku jadącym po linie. W tym przypadku użyto tylko jednej połówki cewki pomiarowej ponieważ cała cewka nie mogłaby przejść przez podpory. Dla oznaczenia miejsc uszkodzonych

używano licznika obrotów sprzężonego z kółkiem przyciśniętym do liny i obracającym się przy jej ruchu. Uszkodzenia notowano zapisując jednocześnie oglęłość od początku liny wskazywaną przez licznik obrotów.

Dalsze doświadczenia wykonywane w celu ulepszenia metody, w szczególności w celu

osiągnięcia automatycznego notowania impulsów i ich wielkości są w toku.

Na zakończenie, chcielibyśmy spełnić przyjemny obowiązek i wyrazić podziękowanie Instytutowi Naukowo-Badawczemu Przemysłu Węglowego za finansowanie opisanych tu badań oraz wszelkiego rodzaju pomoc.

KSIĄŻKI NADEŚLANE

„Kalendarz Przeglądu Budowlanego“ — tom I i II, wydanie IV, format 11,5×16,5 cm, stron 1882, wydawnictwo Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych R. P., Warszawa, ul. Widok 22, m. 4 i 5; cena dwóch tomów zł. 3,000,— plus 150 zł przy wysyłce na prowincję na porto i opakowanie, konto PKO — I-5700.

IV, wydanie popularnej encyklopedii budowlanej jest pierwszym powojennym wydawnictwem Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych R. P.

I. wydanie „Kalendarza“ ukazało się w r. 1938,

II. wydanie w r. 1939,

III. wydanie wojenne w Londynie w r. 1945,

IV. obecne wydanie zawiera stereotypowy przedruk wydania III (do str. 1506) i uzupełnienia aktualne z dziedziny prawodawstwa, skarbowości, norm budowlanych oraz aktualny dział informacyjny.

Treść „Dodatków“ dzieli się na następujące rozdziały:

I. Obowiązujące przepisy z dziedziny budownictwa (opracował Gustaw Szymkiewicz);

II. Prawo podatkowe (opracował adw. Władysław Żywicki);

III. Prawo pracy (opracował adw. Władysław Żywicki);

IV. Ubezpieczenia społeczne (opracował adw. Władysław Żywicki);

V. Układy zbiorowe pracy w budownictwie (opracował adw. Władysław Żywicki);

VI. Polskie normy — zestawienie tabelaryczne norm budowlanych i związanych z budownictwem (opracowali inż. J. Oderfeld i F. Jasiński);

VII. Szkoły techniczne w Polsce.

VIII. Czasopisma budowlane w Polsce;

IX. Biblioteki naukowo-techniczne;

X. Najwyższe władze Rzeczypospolitej Polskiej (opracował Władysław Gut);

XI. Stowarzyszenia, związki i cechy mające związek z budownictwem (opracował Jerzy Sokołowski);

XII. Spis członków Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych;

XIII. Laboratoria budowlane w Polsce (opracował Kazimierz Lewak);

XIV. Ceny materiałów budowlanych (tabela porównawcza cen w roku 1939 i 1947);

XV. Przemysł Materiałów Budowlanych na Ziemiach Odzyskanych;

XVI. Część informacyjna.

IV wydanie „Kalendarza Przeglądu Budowlanego“, prawie w niezmienionej formie, stanowi dowód trwałej wartości pożytecznej pracy sp. redaktora inżyniera I. Lufta pierwszego redaktora „Kalendarza“, zamordowanego w czasie ostatniej wojny przez Niemców.

Prof. inż. JÓZEF GALER, „Cegielnie polowe i rolnicze“, wydawnictwo Ministerstwa Odbudowy.

