

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000262740

~~ZWIĄZEK STUDENTÓW INŻYNIERÓW
PRZY A. G. W KRAKOWIE
Biblioteka i Czytelnia~~

Nr. ~~196/1~~ 199/1

Skatolgowac

1/2 gu Rogowski

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA T. XXXVIII.

MOSTY ŻELBETOWE

OPRACOWAŁ

Dr. MAKSYMILJAN THULLIE,

PROFESOR SZKOŁY POLITECHNICZNEJ WE LWOWIE.

~~ZWIĄZEK STUDENTÓW INŻYNIERII
PRZY A. G. W KRAKOWIE
Biblioteka i Czytelnia~~

~~Nr. 199/1.~~

TEKST

WE LWOWIE

NAKŁADEM KSIĘGARNI GUBRYNOWICZA I SYNA

I. ZWIĄZKOWA DRUKARNIA WE LWOWIE, UL. LINDEGO 4.

1921.



I - 308579 (1000)

476/2012

~~Akc. Nr. 1000/51~~

PRZEDMOWA.

Niezwykły rozwój budownictwa żelbetowego w zastosowaniu także do mostów sprawił, że budowa mostów żelbetowych stanowi obecnie osobny dział budowy mostów i nie może być z korzyścią omawiana, jak dawniej, przy mostach kamiennych. W niniejszym podręczniku starałem się przedstawić ten dział budowy mostów według obecnego stanu nauki i proszę inżynierów polskich o tak przychylnie przyjęcie tego podręcznika, jakiem cieszyły się inne dotychczasowe.

W przygotowaniu do druku, opracowaniu przykładów i wykonaniu rysunków byli mi pomocni: asystent Dr. Adam Kuryllo i architekt Dr. Czesław Thullie, za co im składam serdeczne podziękowanie.

Ministerstwu robót publicznych, które udzieleniem wydatnej subwencji, jakoteż Dowództwu O. G. we Lwowie, które odstąpieniem mi papieru na tekst umożliwiło mi wydanie tego podręcznika, składam serdeczne podziękowanie.

We Lwowie, w październiku 1920 r.

Dr. Maksymiljan Thullie.

Spis rzeczy.

A. Materiał.

I. Ogólne uwagi.

	Str.
§ 1. Wstęp	1
§ 2. Beton	1
§ 3. Żelazo	3
§ 4. Zalety i wady mostów żelbetowych	3

B. Mosty belkowe.

II. Mosty płytowe.

§ 5. Uwagi ogólne	5
§ 6. Przepusty płytowe z wkładkami gibkimi	6
§ 7. Przepusty płytowe z wkładkami tęgimi	8

III. Mosty belkowe.

§ 8. Mosty belkowe z pomostem górą	9
§ 9. Ustrój Möllera	10
§ 10. Belki równo wysokie	10
§ 11. Pomost mostów belkowych	12
§ 12. Łożyska	13
§ 13. Zakończenie podłużne mostu	15
§ 14. " poprzeczne "	15
§ 15. Poręcze	15
§ 16. Mosty belkowe z pomostem dołem	16
§ 17. Belki bezprzekątniowe i kratowe	18
§ 18. Mosty o belkach ciągłych	20
§ 19. " " " przegubowych	21
§ 20. " " " wystających i wspornikowych	22
§ 21. " ramowe	22
§ 22. Dźwigary łukowo-belkowe	23
§ 23. Mosty ukośne	24
§ 24. Przerwy dla rozszerzenia się	24
§ 25. Zestawienie wymiarów	25

IV. Obliczenie mostów belkowych.

§ 26. Ogólne uwagi	26
§ 27. Ciężar własny	30
§ 28. Obliczenie płyty	31
§ 29. " rozpór	33

	Str.
§ 30. Największe ciśnienie na belkę	34
§ 31. Obliczenie belek głównych	35
§ 32. Belka ciągła, połączona stale z filarami	37
§ 33. Rama	39
§ 34. Belki bezprzekątniowe	40
§ 35. Przykład, obliczenie mostu drogowego	43

C. Mosty łukowe.

V. Kształty mostów łukowych i ustrój dźwigarów głównych.

§ 36. Uwagi ogólne	50
§ 37. Mosty łukowe betonowe i żelbetowe	51
§ 38. „ betonowe	52
§ 39. Podział sklepień żelbetowych	53
§ 40. Sklepienia pełne o wkładce gibkiej	53
§ 41. „ „ z wkładkami tegiemi. Ustrój Wünschá	54
§ 42. Ustrój Melana	55
§ 43. Ustroje Ribery i Möllera	56
§ 44. Sklepienia żebrowe	57
§ 45. Ustrój Hennebique'a	57
§ 46. Mosty łukowe z osobnymi dźwigarami. Pomost górą	58
§ 47. „ „ z pomostem dołem	58
§ 48. Łuki żelbetowe z żelazem lanem	60
§ 49. Rozpiętości	61

VI. Szczegóły ustroju łuków.

§ 50. Cel przegubów	62
§ 51. Przeguby żelbetowe	62
§ 52. Półprzeguby	63
§ 53. Przeguby olowiane	63
§ 54. „ żelazne	64
§ 55. Mury pachwinowe	65
§ 56. „ czołowe	65

VII. Obliczenie mostów łukowych.

§ 57. Ciężar stały i ruchomy	66
§ 58. Wpływ ciepła	66
§ 59. Najkorzystniejszy kształt łuku	68
§ 60. Przyjęcie grubości sklepienia	69
§ 61. Grubość sklepienia trójprzegubowego	72
§ 62. Wyznaczenie wymiarów sklepienia według Färbera	73
§ 63. Grubość sklepień Melana	76
§ 64. Wzory doświadczalne dla grubości sklepień	77
§ 65. Obliczenie naprężeń w łukach	77
§ 66. „ sklepienia zapomocą linii ciśnienia	79
§ 67. „ „ na podstawie linii wpływowej	83

VIII. Mosty wyjątkowe, filary i przyczółki.

§ 68. Mosty ukośne	89
§ 69. „ kanałowe i wodociągowe	89

§ 70.	Filary	Str. 90
§ 71.	Przyczółki	91
§ 72.	Skrzydła	92

IX. Wykonanie mostów żelbetowych.

§ 73.	Rusztowanie mostów belkowych	94
§ 74.	Układanie wkładek żelaznych	95
§ 75.	Betonowanie mostów belkowych	95
§ 76.	Próby obciążenia mostów belkowych	96
§ 77.	Rusztowania krążynowe	97
§ 78.	Betonowanie sklepień	98
§ 79.	Zdjęcie krążyn	99
§ 80.	Próba obciążenia mostów sklepionych	99
	Literatura	101
	Spis rzeczy	V
	Omyłki	VII

OMYŁKI.

		zamiast	czytaj
Str. 3 w. 5 z dołu	7 cm		7 mm
„ 14 „ 18 „ „	rys. 45		rys. 47
„ 16 „ 1, 2 i 3 z góry „Poręcze żelazne—żelbetowe“			opuścić
„ 16 „ 20 z dołu	Launheim		Laupheim
„ 29 „ 5 „ „	żelaza		belki
„ 89 „ 19 „ góry dodać VIII. Mosty wyjątkowe, filary			
	i przyczółki.		

A. Materiał.

I. Ogólne uwagi.

§ 1. Wstęp.

Mosty w starożytności budowano tylko z kamienia i drewna. Dopiero z początkiem XIX. wieku zaczęto używać żelaza do budowy mostów. W drugiej połowie XIX. wieku mosty żelazne wybijają się na pierwszy plan, dopiero w ostatnich czasach z końcem XIX. wieku nowe horyzonty dla budownictwa wogóle, a dla mostów w szczególności stworzyło zastosowanie betonu, wzmocnionego żelazem. Chociaż ten materiał budowlany jest najnowszym, mimo to postęp i zastosowanie jego już jest najobszerniejszym.

Dzisiaj budowle żelbetowe współzawodniczą skutecznie z budowlami kamiennymi i żelaznymi, a nawet z drewnianymi. Ten szybki rozwój i tak obszerne zastosowanie tego materiału zawdzięczamy także pracom wielu uczonych, którzy podali sposoby obliczenia, jakoteż i wyznaczania najlepszych ustrojów, pozwalające w sposób najbardziej ekonomiczny wyzyskać własności betonu i żelaza.

§ 2. Beton.

Wiadomo, że beton (n. *Beton*, fr. *béton*, a. *concrete*, r. бетонъ, w. *calcestruzzo*) jest mieszaniną cementu, piasku i kamienia w połączeniu z pewną ilością wody. Mieszaninę tę wykonywamy w różnych stosunkach, zależnie od celu, do którego ma być użyty. Jeżeli ilość cementu jest znaczną, to wypełnia on otwory między cząstkami żwiru, a zatem beton będzie mniej porowatym i przepuszczalnym, a zarazem więcej wytrzymałym. Beton taki nazywamy tłustym (n. *fett*, fr. *gras*, a. *rieh*, r. жирный, w. *grasso*) w przeciwieństwie do chudego (n. *mager*, fr. *maigre*, a. *poor*, r. тощий, w. *magro*), który ma mniejszą zawartość cementu. W zeskładach żelbetowych części

cienkie silnie obciążone, przylegające do żelaza, robimy z betonu tłustego o mniejszej zawartości żwiru, mniej obciążone wykonujemy z betonu chudego. Tam, gdzie chodzi o lekkość, używamy betonu żuźlowego (n. *Schlackenbeton*, fr. *béton de laitier*, a. *slag concrete*, r. шлако́вый бето́нъ, w. *calzestruzzo di scorie*), w którym zamiast cementu znajduje się miąż żuźlowy.

Stosunek mieszanki (n. *Mischungsverhältniss*, fr. *proportion de mélange*, a. *proportion of mixture*, r. составъ смѣси, w. *proporzioni dell'impasto*) wyrażamy albo wedle objętości, albo wedle ciężaru. Stosunek 1:3 oznacza 1 część cementu na 3 części mieszanki piasku i żwiru. Jeżeli wyrażamy stosunek mieszanki wedle ciężaru, to podajemy ciężar cementu na 1 m³ betonu.

W przybliżeniu stosunek mieszanki 1:2 jest to 650 kg cementu na 1 m³ betonu czyli 400 kg piasku i 800 kg żwiru,

1:3 jest to 440 do 470 kg cementu na 1 m³ betonu,

1:4 " " 340 " 350 " " " " "

1:5 " " 280 " 300 " " " " "

1:6 " " 230 kg, 1:9 160 kg, 1:12 jest to 120 kg na 1 m³ betonu.

Dla zeskładów żelbetowych nie używamy mieszanki chudszej, niż 1:5 czyli 280 kg na 1 m³ betonu. Przepisy min. polskiego każą przyjmować najmniej 300 kg/m³.

Własności betonu¹⁾ zależą w znacznej mierze od jakości użytego cementu. Cement powinien być portlandzki i wolnowiążący (n. *langsam abbindender*, fr. *à prise lente*, a. *slow setting*, r. медленно схватывающийся, w. *a lenta presa*). Szybkowiążącego (n. *rasch abbindender*, fr. *à prise rapide*, a. *quick setting*, r. быстро схватывающийся, w. *a rapida presa*) używamy jedynie przy naprawkach lub szczegółach. Grubość żwiru jest zawisła od użycia betonu. Drobny żwir dajemy w częściach bardziej pracujących, grubszy tam, gdzie mamy większe ilości materiału, wogóle wielkość żwiru stosuje się do tego, aby ubicie betonu między wkładkami a opierzeniem było możliwem.

Beton ubijamy w warstwach najwyżej 15 cm grubych²⁾ tak długo, aż pokaże się woda na powierzchni. Pość wody zależną jest od celu; im więcej wody, tem beton z początku zwłaszcza jest mniej wytrzymałym.

¹⁾ Por. autora: „Teorya żelbetu“ 1915, str. 3 i nast.

²⁾ Rozp. austrjackie 20 cm, w Rosji 10 cm, w Polsce 15 cm.

Beton może być albo wilgotnym (n. *erdfeucht*, fr. *détrempé*, a. *moist*, r. *полусухой*, w. *umido come la terra*), plastycznym, miękkim (n. *plastisch*, *weich*, fr. *plastique*, a. *plastic*, r. *пластичный*, w. *plastico*, *molle*), albo płynnym (n. *flüssig*, fr. *très mouillé*, a. *wet*, r. *вогатый водой*, w. *esuber ante d'acqua*).

Beton wilgotny układa się przy wypróżnieniu miészarki w kształcie ostrosłupów, miękki w kształcie paraboloidy lub kuli, beton płynny ma powierzchnię płaską. Ciężar wody zawartej w betonie wynosi w procentach ciężaru suchej miészanki przy betonie wilgotnym 7 do 8, miękkim 10 do 14, płynnym 14 do 25. Tylko beton wilgotny da się ubijać.

Beton powinien być dość gęstym, nieporowatym, aby chronił żelazo od rdzy, a więc powinien zawierać wedle doświadczeń najmniej połowę objętości zaprawy.

§ 3. Żelazo.

Zwykle używamy jako wkładek prętów okrągłych, czasami jednak także i kształtówek. Żelazo okrągłe o tyle jest lepszem, że łatwiej uzyskać można przyleganie dokładne betonu do żelaza. Najmniejszy odstęp wkładki żelaznej od powierzchni betonu wynosić może dla płyt 1 *cm*, dla belek 2 *cm*. Najmniejszy odstęp w świetle między wkładkami ma wynosić 20 *mm*, (w Szwajcarii 30 *mm*), przy grubszych wkładkach musi być co najmniej równy średnicy prętu.

Dawniej używano do wkładek żelaza spawalnego, dzisiaj używa się wyłącznie zlewnego jako wytrzymałszego, a nawet zwłaszcza w Ameryce czasem stali, gdzie jest tańszą, niż u nas. Żelazo musi być czyste od rdzy. Unikać należy spawania go w miejscach, gdzie naprężenia są wielkie. Jeżeli pręty są ciągnione, zakończyć je należy hakiem lub widłami. Cieńsze pręty mają wyższą granicę ciastowatości, z drugiej strony przedstawiają mniejszą powierzchnię w stosunku do przekroju, więc mniejszą przyczepność.

Rozp. szwajc. z r. 1916 przepisuje najmniejszą grubość prętów żelaznych dla:

	belki	plyty	strzemion
mostów kolejowych	14	10	7 <i>cm</i>
„ drogowych	12	8	5 „

§ 4. Zalety i wady mostów żelbetowych.

a) *Zalety*. 1. Naprężenie dopuszczalne. W porównaniu do mostów kamiennych dopuszczamy większe naprężenie

dla mostów żelbetowych, stąd przekroje są mniejsze, a zatem i ciężar i koszt mniejszy. Oszczędność jest dla mostów żelbetowych tem większą, im większą jest rozpiętość.

2. Taniaść. W porównaniu do żelaza żelbet jest materiałem tańszym.

3. Ochrona od rdzy. Jeżeli beton jest tłustym (1:3, 1:4), otacza on dobrze żelazo i chroni je od rdzewienia. Niebezpieczne są w tym względzie tylko większe pęknięcia, które występują w miejscach za słabych. Jeżeli na most działają gazy szkodliwe, warstwa betonu okrywająca żelazo powinna być grubsza i wynosić 3 do 4 *cm*.

4. Mniejszy koszt utrzymania, niż przy mostach żelaznych. Odpada tu potrzeba odnawiania malowania, a wystarczy zazwyczaj obserwacja ewentualnie powstałych pęknięć i naprawa pokrycia pomostu.

5. Dłuższe trwanie mostów żelbetowych niż żelaznych, o ile wykonane zwłaszcza należycie i w ten sposób ochronione od rdzy. Stają się one z wiekiem coraz wytrzymalsze, gdy żelazne niszczy łatwo rdza.

6. Zupełna ogniotrwałość. Beton, który jest ogniotrwałym, otacza i chroni od wpływu pożaru wkładki żelazne. Przeciwnie żelazo traci przy 700° C. prawie zupełnie swą wytrzymałość. Nieosłonięte żelazo nie może być zatem uważane za ogniotrwałe. I beton traci stosownie do mieszaniny mniej lub więcej ze swej wytrzymałości, jednak wpływ gorąca i ognia działa tylko na powierzchnię betonu tak, że w odległości 3 do 5 *cm* nie znać już żadnego wpływu.

7. Krótszy czas budowy niż mostów żelaznych lub kamiennych. Jako przykłady niech posłużą: most pod Mille-simo we Włoszech łukowy $l=52\text{ m}$ zbudowany w 3 miesiącach, most w Bilbao w Hiszpanji 5 łuków po 35 *m* w 3 miesiącach, most w Leodjum w Belgji 1 łuk 55 *m*, 2 łuki po 20.5 *m* w 4 miesiącach.

8. Filary zajmują mniej miejsca niż kamienne, a są stalsze niż żelazne.

9. Ukośne mosty dadzą się budować bez trudności.

10. Budowa jest monolityczną, więc mniejsze są ugięcia i mniejszy wpływ wstrząśnień z powodu większego ciężaru, niż przy mostach żelaznych.

11. Łatwe wykonanie wsporników.

12. Mosty żelbetowe są bardziej monumentalne, niż żelazne i dadzą się architektonicznie ładnie wykonać.

13. Względy ekonomiczne. Materiały, potrzebne do wykonania mostów żelbetowych, są w kraju, często w bliskości miejsca budowy.

14. Łatwiejsze przeprowadzenie żwirówki w stosunku do mostów żelaznych.

15. Stężają one lepiej przyczółki, które mogą być czasami mniej grube.

b) *Wady.* 1. Potrzeba nadzoru. Podczas budowy mostu żelbetowego potrzeba nieustannego nadzoru, aby wypełniono wszystkie warunki, od których zależy moc i trwałość zespołu, albowiem po wykonaniu trudno stwierdzić dobroć roboty i materiału. Do wykonania takich budowli muszą być użyci odpowiednio wyszkoleni robotnicy, a pomimo nadzoru wiele zależy tu od uczciwości przedsiębiorcy. Wykonanie więc mostów żelbetowych należy powierzać tylko znanim i w należyście wyszkolone siły zaopatrzonym przedsiębiorcom.

2. Potrzeba wypracowania projektu wszystkich szczegółów bez zarzutu, aby uniknąć pęknięć niebezpiecznych ze względu na rdzę.

3. Trudność wielka wzmocnienia mostu przy zwiększeniu obciążenia i rozebrania mostu, które nieraz jest koniecznym przy rozszerzeniu i przełożeniu torów.

4. Wzgląd na mrozy w czasie wykonania mostu, co może wywoływać przerwy w robocie.

5. Potrzeba opierzenia dla betonowania, które bardzo podraża wykonanie.

B. Mosty belkowe.

II. Mosty płytowe.

§ 5. Uwagi ogólne.

Dźwigary główne mostów żelbetowych mogą być albo belki proste, ramy lub łuki. Belek prostych i ram używamy tylko dla mniejszych rozpiętości, zwykle do 25, wyjątkowo do 40 m, dla większych rozpiętości używamy łuków.

Belki proste mogą być albo płyty albo belki teowe o pomoście górą lub o pomoście dołem.

Ze względu na przekrój podłużny rozróżniamy: a) belki zwykle w dwu punktach podparte, b) belki ciągłe, c) belki wystające.

Dalej rozróżniamy belki lite o ścianie pełnej, o ścianie przerywanej i kratowe zwykle i bezprzekątniowe.

Mosty żelbetowe rozróżniamy wedle celu na mosty drogowe, kładki, kolejowe, wodociągowe i kanałowe, wreszcie pokrycia (n. *Überdeckung*, fr. *toiture*, a. *roofing*, r. перекрыtie). Te ostatnie odznaczają się wielką szerokością i przykrywają koleje podziemne, strugi wodne, płynące pod placami, ulicami itd.

§ 6. Przepusty płytowe z wkładkami gibkimi.

Ponieważ wytrzymałość płyt żelbetowych na zginanie jest większą niż kamiennych¹⁾, zatem przepusty płytowe (n. *Plattendurchlass*, fr. *aqueduc dallé*, a. *plate culvert*, r. архитравная труба, w. *tombino a plastre*), żelbetowe mogą mieć większą rozpiętość, niż kamienne, kolejowe w Austrii od 1,5 do 2 m, w Holandji do 7 m, w Wirtembergji do 5 m, drogowe do 4 a nawet do 5 m, kładki do 6 m.

Nadsypka wynosi dla kolei 35 do 60 cm, dla drogi 15 do 30 cm. Przy kładkach wcale nie potrzeba nadsypki tylko na warstwę betonu tłustego daje się cienką warstwę asfaltu. W każdym razie należy pokryć pomost nieprzemakalnie. W tym celu pokrywamy płytę zaprawą cementową, lepiej asfaltem, którą to powłokę przedłużamy na przyczółki²⁾.

Grubość płyt wynosi 15 do 40 cm. Najwięcej używane są płyty Moniera (rys. 1 a b, 2 a b, 3 a b). Uzbrojenie składa się z prętów okrągłych, leżących w równych odstępach, połączonych prętami słabszymi rozdzielającymi (n. *Verteilungsstab*, fr. *barre de répartition*, a. *repartition bar*, r. распределяющий пруть, w. *barra di distribuzione*), 6 do 8 mm grubymi, leżącymi na nich. Siatkę tę układamy przy betonowaniu w odpowiedniej wysokości.

Jeżeli l' oznacza rozpiętość w świetle a h wysokość płyty na podporze, to możemy przyjąć:

$$l = l' + h. \quad \dots \dots \dots 1)$$

Szerokość łożyska $b \geq h$, najmniej 15 cm.

Jeżeli most ma być dwutorowym, to budujemy dwa mosty

¹⁾ Porówn. autora: „Mosty kamienne“ wyd. II, str. 27.

²⁾ „ „ „ „ „ „ „ „ 95. Nadal znać będziemy M. K. II, str. 95.

jednotorowe i zostawiamy między obu mostami szczelinę. Przy przepustach kolejowych dajemy czasem dla oszczędności płytę grubszą pod torem a cieńszą z boku.

Powierzchnię płyty robimy zwykle siodłowo nachyloną (rys. 1, 2) ze względu na lepszy odpływ wody. Równocześnie otrzymujemy przez to większą wysokość płyty w środku rozpiętości, co pożądanem jest ze względów statycznych.

Przy wielkiej rozpiętości przepustu dzielimy czasem go ścianą pośrednią (rys. 2) na dwa przęsła. Jeżeli używamy przy tem płyt osobnych dla każdego przęsła, spad uzyskujemy nadmurowaniem z betonu chudego nad filarem.

Przy małych rozpiętościach nieraz wyrabiamy płyty fabrycznie o szerokości 1 m i układamy je jedną obok drugiej, oszczędzając przy tem na czasie wykonania, na opierzeniu i wogóle na kosztach.

Jeżeli przepust jest dłuższy, niż 10 do 15 m, to urządzaamy szczeliny ze względu na możliwość rozszerzenia, zapelniając je tekturą i dobrze zakrywając. Jeżeli jednak na płycie jest wielka nadsypka, to nie potrzeba urządzać szczelin.

Wkładki żelazne przy trochę większych przepustach drogowych i wszystkich kolejowych odginamy przy podporach ku górze (rys. 3) ze względu na możliwość częściowego utwierdzenia.

Jeżeli płyty są ciągle (n. *kontinuuirlich*, fr. *continue*, a. *continuous*, r. *непрерывной*, w. *a travi continue*) (rys. 4), to zazwyczaj oblicza się je dla ciężaru rozłożonego wedle tablic Winklera, zwłaszcza, jeżeli nadsypka jest wielka.

Płyta może być stale połączona z przyczółkiem (rys. 5), przyczem wkładki żelazne są zakotwione w przyczółku i tworzą wtedy ramę, albo też może być położona na murze (rys. 1, 2) wprost lub też spoczywa na starej szynie (norm. bawarskie, rys. 6). Wedle tego stosuje się też układ wkładek żelaznych.