Książka ta wyszła „na czasie“, gdyż z jednej strony zniszczone działaniami wojennymi osiedla i wsie, a z drugiej, zahamowanie ruchu budowlanego w czasie okupacji, ponadto zagadnienie o pięknej perspektywie przyszłości, to jest sprawa osuszania podmokłych i bagnistych gruntów i uczynienie z nich zdalnych pod uprawę i zabudowę, wymagają jaknajwiększego wysiłku i produkcji tak cennych materiałów budowlanych jakimi są: cegła, dachówka czy też dreny. — Przy wzmożonym ruchu odbudowy i w ogóle budowlanym, obecny stan cegielni w Polsce nie będzie mógł sprostać zadaniu produkcji takiej ilości, jakiej będzie wymagała rzeczywistość, gdyż obecnie np. w Krakowie trudno jest w sezonie zimowym otrzymać cegłę, co świadczy, że produkcja, a co za tym idzie podaż tego artykułu jest za mała w stosunku do popytu. Wsie (jak wiem z doświadczenia) może są największym odbiorcą cegły i często muszą z odległych okolic wozić ten cenny artykuł budowlany. Aby temu zaradzić trzeba jaknajświeżej propagować właśnie wyrób cegły na miejscu budowy, trzeba nauczyć przeciętnego wieśniaka, że sam sobie może cegłę wyprodukować (oczywiście o ile warunki poкладów odpowiedniego surowca, a więc gliny na to pozwalają). Misję tę spełni książka wspomniana, której autor wytrawny znawca cegielnictwa, którego prace prócz powyższej, znane są z tej gałęzi przemysłu, daje doskonały i przystępny obraz możliwości produkcji cegły, dachówki czy drenów, właśnie dla przeciętnego wieśniaka, bądź dla zainteresowanych a zrzeszonych rolników w gminie lub gromadzie. Autor jakby na kanwie tka jasne obrazy produkcji wyrobów ceglarskich, przechodząc od wskazań nad wyborem gliny i jej przygotowaniem, poprzez sposoby ręcznego i mechanicznego wykonania surowki i jej wypalania w różnych systemach pieców polowych, począwszy od prowizorycznych (mielelerz), poprzez ziemne, polowe stałe i wreszcie dając pogląd na piece pierścieniowe. Niezależnie od powyższego dla pełności obrazu podaje przybliżony koszt, który aczkolwiek w wartości z 1939 r. daje możliwość przy podanych danych przedmiarowych, wykalkulować obecną cenę. Książka niewielka, zawiera wielki skarb. Zawiera jasno, wyraźnie i dobitnie sprecyzowane te dane, które śmiało mogą służyć przeciętnemu człowiekowi wprowadzając go w arkańską produkcję tak potrzebnych i cennych materiałów budowlanych. Każdy może, przeczytawszy ją uważnie nauczyć się, wyrabiać cegłę. Powinna też spełnić swe zadanie, — powinna dotrzeć do odległych wsi, do zniszczonych osad, a sprawą jej propagowania powinny zająć się odnośnie gromady, gminy, lub „Samopomoc Chłopska“.

Inż. Antoni Łagiński

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna, Oddział w Krakowie i Krakowskie Towarzystwo Techniczne — Kraków, Straszewskiego 28. — Redaguje: Komitet.

Adres Redakcji i Administracji: Kraków, Straszewskiego 28. — Red. odp. Inż. Br. Kopyciński, tel. 538-82.

Prenumeratę przyjmuje: Administracja. — Konto PKO Nr IV-1140.

Cena numeru podwójnego 100 zł. — Prenumerata kwartalna 150 zł.

Drukarnia Uniwersytetu Jagiellońskiego pod zarządem Karola Kiecia.

M-45083

STEFAN KAMIŃSKI

WYDAWNICTWO — KSIĘGARNIA — ANTYKWARIAT — CZYTEL尼亚

W KRAKOWIE, UL. FLORIAŃSKA — Tel. 587-17

UL. PODWALE 6—Tel. 549-50

P. K. O. Nr IV-344—Kom. Kasa Oszez. Pow. Krak. Nr 2860—Rk. bież. Bk. Zw. Spółek Zarob.

P O L E C A :