Przyczółki takich przepustów zwykle są kamienne (rys. 1, 2) albo ceglane. Przy wielkich nasypach bywa grubość przyczółków większą u dołu. Jeśli grunt jest niepewnym, używamy przyczółków betonowych, a nawet żelbetowych. Grubość ich wynosi najmniej 50 cm, tylko żelbetowe mogą być cieńsze. Żelbetowe oplacają się tylko wtedy, jeśli połączymy je stale z płytą i utworzymy w ten sposób ramę, jak na kolei Illinois-Wabash (rys. 7). Tutaj i podeszwa jest zakotwioną ze względu na parcie z dołu, w ten sposób otrzymujemy ramę zamkniętą.

Filary pośrednie są tylko betonowe, bo ciśnienie nie jest wielkiem, czasem tylko ze względu na możliwe uderzenia dajemy małe wzmocnienie żelazem. W rys. 8 widzimy zamiast filaru szereg słupów, na których leży belka, a na niej dopiero płyta.

Poniżej podajemy wymiary, przepisane przy kolejach austriackich.

Tabl. I.

Rozp.	Grubość płyty		Uzbrojenie główne				Pręty rozdzielające		
	<i>l</i>	w środku	na podporze	<i>d</i> mm	Ilość		<i>d</i> mm	ilość	dług.
				wogóle	na 1 m	dług.			
0.6	0.25	0.24	14	68	15	1.05	7	4	4.5
0.8	0.28	0.268	16	68	15	1.35	7	6	4.5
1.0	0.30	0.265	16	68	15	1.55	7	7	4.5
1.5	0.30	0.28	18	68	15	2.05	7	9	4.5

Płyty nie są przy kolejach austriackich połączone z przyczółkiem, lecz dla oddzielenia daje się na przyczółek płytki asfaltowe i kryje się płyty asfaltem (rys. 9) z jutą, a aby ochronić go od uszkodzenia przy podbijaniu toru, daje się jeszcze na to 2 cm warstwę betonu.

§ 7. Przepusty płytowe z wkładkami tęgimi.

Zarządy kolei żelaznych zastosowywały żelbet do budowy mostów z wielkiem wahaniem i wielką ostrożnością. Dla rozpiętości do 13.5 m używają one często ijówek zabetonowanych, przyczem ijówki same mogą unieść ciężar, a beton jest tu tylko zeskładem drugorzędny i służy właściwie do podtrzymania żwiru i lepszego rozkładu ciśnienia. Rysunek 10 podaje normal kolei galicyjskich.

Ijówki umieszczamy w równych odstępach, czasem z kraju w nieco większych. Odstępy muszą być przynajmniej tak wielkie, aby było miejsce do betonowania, więc między główkami odstęp w świetle musi być najmniej 20 cm. Największy odstęp nie powinien być większym od takiego, przy którym odstęp wolny główek ijówek równa się wysokości ijówek.

Do rozpiętości 11 m są zwykle mosty takie, zalecające się wielką prostotą i łatwością wykonania we własnym zarządzie, tańsze od żelaznych. Ujemną stroną jest dłuższy czas

teżenia do 6 tygodni. Aby tę niedogodność usunąć, zestawiają mosty takie na rusztowaniu obok i wsuwają je po 6 tygodniach prostopadle do toru w przerwach ruchu, wynoszących 1 do $1\frac{1}{2}$ godziny.

W Prusiech¹⁾ ijówki układają w równych odstępach, warstwa zaprawy cementowej wynosi u spodu 1 do 2 *cm*, u góry beton sięga 3 *cm* ponad główkę kształtówek. Na betonie spoczywa jedna warstwa z cegieł i płyt asfaltowych, a na tem żwirówka, gruba 35 *cm* (rys. 11). Przy większych rozpiętościach i wysokościach ijówek nad 35 *cm* stężamy kształtówki rozporami. Wyjątkowo widzimy przy moście w Tuluzie (rys. 12) na Canal du Midi belki blaszane, otoczone tylko w górnej części betonem, silnie stężone. Zamiast kształtówek I używa się czasami także dla małych przepustów do 2 *m* starych szyn (rys. 13.)

Zakończenie na przyczółku widzimy na rys. 14 i 15 wedle normali pruskich na szynie wmurowanej w przyczółek lub na łożysku żelaznem. Przy mniejszych mostach wystarczy łożysko żelazne płaskie (rys. 13). W każdym razie oddziela się płytę od przyczółka, a wodę sprowadzamy poza przyczółek, który chronimy także asfaltem.

Aby przeszkodzić pęknięciom płyty, oddzielamy często płytę pod torami od płyty pod chodnikiem i zakrywamy szczelinę blachą (rys. 16).

Nóżki ijówek osłaniamy zazwyczaj zaprawą cementową 2 *cm* grubą. Dyrekcja berlińska kolejowa żąda 3 a nawet obecnie 4 *cm*. Czasem nie okrywamy nówek betonem, lecz malujemy farbą. Na betonie kładziemy tekturę asfaltową, aby wody do ewentualnych pęknięć betonu nie dopuścić.

W moście kolei Lake Shore (rys. 17) skrajna belka wyższa jest blaszana, wyższa dla odgraniczenia żwirówki. Do pokrycia młynówki ($l=3$ *m*) w Krakowie użyto belek kratowych Visintiniego (rys. 18) ($b=20$ *cm*, $h=24$ *cm*), ułożonych jedna obok drugiej, o których później mówić będziemy.

III. Mosty belkowe.

§ 8. Mosty belkowe z pomostem górą.

Dla mostów drogowych o rozpiętości 5 do 25 *m*, a wyjątkowo i wyżej do 40 *m*, dla kolejowych od 4 do 12 *m*, wy-

¹⁾ P. Wolff. „Brücke aus Walzeisensträger mit Betonkappen“. Zeit. d. Bauverw. 1907, str. 341 i 1908, str. 276.

jątkowo do 16 m, wypada płyta za ciężka i za kosztowna, więc używamy wtedy belek teowych, a mosty takie nazywają się belkowymi (n. *Balkenbrücke*, fr. *pont à poutres*, a. *girder bridge*, r. балочный мостъ, a. *ponte a travate*).

Zwykle kładziemy kilka belek równoległych, a jeśli nie jesteśmy skrepowani co do wysokości ustroju (n. *Konstruktionshöhe*, fr. *hauteur de l'ouvrage*, a. *depth of the work*, r. строительная высота, w. *altezza della costruzione*), pomost urządzamy górą. Płyta belek teowych jest zarazem pomostem właściwym ¹⁾.

Odstęp żeber przy mostach drogowych wynosi zwykle 1·0 do 2·0 m, średnio 1·5 m, a czasem zwłaszcza u Hennebiqua do 2·5 m, wtedy jednak konieczne już są rozpory poprzeczne, które zresztą i przy mniejszych odstępach lepiej urządzić. Ten ustrój okazuje w stosunku do mostów sklepionych daleko mniejszą wysokość, jest szybko wykonalny, oddziaływania są pionowe, zatem mamy znaczną oszczędność w przyczółkach, przezco koszt jest mniejszym o 10 do 35%.

Belki mogą być albo o stałej wysokości, albo też zmiennej (ustrój Möllera).

§ 9. Ustrój Möllera.

Belki główne robi Möller u dołu zakrzywione i w środku najwyższe, jak przy moście na Plisie w Lipsku (rys. 19). Wkładkę żelazną z żelaza płaskiego zakrywamy cienką warstwą betonu, zabezpieczając ją w ten sposób przeciw rdzewieniu. Most kolejowy układu Möllera widzimy na rys. 20. Wkładka żelazna składa się tu z dwu wstęg, żebra znajdują się wprost pod szynami.

Wysokość belek Möllera przyjmują od $\frac{l}{8}$ do $\frac{l}{16}$ a ich odstęp najmniejszy 1·5 m, rzadko 1·1 m.

§ 10. Belki równo wysokie.

Zazwyczaj jest belka od dołu poziomą. Spód jest równoległy do płyty.

Dźwigary główne są albo belkami prostymi, w dwu punktach podpartymi (rys. 21) (n. *einfacher Träger*, fr. *poutre à une travée*, r. однопролетная балка, cz. *nosnik prosty*), albo ciągłymi (n. *kontinuierlicher Träger*, fr. *poutre continue*,

¹⁾ Por. autora M. Blasza, str. 82.

a. *continuous beam*, r. неразрѣзная балка, w. *travi continue*, cz. *nosnik spojity*), o których później będziemy mówić.

Wkładki dolne łączymy z górnym pasem betonowym strzemionami. Mogą to być 1 do 3 *mm* grube, 25 do 50 *mm* szerokie blaszki lub też co częściej żelaza okrągłe 6 do 10 *mm* grube. Strzemiona urządzamy na całej długości belki ze względu na potrzebę połączenia wkładki z pasem ciśnionym. Przy podporach rozmieszczamy je gęściej a ku środkowi coraz rzadziej, jednak odstęp ich nie powinien być większym, niż wysokość belki. Wysokość belek głównych wynosi $h = \frac{l}{10}$ do $\frac{l}{14}$; średnio $h = \frac{l}{12}$. Dla kładek przyjmujemy mniejszą wysokość aż do $h = \frac{l}{20}$. Szerokość *b* da się wyznaczyć konstruktywnie wedle wielkości wkładek i z obliczenia na ścinanie. Przy wysokich belkach trudno ułożyć starannie wkładki i obetonować i ze względu na wykonanie wtedy najmn. $b = 40$ *cm*. Zwykle $b = 30$ do 40 *cm*, rzadko większe, niż 50 *cm*. Płyty, łączące żebra, są także żelbetowe.

Odstęp belek *a* przy mostach drogowych I. i II. klasy wynosi 1.2 do 1.6 *m*, III. klasy do 2 *m*. Dla lepszego stężenia poprzecznego i lepszego rozkładu ciężarów łączymy belki główne rozporami poprzecznymi, zwłaszcza, jeżeli odstęp belek jest większym, niż 2 *m*. Odstęp rozpór poprzecznych wynosi 3 do 5 *m*. Gehler poleca przyjmować rozpory poprzeczne tak wysokie, aby sięgały do wkładek żelaznych, ale częste są one przy mostach drogowych znacznie niższe, jak np. przy moście w Katowicach na Otawie (rys. 22) o rozpiętości 19.26 *m* lub przy moście na Strybrze w Pilźnie w Czechach (ös. W. f. d. öff. Baud. 1907), (rys. 23), co zresztą nie jest do polecenia. Przy moście w Pittsburgu w ulicy Meadon (rys. 24) widzimy wyjątkowo poprzecznicę ramowe.

W przekroju poprzecznym mostu używamy rozmaitych ustroi.

1. Płyta wystaje (rys. 25).
2. Urządzamy osobną płytę wspornikową (rys. 26).
3. Płyta chodnikowa spoczywa na wspornikach, jak przy moście drogowym na stacji w Samborze (rys. 27).
4. Podpieramy chodnik belką skrajną niższą i węższą (rys. 28) jak przy moście kolei Villach Rosenbachtal, przyczem może płyta też wystawać (rys. 29).

Rury wodociągowe, gazowe, kable mogą albo spoczywać na płycie (rys. 29) pod chodnikami, albo być zawieszane (rys. 30), co wskazanem jest, gdy rura jest wielką, albo można je ułożyć na wsporniku (rys. 31). Przy mostach łukowych umieszczamy je w nadsypce pod pomostem (rys. 32). W rysunku 26 moment jest ujemnym, więc uzbrojenie umieszczone jest u góry. W rys. 27 płyta spoczywa na wspornikach, więc uzbrojenie jest u dołu. Jeżeli urządzamy rozpory lub poprzecznice, to w ich przedłużeniu dajemy też zwykle wsporniki (rys. 27). Prostopadle do prętów niosących dajemy w wspornikach co 20 do 30 *cm* pręty stężające 6 do 8 *mm* grube. Zazwyczaj wkładki są z żelaza okrągłego, w wiadukcie w parku Takoma (rys. 33) widzimy wyjątkowe wkładki tęgie i jówki.

Największą rozpiętość ma kładka na Schwarzy w Payerbachu (rys. 34), a to rozpiętość w świetle $l_1 = 26.0$ *m*, teoretyczna $l = 27.5$ *m*, wysokość $h = 1.62$.

Mosty kolejowe używane są do 13.5 *m* rozpiętości, a doświadczenie ¹⁾ okazało, że trzymają się bardzo dobrze. Oprócz podanych powyżej zalet należy jeszcze wymienić z powodu przeprowadzenia żwirówki przez most: *a)* tłumienie turkotu, *b)* spokojną jazdę, *c)* łatwość przesunięcia toru, *d)* zmniejszenie niebezpieczeństwa przy wykolejeniu. Zwykle dajemy pod każdy tor cztery belki (rys. 28) rzadziej dwie (rys. 20). Według normali austriackich jest $h = \frac{l}{7}$ do $\frac{l}{10}$, $b = 30$ do 45 *cm*, grubość płyty $e = 20$ do 25 *cm*.

§ 11. Pomost mostów belkowych.

Pomost (n. *Brückentafel*, fr. *tablier d'un pont*, a. *roadway of a bridge*, r. *мостовая насталка*) może być rozmaity, jak dla mostów żelaznych ²⁾, więc pokryciem pomostu może być żwirówka, asfalt, bruk. Na rys. 35 widzimy bruk kamienny, a zarazem rynnę i krawężnik (n. *Bordschwelle*, fr. *bordure*, a. *kerbstone*, r. *бордюрный камень*, w. *pietra di decorazione*) chodnika. Krawężniki mogą być albo kamienne, albo betonowe, te ostatnie ochraniaemy wstęgą lub kątownką (rys. 36). Dla kładek i chodników używamy często asfaltu lanego na 10 *cm* warstwie betonu albo warstwy zendrówki w zaprawie wa-

¹⁾ P. XV. Ergänzungsband des Organs f. Fortschr. des Eisenbahnwesens.

²⁾ Por. autora M. Blas., str. 81 i nast.

piennej lub piasku. Na drodze jezdnej dajemy nieraz pokrycie z warstwy asfaltu ubijanego 5 *cm* grubej, którą układamy na warstwie betonu 15 do 25 *cm* grubej tak, że grubość całego pokrycia wynosi 20 do 30 *cm*.

Przy mostach kolejowych (n. *Eisenbahnbrücke*, fr. *pont de chemin de fer*, a. *railway bridge*, r. железнодорожный мостъ, w. *ponte ferroviario*) dajemy zwykle żwirówkę i drewniane podkłady poprzeczne. Wyjątkowo widzimy przy moście kolei Bergamo-Valle Brembane (rys. 37) podkłady podłużne, spoczywające prawie wprost na belkach w odpowiednich wycięciach. Podobny ustrój widzimy też przy dwojakach (n. *Zwillingsträger*, fr. *poutre jumelle*, *poutre à caisson*, a. *coupled girder*) (rys. 38) tej samej kolei. Użycie dwojaków da się usprawiedliwić tylko tam, gdzie jest mała rozporządzalna wysokość ustroju.

Ze względu na odwodnienie dajemy powierzchni drogi spad poprzeczny, a to:

dla żwirówki	4	do 5.5%
„ bruku	2.5	„ 4%
„ asfaltu	1.25	„ 2%

Chodniki urządzamy także w spadzie, a to:

dla płyt kamiennych	2.5%
„ asfaltu	2%

Wodę zbieramy przy krawężniku w rynnach (rys. 39) i odprowadzamy w pewnych odstępach na zewnątrz rurą. Rys. 40 przedstawia odwodnienie powierzchniowe rurą przed poręczą. Poza poręcz wody nie odprowadzamy, aby zapobiec zanieczyszczeniu i zamoknięciu gzymsu.

§ 12. Łożyska.

Przy małych mostach o rozpiętości 8 do 10 *m* często kładziemy belki żelbetowe wprost na mur przyczółka, zazwyczaj na ciosy podporowe (rys. 41). Mur, względnie cios dobrze się wygładza zaprawą cementową, na to daje się tekturę, a potem ubija się beton płyty belki. Zazwyczaj łączymy końce belki poprzeczną skrajną, która także opiera się o mur i przyczynia się do lepszego rozdziału ciśnienia. Aby krawędź ciosu przy ugięciu nie została uszkodzoną, należy ją zaokrąglić. Tarcie wielkie sprawia, że takie łożysko (n. *Auflager*, *Lager*, fr. *support*, *coussinet*, a. *support*, *bolster*, *bearing*, r. подушка, cz. luzko, łożisko, w. *soporte*) możemy uważać za stałe; lepiej

więc drugie łożysko zrobić ruchome, podkładając pod belkę warstwę asfaltu, lub grafitu między blachami (rys. 42), a przy większych rozpiętościach nad 10 m dając łożysko z żelaza lanego (rys. 43) lub z blachy, przytwierdzonej do wmurowanej kątówki, jak przy kolejach austriackich (rys. 44). łożysko żelazne smarujemy tłuściością lub grafitem, aby zmniejszyć tarcie, albo też robimy łożysko przesuwowe żelazne, złożone z dwu płyt żelaznych (rys. 45), bo współczynnik tarcia żelaza o żelazo jest znacznie mniejszym. Wynosi on w przybliżeniu dla łożyska bez płyty żelaznej 0.75, dla jednej płyty 0.45, dla dwu płyt 0.15. Innego rodzaju łożysko przesuwowe widzimy przy moście na Ergolz w Szwajcarii (rys. 42). Wymiary płyty wyznaczamy ze względu na ciśnienie betonu. Przyjąwszy $\sigma_0 = 25 \text{ kg/cm}^2$, otrzymamy:

$$b' l' = \frac{O}{\sigma_0} = \frac{O}{25}, \dots \dots \dots 2)$$

jeżeli b' i l' oznaczają szerokość i długość płyty łożyskowej w *cm*, O ciśnienie podporowe w *kg*.

Na rys. 6 widzimy przy przepustach kolei bawarskich leżącą ijówkę spoczywającą na szynie, wmurowanej w przyczółku. Na rys. 46 widzimy wreszcie łożysko kuliste mostu Montbrillant na stacji w Lozannie.

Rzadko używamy łożysk wałkowych (rys. 45), a to gdy chodzi nam bardzo o zmniejszenie tarcia przy wąskich a wysokich filarach. łożysko tu przedstawione lepiej wyznacza punkt zaczepienia oddziaływania, niż łożysko płaskie przy wiadukcie pod Gastein (rys. 49). Wyjątkowo widzimy przy moście w Kristianstad (Szwec.) (rys. 48) łożysko półwałkowe¹⁾ z betonu owijanego. Zwykle łożysko znajduje się pod każdą belką. Odstęp punktów zaczepienia oddziaływania od krawędzi e powinien wynosić ze względu na naprężenia w murze 35 do 50 *cm* najmn. $e = 0.2 + 0.015 l$, 3)

e i l w *m*.

Na filarach używamy także często łożysk żelaznych (rys. 50), podobnie, jak na przyczółkach. Zamiast tego możemy użyć łożysk żelbetowych, jak przy moście w Oelsnitz (Przedar) (rys. 51) lub w Kiergom kolei Lipsk-Hof (rys. 52). Przy moście na Neckarze (rys. 53) i przy moście w Fryburgu w Bryzgowii (rys. 54), widzimy żelbetowe łożyska wahadłowe. Wreszcie

¹⁾ Por. aut. Mosty krat. żel., str. 181.

możemy utworzyć przegub niezupełny, przeprowadzając krzyżujące się pręty z filaru do belki, a szczelinę (rys. 55) wypełniając płytę ołowianą 5 mm grubą.

§ 13. Zakończenie podłużne mostu.

Zakończenie mostu może być takie, jak przy mostach żelaznych (rys. 41 i 43), gdzie na przyczółku znajduje się mur żwirowy (n. *Schottermauer*). Szczelinę między belką a murem musimy zakryć albo wkładką drewnianą (rys. 41), która ją wypełnia albo blachą (rys. 43), która przesuwając się może po kątówce. Zaoszczędzić można wiele, opuszczając zupełnie mur żwirowy, który zastępuje wtedy skrajna poprzecznicą (rys. 56). Przy wyższych belkach zamiast poprzecznicy dajemy płytę pionową skrajną (rys. 57).

Jeżeli mamy mur żwirowy, to Neumann¹⁾ twierdzi, że lepiej nie dawać poprzecznicy skrajnej. Na rys. 58 widzimy mur żwirowy oddzielony od belki szczeliną, nakryta tówką. Aby wypadkowa nie zbliżała się z nadto do krawędzi, ułożono blisko krawędzi trzy warstwy tektury.

Jeżeli płyta jest podparta poprzecznicą skrajną, to jest ona częściowo utwierdzona. Na rys. 59 widzimy zakończenie mostu na chodniku.

§ 14. Zakończenie poprzeczne mostu.

Mówiliśmy powyżej, że w kierunku poprzecznym możemy urządzić albo płytę wystającą, albo wsporniki albo dźwigary skrajne. Teraz chodzi jeszcze o ukształtowanie płyty na krawędzi mostu. Rysunki 60, 61, 62 przedstawiają trzy możliwe rozwiązania. Ustrój drugi jest w stosunku do pierwszego o tyle korzystnym, że obciążenie jest zmniejszone, za to belki są wyższe, mniej się uginają od sąsiednich, a stąd powstają naprężenia zginające w płycie. Dla ich zmniejszenia, trzeba użyć poprzecznic. Najlepszym i najtańszym byłby ustrój trzeci, jednak w części najwyższej płyty powstaje wielkie ciśnienie. Dlatego najczęściej używany jest ustrój pierwszy.

§ 15. Poręcze.

Przy mostach żelbetowych poręcze (n. *Geländer*, fr. *garde corps*, *parapets*, a. *bannisters*, r. *перила*, cz. *zabradli*,

¹⁾ P. Beton u. Eisen, 1918, str. 179.

w. *parapetto*) mogą być żelazne lub żelbetowe. Poręcze żelazne zabierają mniej miejsca, więc sklepienia mostów łukowych mogą być żelazne lub żelbetowe. Poręcze żelazne zabierają mniej miejsca, więc sklepienia mostów łukowych mogą być węższe, zatem tańsze.

Słupy poręczy żelaznych albo wpuszcza się w beton (rys. 63) i podpira zastrzałem (rys. 64), lub też przyśrubowuje się z dołu (rys. 65). Jeżeli chcemy całkowicie wyzyskać szerokość mostu, możemy przytwierdzić słup z boku (rys. 66). Zresztą co do ustroju poręczy żelaznych odsyłamy do podręcznika: „Mosty blaszane“, str. 128 i n.

Poręcze żelbetowe (rys. 67), jeżeli tworzą ścianę pełną, powinny być oddzielone od belek, bo inaczej, jako całość, uginają się razem z belką i wytwarzają niejasne działanie sił. Najlepiej urządzić słupy żelbetowe połączone stale z belką lub płytą i wsuwane w słupy lub pochwyty taflie żelbetowe, które tworzą ścianę przerywaną o słabem jednak połączeniu czopowym (rys. 68), lub przynajmniej utworzyć znaczne otwory w ścianie, jak przy moście pod Launheim (Wirt.) (rys. 69), lub przy moście na Lahnie pod Gräveneck (rys. 70).

Przy mostach łukowych wykonywamy zwykle poręcze dopiero wtedy, gdy sklepienie i nadmurowanie, względnie mury czołowe już stężeją i osiadają się, aby uniknąć możliwych pęknięć. Poręcze musimy zakotwić w sklepieniu lub płycie pomostowej (rys. 71). Czasem uzbrojenie poręczy stanowi dalszy ciąg uzbrojenia płyty, jak w kładce w Mannheimie (rys. 72). Ścianka poręczy jest zwykle pełna, przy ozdobniejszych mostach jednak urządzamy często otwory w rozmaite wzory (rys. 73 i 74).