	zł
Biblioteka Szkoły Nauk Politycznych U. J.	
1. Ehrlich L. Wstęp do nauki o stosunkach międzynarodowych	220
2. Hubert S. Zarys rozwoju nowoczesnej społeczności międzynarodowej	280
3. Kwiatkowski E. Przełomowe momenty w nowoczesnej historii gospodarczej świata	180
4. Nauke Cz. Historia dyplomacji. Cz. I. (Rozwój form dyplomatycznych)	220
5. Młynarski F. Zagadnienie walutowe i kredytowe w ekonomice światowej	180
6. Bertoni K. Praktyka dyplomatyczna i konsularna Cz. I.	200
7. Grzybowski K. Ustrój Związku Radzieckiego	180
8. Langrod J. S. Zagadnienia ustrojowo-polityczne Francji	250
9. Jedlieki M. Zagadnienia ustrojowo-polityczne Wielkiej Brytanii i Dominii	280
10. Grabowski T. S. Brazylia i jej dzieje	280
Bober J. Rozstaje (powieść)	500
Brzeziński J. Uprawa warzyw wyd. 6	1400
Czachowski K. Pod piórem (szkice lit.)	450
Dąbrowski J. Historia średniowieczna i nowożytna	260
Ehrlich L. Prawo narodów . . całość w druku	
Gałecki Wł. Organizacja pracy w szkole cz. I	590
Hora F. A. Praktyczna metoda języka czeskiego	380
Jachimecki Z. Muzyka Polska w rozwoju historycznym	600
Kann M. Jutro będzie słońce (powieść dla młodzieży)	580
Kossak-Szczuczka Z. Legnickie Pole	450
Langrod J. Instytucje prawa administracyjnego t. I	1000
Laszczka B. Szacowanie nieruchomości w zakresie architektury i budownictwa lądowego wraz z szacowaniem ogrodów przydomowych (wyd. 1944)	250
Maleczyński H. Bolesław Krzywousty	650
Mianowska A. Robinson Kruzoe (w/g Defoe)	340
Młynarski F. Pieniądz i gospodarstwo pieniężne	600
Piekara A. Fizyka stwarza nową epokę	600
Piwar W. S. Praktyczna metoda języka angielskiego	450
Piwarowski K. Prusy Wschodnie w dziejach Polski	200
Simmler A. i Wiśniewski K. Towary włókiennicze	460
Supniewski J. Farmakologia brosz. zł 2500 opr. płótno	3200
Sygnarski M. Kurs elementarny esperanto	160
Żukrowski W. Porwanie w Tinturliście wyd. II brosz. 650—opr. kart.	800

Zamówienia przysłane nam z prowincji ekspedujemy natychmiast po wpłaceniu należności lub odwrotnie za zaliczeniem pocztowym.

Inż. JAN ROLLE

BIURO TECHNICZNE

KRAKÓW, Floriańska 20

Telefon nr 571-48

Pompy odśrodkowe do wszelkich celów.
Silniki spalinowe i elektryczne.
Nagrzewnice powietrza, wentylatory.

BIURO TECHNICZNE

„O R O S”

Inż. W. Wachlowski, inż. H. Schreiber i Ska

Kraków, Świętokrzyska 8

Telefon 558-09

Budowa i naprawa wszelkich aparatów pomiarowych z zakresu gospodarki cieplnej. — Dostawy narzędzi, wodomierzy i pomp skrzydełkowych.

Zrzeszenie Przedsiębiorstw Budowlanych Województwa Krakowskiego z siedzibą w Krakowie przy ul. Długiej 1. I. piętro — zawiadania, że członkami jego są następujące aktywne firmy budowlane i instalacyjne :