Poręcze mieszane widzimy przy moście na Mozeli w Neveant (rys. 75). Słupki są żelbetowe a krata żelazna.

Przy ozdobnych mostach w mieście na poręczach stawiamy też kandelabry żelbetowe, jak to widzimy przy moście Augusty w Dreźnie (rys. 76). Są one silnie zakotwione.

§ 16. Mosty belkowe z pomostem dołem.

Jeśli rozporządzalna wysokość nie wystarcza na urządzenie pomostu górą, musimy urządzić pomost wgłębiony lub dołem.

Najmniejsza wysokość belek teowych dla mostów drogowych wynosi $\frac{l}{16}$, przy kładkach $\frac{l}{20}$. Jeżeli dodamy jeszcze nadsypkę żwirową 25 do 30 *cm* albo asfaltowe pokrycie 5 *cm*, otrzymamy dla pomostu żwirowanego najmniej $h' = \frac{l}{16} + 25$ do 30 *cm*, albo dla pokrycia asfaltowego $h' = \frac{l}{16} + 5$ *cm*, n. p. dla $l = 20$ *m* i pomostu żwirowanego otrzymamy $h' = \frac{20}{16} + 0.3 = 1.55$ *m*. Przy wykonanych mostach z pomostem górą dla tej rozpiętości wysokość h' wynosiła od 1.6 do 2 *m*. Jeżeli zatem tej wysokości nie mamy, urządzamy pomost dołem (rys. 77).

Pomost opieramy na poprzecznicach, umieszczonych w odstępach 1 do 4 *m*, średnio 2 *m*, których wysokość ze względu na stężenie belek głównych wynosić ma najmniej $\frac{1}{40}$ odstepu belek głównych. Przy odstępach poprzecznic większych, niż 1.8 *m*, dajemy jeszcze podłużnice (rys. 78), aby na nich oprzeć płytę, która w braku ich byłaby za grubą. Poprzecznice są w belkach głównych utwierdzone.

Połączenie poprzecznicy z belką główną musi być silne. Pręty poprzecznicy zakotwione są silnie w belkach głównych, jak to widzimy przy moście na kanale Ems-Wezera (rys. 79).

Belki główne mogą mieć albo pas górny równoległy do dolnego, jak przy moście na Mandau pod Warnsdorf (rys. 80), albo też paraboliczny, jak przy moście na Struszcze drogi Bogumin-Zabłocie (rys. 81), lub przy moście na Aachu pod Wehlhausen (rys. 82). Te ostatnie belki wymagają mniej materiału.

Często dla mostów kolejowych dla wzmocnienia przekroju poprzecznego urządzamy żebra zewnętrzne (rys. 83), czasem i przy mostach drogowych (rys. 83). Drogowe mosty budujemy jednak zazwyczaj bez żeber (rys. 66 *a*), jak przy moście w Freudenstadt (Wirtembergja) (rys. 85) lub przy mostach stanu Illinois (rys. 86).

Aby zmniejszyć ciężar belki głównej i oszczędzić na materiale, skupia się materiał wyższych belek w pasach, a ścianka jest wtedy znacznie cieńszą (rys. 85), pas górny robi się grubszy, dolny cieńszy (rys. 80), lub też robi się w niej na pewnej części belki wydrążenia najczęściej prostokątne, jak przy moście drogowym w Brettan w Badenji (rys. 84). Wydrążenia te są tem płytsze, im większa siła poprzeczna, najpłytsze przy podporach.

Przy moście na ul. Monroe w Brookland (rys. 87) mamy żelazną belkę kratową zupełnie obetonowaną.

§ 17. Belki bezprzekątniowe i kratowe.

Jeżeli zamiast wydrażeń urządzimy całkowite otwory prostokątne, jak przy moście w Freudenstadt (Wirt.) o rozp. 17 m (rys. 88), otrzymujemy belkę bezprzekątniową (n. *Pfostenfachwerk*, fr. *pont Vierendeel*, a. *Vierendeelbridge*, r. мостъ Вирандееля, w. *ponte Vierendel*) układu Vierendeela, która może być równoległą, gdy oba pasy są równoległe lub też wieloboczną o pasie górnym zakrzywionym (rys. 89 i 90)¹⁾.

Jeżeli otwory są trójkątne, otrzymujemy belkę kratową (n. *Gitterträger*, fr. *poutre en treillis*, a. *trellis girder, frame*, cz. *nosník přihradovy*, r. рѣшетчатая балка, w. *travi a traliccio*), która tak samo może być równoległą lub wieloboczną. Belki kratowe równoległe budujemy zwykle układu Visintiniego. Mogą być one o kracie równobocznej (rys. 91) albo co częściej o kracie prostokątnej, jak przy moście w Walding pod Lincem (rys. 92) lub przy moście na Czopawie pod Merzdorf (Saks.) (rys. 93) o rozp. 22 m. Belki Visintiniego wykonywamy zwykle fabrycznie i układamy na miejscu budowy gotowe jedna obok drugiej²⁾ dla małych rozpiętości. Dla nieco większych wykonywamy belkę na miejscu budowy, ale leżącą, a potem stawiamy ją pionowo. Dla większych rozpiętości mniej się one nadają.

Otwory belki Vierendeela stosujemy do siły poprzecznej. Grubość więc słupków ku podporom zwiększamy, a na podporach zazwyczaj nie robi się wcale otworów. Słupki oblicza się na całą siłę poprzeczną danego przedziału. Sposób obliczenia dość żmudny belki bezprzekątniowej podamy później.

Mörsch zwraca uwagę na wady belek bezprzekątniowych. Zdaniem jego są tu znaczne ugięcia pasów i słupków i wielkie siły ścinające.

W belce Visintiniego wkładki w pasach są zwykle okrągłe, przy większych rozpiętościach dajemy jednak w pasie dolnym czasami wkładki tęgie z otworami, w które wchodziły pręty kraty hakowato zakończone. Jeżeli wkładki są okrągłe, za-

¹⁾ Por. aut. Podr. Stat. Bud., str. 372.

²⁾ Por. §. 7 rys. 18

wieszamy na nich kratę (rys. 94), co ułatwionem jest przy kratce prostokątnej.

Pokład stanowią zwykle poprzecznicę, połączone płytą, utwierdzone stale w dźwigarach głównych (rys. 69). Wysokość poprzecznic przyjmujemy $\frac{b}{8}$ do $\frac{b}{10}$, jeżeli b oznacza odstęp dźwigarów głównych. Np. dla $b=6\text{ cm}$ przyjmujemy $h=60\text{ cm}$, zatem wysokość ustroju, jeżeli poprzecznicę leży 25 cm nad dolną krawędzią belki, dla pomostu żwirowanego $60+25+25=110\text{ cm}$, a dla pokrycia asfaltowego $60+5+25=90\text{ cm}$.

Poniżej podajemy wymiary niektórych wykonanych mostów z pomostem dołem.

T a b l. II.

Nazwa mostu	rozp. l	szer. b	belki głównej		odstęp od osi do osi a	poprzecznic		grub. płyty d	dźwigar
			h	b_1		wys. h'	odstęp a'		
			Przejazd w Borku (Wielkop.)	11·45		4·50	2·12		
Most na Weisseritz pod Dreznem . . .	15·0	4·00	1·95	0·40	4·40	0·43	2·00	0·13	„
Most Fr. w Buchelsdorf (Szląsk) . . .	20·20	5·00	2·00	0·45	5·45	—	1·00	0·10	„
Most w Freudenstadt drog. (Wirt.)	12·50	5·00	1·70	0·30	5·30	0·40	1·28	0·12	Vierend.
Most w Freudenstadt kolej. (Wirt.)	18·0	5·00	2·60	0·35	5·35	0·50	1·33	0·18	„
Most w Osoblodze (Szląsk)	23·60	6·00	3·45	0·40	6·40	—	1·82	0·30	„

Średnio w wykonanych mostach widzimy wysokość belek głównych $h=\frac{l}{8\cdot5}$ dla belek pełnych, zaś $h=\frac{l}{7\cdot5}$ dla kratowych.

Belki kratowe o większej rozpiętości mało są używane. Wykonywa się je na wzór belek żelaznych zwykle z pasem górnym parabolicznym, jak przy wiadukcie d'Avranches o rozp. 30 m (rys. 95). W pasie górnym użył tu Considère betonu owijanego z powodu wielkiego ciśnienia. Rys. 96 przedstawia most o belkach kratowych górnoparabolicznych w Montesquieu na Arizie o rozpiętości w świetle 30 m . Rysunek uwidoczni połączenie węzłowe. Obliczenia dokonano, jak dla mostu kratowego żelaznego, bez uwzględnienia sztywnego połączenia wę-

złów, co w tym wypadku może niezupełnie jest uprawiedliwionem. Rys. 90 przedstawia wreszcie most w La Louvière (Belgia) o rozpiętości 55·6 m. Pasy górne są we środku rozporą stężone. Na rys. 97 widzimy most na Ager pod Schwanenstadt o belkach zbieżnych.

Szczegóły belki kratowej z owinięciem według Mörscha widzimy na rys. 98, wedle których zbywające pręty z pasów przechodzą w ścięgna. Także wkładki zastrzałów są dobrze zakotwione.

Żelbet jednak nie nadaje się z natury swej do belek kratowych, bo najprzód pas dolny i ścięgna nie są wyzyskane, bo niesie tam tylko żelazo, a dalej z powodu trudności należytego ustroju węzłów. Więcej odpowiadają monolitycznej naturze żelbetu belki ramowe i bezprzekątniowe.

Jeżeli jednak używamy belek kratowych, to więcej wskazane są tu belki paraboliczne, gdzie siły w kracie są bardzo małe, niż belki równoległe.

§ 18. Mosty o belkach ciągłych.

Belki ciągle wymagają na filarach tylko jednego łożyska, więc węższych filarów i wykazują mniejsze momenty dodatnie od belek zwykłych, jednak wymagają równo wysokich podpór, o ile mają być tańsze. Jeżeli grunt jest niepewnym, lepiej dla małych rozpiętości, o których tu mowa, nie używać belek ciągłych. Ze względu na zmianę ciepłoty należy pomost i belki główne przerywać co 30 do 40 m. To ogranicza długość belek ciągłych.

Belki ciągle albo kładzie się na filary bez połączenia na łożysku (rys. 99), albo zwyczajnie łączy się belki z filarami. Jeżeli, jak to zwykle bywa, filary są cienkie i składają się z kilku słupów lub są ramowe, to należy przy obliczeniu uwzględnić stałe połączenie, które zmniejsza nieco moment dźwigarów, ale wywołuje moment w filarach, który koniecznie trzeba uwzględnić. Z powodu więc zwiększonej ilości materiału w filarach, a mało co mniejszej w belkach, nie opłaca się łączyć belek z filarami stałe, lepiej oprzeć je tylko na łożyskach, (rys. 50). Jeżeli belki spoczywają wprost na filarze, to uzbrojenie przedstawia się, jak na rys. 100. Jeżeli skrajne przęsła są ramowe, przez to znacznie zmniejsza się momenty w belce. Można też osiągnąć pewną oszczędność, przyjmując mniejszą

rozpiętość dla przęseł skrajnych, niż dla środkowych. Naprężenia zginające w filarze z powodu stałego połączenia są tem mniejsze, im mniejsza jest jego szerokość. Jako przykład podajemy przejazd nad koleją koło Donauwörth (rys. 101) i kładkę w Nakle (rys. 102).

Na podporach powstają momenty ujemne, a niema tam u dołu płyty. Dlatego zwykle, licząc dla przekroju prostokątnego, zmuszeni jesteśmy powiększyć w bliskości podpór wysokość belki. To jest powód zgrubień belek przy podporach. Jeżeli chcemy uniknąć za wysokich zgrubień, uzbrajamy ciśnioną część belki owinięciem (rys. 103), można też płytę przy filarze umieścić w dole (rys. 103 a).

Przy moście na Ergolz (Szwaj.) (rys. 104) widzimy wreszcie belki ciągle wystające.

§ 19. Mosty o belkach ciągłych przegubowych.

Jeżeli w belce ciągłej urządzimy przeguby, uczynimy ją statycznie wyznaczalną. W ten sposób osiągamy korzyści belki ciągłej zmniejszenia największych momentów, a usuwamy wadę wielkiego wpływu zmiany wysokości podpór. Oprócz tego już ze względu na zmiany ciepłoty i zsychnanie się betonu musimy urządzać co pewną długość przerwy. Urządzając przeguby przesuwalne, uwzględniamy tę potrzebę. Belek tych używamy zwłaszcza przy niepewnym gruncie i małej rozporządzałnej wysokości ustroju.

Most o belkach ciągłych przegubowych (n. *Auslegerbrücke*, fr. *poutre continue articulée*, a. *continuous beam with joints*, r. колѣнуатая многопролѣтная балка, w. *travi continue articolate*) zbudowano na kanale Begi (rys. 105). Z powodu nieodpowiedniego gruntu nie można było budować ani mostu sklepionego ani belki ciągłej. Przegub wykonano w ten sposób, że zmniejszono w tem miejscu o połowę wysokość belki wystającej i wiszącej, a drugą oparto na pierwszej za pomocą płyty ołowianej 10 mm grubej. Na jednym przegubie urządzono łożysko stałe, wbetonowując blachy, przeszkadzające przesunięciu. Strzemion użyto pochyłych.

Inny przykład widzimy na rys. 106, wiadukt pod Gastein, gdzie do podparcia belki wiszącej użyto łożyska żelaznego ukośnie ułożonego. Rys. 107 przedstawia przegub wiaduktu w Denver (Col.), gdzie belka wisząca zawieszona jest za po-

średnictwem czopów. Inny znów ustrój przegubu widzimy na rys. 108 przy moście na Saarze pod Völklin i na rys. 109 przy moście na Renie w Rheinfelden. Użycie łożyska ukośnego wywołuje oddziaływania ukośne, nie mamy wtedy już do czynienia z belką prostą; dlatego lepiej go nie używać.

§ 20. Mosty o belkach wystających i wspornikowych.

Statycznie wyznaczalne są mostowe belki wystające (rys. 110) (n. *Kragbalken*, fr. *poutre reposant en deux points d'appui intermédiaires*), które szczególnie nadają się przy wysokich stokach lub nasypach. Czasem zasypujemy wystające wsporniki, jak przy moście na Neckarze (rys. 111).

Dwie belki wystające przedzielone szczeliną zastępują (rys. 112) belkę ciągłą. Zwłaszcza nadają się one przy gruncie niepewnym. Długości ramion wystających nie mogą być za wielkie, bo w takim razie powstają też za wielkie ugięcia.

Przy mostach o belkach wspornikowych (n. *Konsoleträger*, fr. *poutre en console*, a. *cantilevered beam*, r. консольная балка, w. *trave a mensola*), na silnie zbudowanym szerokim filarze, opatrzonym zwykle z obu stron wspornikami (rys. 113), zawieszoną jest belka prosta wisząca. Wspornik przy brzegu jest sztucznie obciążonym. W ten sposób zmniejszamy znacznie rozpiętość belki, a zatem i moment dodatni i jej wysokość, która też wynosi przy odstępnie filarów 24 m tylko 90 cm.

Na rys. 114 przedstawiono most na Lublency w Lublanie, gdzie belka wisząca spoczywa na ramieniu ramy przyczółkowej.

§ 21. Mosty ramowe.

Jeżeli belkę połączymy ściśle z przyczółkami tak, że tworzyć będzie jeden dźwigar, otrzymamy ramę (n. *Rahmen*, fr. *maitresse ferme*, a. *frame*, r. pama, w. *telaio*, *cornice*). Rozróżniamy ramę jednoprzęsłową dwusłupową (n. *zweistieliger Rahmenträger*) (rys. 115), jeśli oprócz tego połączoną ona jest z filarami, ramę wieloprzęsłową (n. *mehrstielliger Rahmenträger*) (rys. 116 i 117). Jeżeli do ramy jednoprzęsłowej dodamy dwa wsporniki, otrzymamy wreszcie ramę wystającą (rys. 118), jak przy przejeździe pod Ummendorf. Koniec ramienia wystającego przytykamy zwykle do małego

murku oporowego i szczelinę zakrywamy. Ramiona wystające mogą też być zakryte i obciążone (rys. 118 a).

Najprostszym ustrojem jest belka żelbetowa, zakotwiona w przyczółku betonowym (rys. 119). Lepiej jednak wykonać całą ramę z żelbetu, przy czem stopy mogą być albo utwierdzone (rys. 115), albo też przegibnie na fundamencie osadzone, jak przy moście na Brdzie w Bydgoszczy (rys. 120). Utwierdzenie uzyskujemy zwykle przez znaczne rozszerzenie stopy (rys. 121), pomimo tego w rzeczywistości zwykle utwierdzenie nie jest zupełnem, co musimy uwzględnić przy obliczeniu. Możemy też przeguby umieścić w rozpórce, jak przy moście św. Jakuba w Lublanie (rys. 122), a wtedy mamy właściwie przyczółki wspornikowe i belkę prostą.

Przekrój ramy jest zwykle teowy, płyta może się znajdować po stronie zewnętrznej przyczółka (rys. 123) lub po stronie wewnętrznej przy ziemi (rys. 103), przy czem żebra są widoczne. W tym ostatnim wypadku jest łatwiejsze ograniczenie ziemi, wszystkie części dźwigaru są widoczne, za to wymaga ten ustrój bardzo silnego stężenia kątów, bo płyta tam jest w części ciągnionej.

Na rys. 125 widzimy przyczółki i osobno zbudowaną ramę z przegubami stopowymi. Jeżeli mamy liczyć ramę jako u dołu utwierdzoną, co możliwem jest tylko przy dobrym gruncie, to musimy fundament słupów znacznie rozszerzyć i słup z fundamentem dobrze połączyć. Wreszcie może być rama zamknięta (n. *vierseitiger Rahmenträger*), jaką widzimy przy mostach w stanie Jowa (rys. 126), drogowym w ul. Lagerhofstrasse. Dolny pręt może być tylko żelazny, albo też może być belka lub płyta żelbetowa. Przy lichym gruncie przedstawia taka rama zamknięta wielką sztywność.

Przy moście na Langenzug w Hamburgu widzimy wręście w przęśle skrajnem ramę, w pośrednich sklepienia (rys. 127) a przy kładce szwajcarskiej (rys. 128) ramę pięcioboczną ze względu na założenie schodów.

Ramy zamkniętych skrzynkowych używamy także często przy mostach, łączących dwa budynki (rys. 129).

§ 22. Dźwigary łukowo-belkowe.

Już przy ramach mamy do czynienia z parciem poziomem, jak przy łukach. Bardziej zbliżone do łuków są dźwigary łukowo-belkowe (n. *Bogenbalken*), będące czemś

pośredniem między belką prostą i łukiem. Mają one łożyska płaskie poziome i ukośne, działają więc częściowo jako belka, częściowo jako łuk, a mianowicie o tyle jako łuk, o ile tu słabsze przyczółki zdołają wywołać oddziaływanie poziome (rys. 130).

W stosunku do belek widzimy tu znacznie mniejszą grubość w kluczu np. na Dutzenteich w Norymbergji $\frac{h}{l} = \frac{1}{34}$.

Jako przykład podajemy most na Echez w Tarbes (rys. 131) i most kratowy na Columbii w Latourelle Falls (rys. 132).

§ 23. Mosty ukośne.

Mosty belkowe mogą też być ukośne, przyczem zastosować tu można to wszystko, cośmy mówili o mostach ukośnych drewnianych i blaszanych¹⁾. Przy bardzo wielkim ukosie robimy rzędy słupów równoległych do prądu, łączymy je parami belkami poziomymi prostopadłymi i na nich opieramy belki główne, jak to widzimy przy moście na dworcu w Stuttgardzie (rys. 133).

§ 24. Przerwy dla rozszerzania się.

Mówiliśmy powyżej, że co 20, najwyżej 40 m, musimy w budowlu żelbetowej urządzać przerwy dla rozszerzania się (n. *Ausdehnungsfuge*, *Trennungsfuge*, fr. *joint de dilatation*, a. *expansion joint*, r. компенсаторъ, раширытельный шовъ, w. *giunto di dilatazione*).

Przerwy należy w zasadzie tam urządzać, gdzie należy obawiać się pęknięcia, np. między dwiema częściami budowli statycznie w rozmaity sposób czynnemi. Przerwy w przekroju poprzecznym możemy urządzać w trojaki sposób: a) między podwójnymi belkami (rys. 134), b) w płycie tworzącej wsporniki (rys. 135), c) wstawiając osobną płytę między dwie belki (rys. 136). W przekroju podłużnym albo urządzamy przerwę nad podwójnym filarem (rys. 137), jak przy moście między Wolfurt i Kennelbach, albo też między filarami, urządając wsporniki (rys. 138).

Przerwy te muszą być ze względu na wilgoć starannie zakryte, zwykle dwiema blaszkami żelaznemi lub cynkowemi, zachodzącymi jedna na drugą (rys. 139), albo jedną blachą pętlicowato zagiętą (rys. 140), lub wreszcie płytami z pilśni asfaltowej (rys. 141).

¹⁾ Por. aut. Mosty blaszane, str. 56.

§ 25. Zestawienie wymiarów.

Zipkes podaje następane zestawienie wymiarów mostów żelbetowych.

Tabl. III.

Rodzaj belki	Wysokość ustroju		odstęp belek	najw. obciąż.		najw. rozp. l. m
	$\frac{l+30}{12}$ cm +5 pom. górą	żwir asfalt dołem		P w kg	p w kg/m^3	
Płyta	$\frac{l}{14}$ do $\frac{l+25}{16+5}$ cm	żwir asfalt	—	16 do 18	450	5
Belki teowe	$\frac{l}{12}$ do $\frac{l+30}{15+5}$	$\frac{b}{15}$ do $\frac{b+30}{16+5}$	1 do 1.7	18	450	22
Kładki	$\frac{l}{16}$	—	—	—	400	26.2
Belki ciągle	środek $\frac{l}{15}$ do $\frac{l+30}{18+5}$	—	1 do 1.7	10—12	400	25
	podpory $\frac{l}{10}$ do $\frac{l+30}{13+5}$	—				
Belki prostokątne	$\frac{l}{6}$ do $\frac{l}{8}$	$\frac{b}{15}$ do $\frac{b+30}{16+5}$	4 do 6	24	450	13
Belki Vierendeela	$\frac{l}{7}$ — $\frac{l}{9}$	$\frac{l}{15}$ do $\frac{l+30}{16+5}$	5 do 6	10 do 12	400	20
Belka Visintinięgo	$\frac{l}{15}$ do $\frac{l}{24}$	$\frac{b}{15}$ do $\frac{b+30}{24+5}$	—	14	560	24

Gehler zaś podaje następną tabliczkę dla średnich wymiarów mostu.

Tabl. IV.

Rodzaj belki	Wymiary w metrach						Stosunki			
	wys. belki	od- stęp	ding. wapor.	szer. belki	grub. płyty	l : h	l : a	c : a	h : b	h : d
	b	a	c	b	d					
Pom. górą, belki jednoprzęsłowe	1.0	1.47	0.85	0.36	0.18	13.5	9.0	0.61	2.8	5.9
" " " ciągle	0.95	1.87	0.74	0.37	0.17	15.2	8.3	0.42	2.8	6.1
" " " dołem, ścianka pełna	1.70	4.50	—	0.33	0.11	8.5	3.2	43	5.3	—
" " " z otwor.	2.5	5.35	—	0.35	0.11	7.5	3.6	52	7.1	—

Wreszcie podajemy tu zestawienie wykonanych większych mostów belkowych.

Tabl. V.