- | | |
|--|---|
| 1. »Budowle Przemysłowe« Sp. z o. o. | Kraków — Plac Jabłonowskich 4. |
| 2. »Budowle Nad- Podziemne i Komunikacyjne«. Ska budowl. | Kraków — ul. Kazimierza W. 15. |
| 3. Budowlana Ska z O. O. »D o m« | Kraków — ul. Garbarska 12. |
| 4. Drzewiecki i Jeziorański — Przedsiębiorstwo Budowl.-Instalacyjne. Ska Akc. Oddział w Krakowie | Kraków — Al. Słowackiego 1. |
| 5. Przedsiębiorstwo Budowlane »D ż w i g a r« | Kraków — ul. Grabowskiego 5. |
| 6. Józef Elsner — Budowle Fabryczne | Kraków — ul. Długa 27. |
| 7. »E u k o s« Biuro Techniczne i Przedsiębiorstwo Instalacyjne. Inż. E. J. Kostewicz | Kraków — ul. św. Marka 31. |
| 8. Towarzystwo Budowy Pieców Przemysłowych i Urządzeń Hutniczych »I g n i s«. Sp. z o. o. | Kraków — ul. Długa 55. |
| 9. Przedsiębiorstwo robót budowl. Inż. B. Kopyciński i J. Jeleński | Kraków — ul. Floriańska 24. |
| 10. Spółnia Budowlana — Mączyński i Ska. Ska z o. o. | Kraków — ul. Sarego 5. |
| 11. Przedsiębiorstwo robót budowlanych. Inż. Wacław Nowakowski | Kraków — ul. Grottgera 22. |
| 12. Architekt Maksymilian Peterek, rząd. upow. budow. Przedsiębiorstwo budow. i biuro architektoniczne | Kraków — ul. św. Krzyża 10. |
| 13. Zespół Inżynieryjno-Budowlany. Inż. Polański Stefan i Węglarski Stefan. Ska z o. o. | Kraków — ul. Grodzka 62. |
| 14. Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjno-Budowlanych. Inż. Arch. Tadeusz Rutkowski | Kraków — ul. św. Gertrudy 8. |
| 15. Inż. Dypl. Zygmunt Skąpski. Rząd. upow. cywil. inżynier budowy | Kraków — Bronowice Małe
Aleja Wyspiańskiego 3. |
| 16. Towarzystwo Robót Inżynierskich i Budowlanych »T r i b«. Ska z o. o. | Kraków — ul. św. Bronisławy 26. |
| 17. Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych »W s p ó l n a P r a c a«. Ska z O. O. | Kraków — ul. Dunin-Wąsowicza 2. |
| 18. Przedsiębiorstwo Budowlane. Inż. St. Żeleński i W. Pogany | Kraków — ul. Stolarska 15. |
| 19. Konc. Zakład Gazu i Wodoc. oraz Pracownia Blacharska. Wincenty Cegielski | Kraków — ul. Grodzka 9. |
| 20. Przedsiębiorstwo Robót Budowlanych. Tadeusz Sikora | Kraków — ul. Felicjanek 6. |
| 21. Przedsiębiorstwo Przemysłowo-Budowlane »S o ł t y s« | Kraków — ul. Dietla 115. |
| 22. »Biuro Techniczne« Budowy nad- i podziemne. Hommański Władysław i Ska | Kraków — ul. Krzywa 12. |
| 23. Roboty Inżynieryjno-Budowlane »S t a l b e t« | Kraków — ul. Długosza 6. |
| 24. Przedsiębiorstwo Budowlane »M u r« | Kraków — ul. Sarego 17. |
| 25. Przedsiębiorstwo Budowlane. Bud. J. Wyspiański i Arch. Kurleto | Kraków — ul. Zamojskiego 7. |
| 26. Przedsiębiorstwo Budowlane. Bud. Władysław Sordyl | Andrychów — ul. Batorego 522. |
| 27. Konc. Przedsiębiorstwo Budowl. Wiktor Błasiak i Syn | Żywiec-Isep — ul. Handlowa 7. |
| 28. Przedsiębiorstwo Budowlane. Wincenty Małyśa | Lachowice 302. |
| 29. Przedsiębiorstwo Budowlane. Inż. Edward Turzański | Olkusz — Skwer 5. |
| 30. Przedsiębiorstwo Robót Arch. Budowlanych. Arch. Humnicki Wł. i Ska. | Kraków — ul. Dietla 99. |