Nazwa mostu	rozp. <i>l</i>	wys. belki <i>b</i>	obciąż.	Ustrój
1. W La Louvrière (Belgja) . .	55·6	9·0	—	kr. wiel. bezprzek.
2. Beja w Tunisie	40	6·0	—	" " "
3. Parkowy w Temeswarze .	38·4	1·13 śr. 3·18 pod.	—	wystaj. przegub.
4. Wiktorji w Bydgoszczy . .	36·1	1·48	—	b. ramowa
5. Na Ager w Schwandenstadt	32·2	—	—	b. wiel. Visint.
6. „ Mangfall w Weyern . .	32	—	—	b. ciągła przeg.
7. „ Arizie w Montesquieu .	30	—	—	b. wiel. kratowa
8. Wiad. d'Avranches	30	—	kolej	" " "
9. Na Schwarzy w Payerbachu	27·5	1·60	kładka	belka teowa
10. Most w Bochum	26	2·22	—	b. wspornikowa
11. „ Ybbes w Unterzell . .	24·5	—	—	Vierendeela
12. W Kroźnie (Morawa) . . .	22	—	—	"
13. Na Warcie w Poznaniu . .	21	1·7	—	b. teowa
14. „ Oppie w Opawie	20	1·7	—	" "

IV. Obliczenie mostów belkowych.

§ 26. Ogólne uwagi.

Przy obliczeniu mostów inżynier może mieć dwojakie zadanie. Może chodzić o zaprojektowanie mostu, więc wyznaczenie potrzebnych wymiarów i najkorzystniejszego ustroju, albo o wyznaczenie naprężeń dla danego ustroju i danych wymiarów. W razie projektowania należy po wyznaczeniu wymiarów obliczyć potem zawsze naprężenia, aby się przekonać, czy nie są za wielkie lub za małe.

Najprzód należy ustalić obciążenie mostu¹⁾ i naprężenie dopuszczalne²⁾. Potem zastanowimy się nad ciężarem własnym.

Polskie przepisy ministerstwa robót publicznych z r. 1920. § 78. Natężenia dopuszczalne. 1. Natężenia dopuszczalne w betonie powinny odpowiadać wytrzymałości betonu po 28-dniowym normalnym tężeniu a natężenia w żelazie granicy płynności, względnie wytrzymałości żelaza. 2. Natężenie dopuszczalne należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości materiału, mnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające.

¹⁾ Por. autora Podr. Teorji M. cz. I, tom I, str. 12 i nast. i Tymcz. Przepisy budowy i utrzymania mostów drogowych z r. 1920.

²⁾ Por. autora Teorja Żelbetu str. 9.

Tabl. VI.

Materiał	Rodzaj natężenia	Spółczynnik zmniejszający	Najwyższa granica dla natężeń dopuszczalnych w kg/cm^2
Żelazo	Ciągnienie lub ciśnienie	0.25	1200
Beton	Ciśnienie: a) w dźwigarach prostych zginanych, w dźwigarach łukowych i ramowych, w słupach obciążonych mimośrodkowo . .	0.28	55
	b) w słupach i filarach przy osiowym obciążeniu	0.22	36
Beton nieuzbrojony	Ciągnienie	0.05	8

Natężenie dopuszczalne betonu na ścinanie może wynosić 0.025, wytrzymałości kostkowej najwyżej 5 kg/cm^2 .

3. Natężenia ukośne, obliczone statycznie, bez uwzględnienia wkładek żelaznych, nie mogą przekraczać wytrzymałości betonu ciągniętego, którą oznacza się na 0.10 wytrzymałości kostkowej betonu po 28-dniowym normalnym tężeniu. Jeżeli już po spełnieniu tego warunku natężenia przekraczają 0.025 wytrzymałości kostkowej betonu, ewentualnie są większe od 5 kg/cm^2 , to należy nadmiar natężeń przenieść na wkładki ukośnie odgięte i na wiązania poprzeczne (strzemiona).

Wiązania poprzeczne (strzemiona) należy rozmieścić także na tej części dźwigarów, na której wedle powszechnie przyjętego obliczenia statycznego okaże się, że są niepotrzebne.

§ 79. Opór przeciw wyciąganiu żelaza z betonu (przyczepność). 1. Dla zabezpieczenia współdziałania wkładek żelaznych z betonem — siły wewnętrzne, jakie według obliczeń statycznych działają na przekrój żelaza ciągniętego lub ciśnionego i starają się żelazo z betonu wyciągnąć, powinny być mniejsze, niż opór, jaki temu przesunięciu stawia połączenie betonu z żelazem. 2. Dla obliczenia oporu należy pomnożyć obwód wkładki przez długość od przekroju, w którym zaczepia największa siła wewnętrzna, do końca wkładki przez 2.5 kg na każdy cm^2 . 3. Dla wkładek żelaznych o końcach silnie w betonie zakotwionych można zwiększyć opór, obliczony według ust. 2. bieżącego §, o 40 do 50%, zależnie od pewności zakotwienia. Jeżeli druty są zakończone hakami, a średnica żelaza nie przekracza $\frac{1}{300}$ rozpiętości, to można obliczenia na przyczepność nie wykonywać § 80. 5. Wpływ skurczu betonu na powietrzu należy uważać za równoważny obniżeniu się temperatury o 15°C. § 68. 3. Ilość cementu nie może jednak w żadnym wypadku być mniejsza: a) dla betonu niewzmocnionego niż 10 kg na 1 m^3 kamienia, b) dla betonu wzmocnionego niż 300 kg na 1 m^3 kamienia. 4. Dla dźwigarów narażonych na zginanie największa ilość cementu nie może przekraczać 500 kg na 1 m^3 kamienia.

Rozp. austriackie z r. 1918 dla mostów drogowych.
§. 6. 1. Naprężenie dopuszczalne.

Tabl. VII.

Rodzaj materiału i naprężenia	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2				
	przy zginaniu i mimośrodkowym ciśnieniu		przy środkowym ciśnieniu	naprężenie na ścinanie i naprężenie główne	średnia przyczepność
	ciśnienie	ciągnięcie	ciśnienie		
I. Beton					
dla wytrzymałości kostkowej:	1)				
a) 170 kg/cm^2	33+0.2 l	{ 19+0.1 l } najwyżej 22	25	4	5
b) 150 „	29+0.2 l	{ 18+0.1 l } najw. 20	22	3.5	4.5
c) 130 „	25+0.2 l	{ 16.5+0.1 l } najw. 198	19	3	4
II. Żelazo:					
1. Na ciśnienie i ciągnięcie			800		900
do 10 m rozpiętości			770+3 l		860+4 l
nad 10 m „ najwyżej			1000		1150
2. „ ścinanie, wyjąwszy nity			600		700
3. „ „ nity			700		800
4. Ciśnienie na ściankę dziury			1600		1800
			żelazo spawane		żelazo zlewne

3. Przy udowodnionej wytrzymałości kostkowej betonu po 6-tygodniowym tężeniu najmn. 250 kg/cm^2 można w razie zginania i ciśnienia mimośrodkowego przyjąć ciśnienie $\frac{1}{6}$ wytrzymałości kostkowej, najwyżej 60 kg/cm^2 , ciągnięcie dopuszczalne 27 kg/cm^2 , przy środkowym ciśnieniu $\frac{1}{8}$ wytrzymałości kostkowej najwyżej 45 kg/cm^2 , naprężenia ścinające i główne zostają te same, co dla betonu z wytrzymałością kostkową najmn. 170 kg/cm^2 .

4. Dla żelbetu przeznaczony miękki beton (§ 10 ust. 3) musi wykazać najmniejszy stosunek mieszanki 280 kg cementu portlandzkiego na 1 m^3 mieszanki piasku i kamienia. Przy betonie płynnym należy ilość cementu powiększyć, co najmniej, o 10%.

§. 4 u. d. Przy zeskładach niosących, pracujących na zginanie, należy udowodnić także największe ciągnięcie w betonie, a to przyjmując współczynnik sprężystości betonu na ciągnięcie 56000 kg/m^2 równy 0.4 razy wielkości współczynnika sprężystości (ustęp 7 d).

§ 5. ust. 10. Płyt o mniejszej grubości, niż 8 cm , nie uwzględnia się w rachunku jako współdziałających.

5. Przy zgrubieniach i żłóbkach belek teowych przy podporach można naprężenie w włóknach skrajnych przy wytrzymałości kostkowej

1) l oznacza rozpiętość zespołu niosącego lub jego części w m .

Obliczenie na wyboczenie i przy ciśnieniu mimośrodkowym jak w budownictwie.

mniejszej niż 250 kg/cm^2 powiększyć w stosunku do podanych w ust. 1 ciśnienia mimośrodkowego o 20%, najwyżej do 50 kg/cm^2 .

Pruskie rozp. z r. 1916.

Tabl. VIII.

§ 18 ust. 3. Ciśnienie środkowe:

e) przy podporach mostów 30 kg/cm^2

4. Zginanie i ciśnienie mimośrodkowe:

Rodzaj budowli lub części budowli	Beton σ_b	Żelazo σ_z
	kg/cm^2	
d) Części mostów drogowych, wystawione bezpośrednio na wstrząśnienia przez wozy i walki parowe, bardzo silnie (n. p. przez ciężkie maszyny) wstrząsane nimi dźwigary i przejazdy	35	900
e) Inne części mostów drogowych	40	1000
f) Mosty pod torami przy żwirówce najmniej 30 cm grubej	30	750

8. Jeżeli przy obliczeniu statycznym uwzględnia się oprócz ciężaru stałego i najniekorzystniejszego obciążenia ruchomego (włącznie z siłą odśrodkową przy mostach kolejowych) także ciężar śniegu, największego parcia wiatru, opory hamowania i tarcia, a przy zeskładach statycznie niewyznaczalnych wpływ zmiany ciepłoty i kurczenia się (§ 15), dalej..., a więc wszystkie możliwe obciążenia, to można przy zestawieniu najniekorzystniejszym tych natężeń przekroczyć podane pod 3 i 4 ciśnienie betonu i ciągnięcie w żelazie o 30%, przyczem najdalsza granica dla naprężenia w żelazie jest 1200 kg/cm^2 , a ciśnienia betonu 60 kg/cm^2 .

9. Przy przegubach itd. można dopuszczać większe naprężenia.

§ 10. Naprężenie betonu na ścinanie nie może przekraczać 4 kg/cm^2 .

Naprężenie przyczepne nie może przekraczać 4.5 kg/cm^2 .

Przy obliczeniu zeskładów statycznie niewyznaczalnych i odkształceń sprężystych wedle fazy pierwszej należy przyjmować $n=10$, $E_b=210000 \text{ kg/cm}^2$.

§ 17 u. 5. Dla mostów pod torami kolei głównych należy dla uniknięcia pęknięć zastosować następujące zasady.

Przyпускаjąc $\sigma_z \leq 750 \text{ kg/cm}^2$ a $\sigma_c \leq 24 \text{ kg/cm}^2$, nie może dla tylko na zginanie pracujących belek teowych, których szerokość przyjęta w obliczeniu $b = a \cdot b$ (rys. 111 a), przekraczać stosunek uzbrojenia $\mu = \frac{F_z}{b_1 h}$ wedle tablicy wykreślnej (rys. 111 b).

W tym celu przyjmuje się najprzód wysokość żelaza h_1 i wyznacza w przybliżeniu $F_z = \frac{M}{(0.92 h_1 + \frac{d}{2}) \sigma_z}$. Ponieważ grubość płyty d jest

już poprzednio znana, to można także $\beta = \frac{\alpha}{h_1}$ i $\frac{\mu}{\alpha} = \frac{F_z}{d b}$ obliczyć. W tablicy

szukamy wtedy przecięcia linii β z linią $\frac{\mu}{\alpha}$ i odczytujemy α i μ .

Szukana szerokość więc $b_1 = \frac{b}{\alpha}$. Rzędna μ daje dla kontroli $\mu = \frac{F_z}{b_1 h_1}$.

Dla łuków, ram i innych statycznie niewyznaczalnych dźwigarów mostowych kolei głównych musi się wykazać także występujące ciągnięcie betonu z uwzględnieniem sił osiowych. Przytem należy przyjąć $n=15$, a tak obliczone ciągnięcie w betonie nie może przekroczyć 24 kg/cm^2 . Przytem należy uwzględnić zmianę ciepłoty i zsychnanie się betonu.

§ 17 u. 3. W belkach należy wykazać naprężenia ścinające τ_0 . Jeżeli wartość naprężeń ścinających obliczona bez względu na odgięte pręty i strzemiiona przekracza 14 kg/cm^2 , to należy rozszerzyć szerokość żebra, aż się osiągnie 14 kg/cm^2 lub niżej. Potem należy użyć takiego ustroju, aby natężenie ścinające w tych częściach budowli, w których naprężenia ścinające betonu, przekraczają 4 kg/cm^2 , zostały przejęte w zupełności przez pręty odgięte, strzemiiona lub jedne i drugie razem.

4. Naprężeń przyczepnych nie potrzeba obliczać, jeżeli końce prętów żelaznych zaopatrzy się w haki okrągłe lub ostrokątne, a przytem pręty nie są grubsze, niż 26 mm .

§ 18 u. 11. Przyczepność dopuszczalna wynosi 4.5 kg/cm^2 .

§ 18 u. 5. Na żądanie policji budowlanej należy wstawić przy słupach w mostach 1.5 razy ciężar ruchomy, wtedy jednak ważne są wartości $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ i $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Wyjątkowo można dla części budowli, które narażone są na bardzo silne wstrząśnienia (n. p. przez maszyny rotacyjne) żądać podwyższenia czynnika 1.5 najwyżej do 2.

Jeżeli liczy się z czynnikiem 1.5, to można przy podporach mostów przyjąć ciśnienie $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$.

§ 27. Ciężar własny.

Aby obliczyć ciężar własny, potrzebny jest przekrój poprzeczny i podłużny mostu. Na razie należy wymiary przyjąć wedle czucia inżynierskiego, względnie wykonanych mostów lub też wzorów, które poprzednio podaliśmy. Ciężar pokrycia pomostu możemy dokładnie obliczyć¹⁾. W szczególności otrzymamy dla bruku kamiennego 16 cm gr. na 5 cm warstwie piasku lub 2 cm warstwie zaprawy cementowej 500 kg/cm^2 , dla małego bruku 12 cm gr. na 4 cm warstwie piasku 340 kg/cm^2 , dla bruku drewnianego twardego 10.5 cm gr. na powierzchni betonu w asfalcie razem 11 cm gr. 150 kg/cm^2 , dla bruku drewnianego miękkiego, zresztą j. pow., 130 kg/cm^2 , dla asfaltu ubijanego 50 mm gr. 120 kg/cm^2 , dla żwirówki 25 cm gr. 500 kg/cm^2 , dla chodników z płyt granitowych 13 cm gr. na 5 cm warstwie żwiru 450 kg/cm^2 , dla płyt asfaltowych 3 cm gr. na betonie 70 kg/cm^2 , dla asfaltu lanego 3 cm gr. 70 kg/cm^2 , dla żwirówki 10 cm gr. 170 kg/cm^2 .

¹⁾ Ciężary gatunkowe p. autora Podr. Stat. Budow. III. wyd., str. 45 i nast. i Tymczasowe Przepisy polskie § 14.

Zachodzi teraz pytanie, jak się rozdziela ciężar własny na poszczególne belki. Rozdział równy na wszystkie belki zwykle nie odpowiada rzeczywistości, zwłaszcza, jeżeli belki skrajne są silniejsze lub inaczej obciążone (rys. 61 i 62). Rozkład ciężaru na poszczególne belki możnaby obliczyć pod różnemi założeniami: 1. Przypuszczamy, że płyty nad belkami są podzielone szwami i przenoszą ciężary jako belki w dwu punktach podparte. 2. Przypuszczamy, że płyta ciągła spoczywa na stałych podporach. 3. Przypuszczamy, że rozpory poprzeczne są nieskończenie silne, wskutek tego ciężar rozdziela się równo na wszystkie belki. 4. Uwzględniamy nierówne momenty bezwładności belek, przypuszczając równe ugięcie wszystkich belek wskutek silnych rozpór poprzecznych.

Ponieważ rozpory nie są nieskończenie silne, więc ugięcia nie będą zupełnie równe, założenie 4 nie odpowiada w zupełności. Dobrze jednak obliczyć ciężary na poszczególne belki wedle założenia 1 i 4 i albo do obliczenia każdej belki przyjąć większą wartość, albo co może wystarczyć, przyjąć średnią wartość.

§ 28. Obliczenie płyty.

Płyta spełnia rozmaite zadania. Najpierw przenosi ona ciężary, na nią działające, na belki, po drugie stanowi ona też części belek teowych, a w razie, gdy niema poprzecznic, ma dalsze zadanie usztywnić belki, względnie obciążenia jednych belek przenosi na inne.

Obliczenie dokładne natężeń w płytach jest ogromnie żwile i w praktyce nie do wykonania. Najprzód zakładamy dla obliczenia płyty, że ona spoczywa na belkach i nie jest z niemi połączoną (rys. 142). W rzeczywistości opór przeciw skręceniu belek działa korzystnie na płyty, ale go nie uwzględniamy. Drugie założenie polega na przyjęciu dla płyty ciągłej stałych podpór. Jest ono tylko wtedy uzasadnionem, gdy mamy silne poprzecznicę, które zmuszają belki do równych ugięć i jeżeli skrajne belki mają mniejszy moment bezwładności, niż średnie.

Jeżeli niema poprzecznic, to nie możemy robić tego założenia, a wtedy mogą momenty w płycie dla niektórych obciążeń wzrosnąć kilkakrotnie¹⁾. Z tego wypływa wniosek, że jeżeli mamy kilka belek głównych, należy zazwyczaj urządzać silne poprzecznicę.

¹⁾ Por. Handb. f. Eisenb. II. w. VI. t. str. 152.

Przepisy polskie z r. 1920 § 76. 6. Płyty dźwigarów teowych żelazno-betonowych należy obliczać jako belkę ciągłą. 7. Grubość płyty żelazno-betonowego dźwigaru teowego, o ile wypada z obliczenia mniejsza, niż 8 cm, należy zwiększyć przynajmniej do 8 cm.

Rozp. austr. z 1911 § 5, ust. 4. Płyty ciągle belek żebrowych można jednak obliczać bez względu na odkształcenia sprężyste belek jako na nich wolno spoczywające.

§ 16. u. 7. Obliczanie dźwigarów ciągłych należy zawsze wykonać dla najniekorzystniejszego położenia ciężarów, momenty dodatnie w środku przęsła należy uwzględnić.

A więc obliczać mamy płytę jako ciągłą na stałych podporach. Obliczenie dokładne dla tego założenia da się najłatwiej wykonać za pomocą linii wpływowych ¹⁾, które zwłaszcza są potrzebne dla częściowego obciążenia ciężarem jednostajnym.

Ciężary bowiem kół wozów i wałka rozkładają się przez żwirówkę pod kątem 45° ²⁾. Gehler rozpatruje trzy wypadki: I. jeżeli działa siła skupiona (rys. 143), II. jeżeli ta siła rozkłada się na długość $v = \frac{a}{2}$, III. jeżeli $v = a$. W każdym z tych trzech wypadków największy dodatni moment belki ciągłej:

$$M_m = \mathfrak{M}_m \mu, \quad \dots \dots \dots 4)$$

gdzie \mathfrak{M}_m oznacza najw. moment belki w dwu punktach podpartej dla tego obciążenia. Na rys. 144 przedstawiono wykreślić wielkość μ dla rozmaitych wypadków: a) belka w dwu punktach podparta $\mu = 1$, b) przęsło skrajne obciążone belki ciągłej, c) b. dwuprzęsłowa, obciążenie obu przęseł, d) średnie przęsło belki ciągłej dla równych rozpiętości, e) oba końcami utwierdzona. Pionowe I I, II II, III III oznaczają powyżej podane przypadki obciążenia. Dla pośrednich można z rysunku odczytać μ .

Jeżeli nie chcemy μ wyznaczać dokładnie z rysunku, lecz przyjmujemy dla μ średnie wartości, to otrzymamy w przybliżeniu:

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla skrajnego przęsła } \mu_g = \frac{3}{4}, \quad M_g = \frac{3ga^2}{32} \\ \text{„ „ „ } \mu_p = \frac{4}{5}, \quad M_p = \frac{pa^2}{10} \\ \text{„ „ „ } \mu_y = \frac{1}{3}, \quad M_y = \frac{ga^2}{25} \\ \text{„ „ „ } \mu_p = \frac{2}{3}, \quad M_p = \frac{pa^2}{12} \end{array} \right\} \dots \dots 5)$$

¹⁾ Por. aut. Podr. Teorji Mostów, cz. I., t. II., str. 88, i nast.

²⁾ Por. aut. Teorja żelbetu, str. 198, i nast.

Przypuśćmy, że na most działa ciężar R (rys. 146) między belkami A i B . Odstęp siły R od F niech będzie r , a ciśnienia na poszczególne belki A , B , C itd., to otrzymamy:

$$Rr = (5A + 4D + 3C + 2D + E)a \quad . \quad . \quad . \quad 7)$$

$$\text{ i } R = A + B + C + D + E + F \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 8)$$

Nazwijmy różnicę w ciśnieniu na dwie sąsiednie belki Δ , a stosunek $\frac{I_1}{I_0} = x$, jeżeli I_1 oznacza moment bezwładności belki skrajnej a I_0 belki średniej, to:

$$A = (C + 2\Delta)x, \quad B = C + \Delta, \quad D = C + \Delta, \quad E = C + 2\Delta, \quad F = (C - 3\Delta)x. \quad 9)$$

Wstawmy to w równ. 7) i 8), a otrzymamy:

$$5C(x+2) + 10\Delta x = \frac{Rr}{a} \quad \text{ i } \quad C(4+2x) - \Delta(x+2) = R. \quad 10)$$

Z tych dwu równań możemy wyznaczyć C i Δ , a gdy R , r i x są znane, możemy wyznaczyć wszystkie ciśnienia, a potem momenty i siły poprzeczne rozpory, podpartej na belkach skrajnych.

W rzeczywistości momenty będą mniejsze od obliczonych w ten sposób z powodu, że rozpory takie się ugną. Tego jednak już nie uwzględniamy.

§ 30. Największe ciśnienie na belkę.

Z równ. 10) otrzymamy:

$$C = \frac{Rr - 10a\Delta x}{5a(x+2)} \quad \text{ i } \quad \Delta = \frac{Rr - 5aC(x+2)}{10ax} \quad . \quad . \quad 11)$$

Z równań tych widzimy, że C i Δ są funkcjami pierwszego stopnia zmiennej r . Jeżeli więc dla dwu położań siły R wyznaczymy C i Δ , to dla tych dwu ilości wykreślić możemy linię wpływową, a z równ. 9) także i dla innych ciśnień. Linje wpływowe wskażą nam, czy dla pewnej belki należy całą szerokość mostu obciążyć, czy tylko część, bo n. p. dla obciążenia przedstawionego na rys. 146, ciśnienie w F jest ujemnem. Znając linię wpływową, łatwo już wyznaczymy najniekorzystniejsze obciążenie dla ciśnienia na każdą belkę.

Przykład. Wyznaczmy linię wpływową dla belki F (rys. 146), przyjmujemy:

$$R = 1, \quad \text{dalej niech będzie } r = 4.5a, \quad a = 1.5m, \quad x = 1.3,$$

to otrzymamy z równ. 10):

$$5C(1.3+2) + 13\Delta \cdot 1.5 = 4.5, \quad C(4+2.6) - \Delta(1.3+2) = 1, \quad \text{a stąd } C = 0.184t, \quad \Delta = 0.067t,$$

$$\text{więc:} \quad F = (0.184 - 3 \times 0.067)1.3 = -0.022t.$$

Dla $r = 2a$, otrzymamy:

$$[5C(1.3+2) + 13\Delta]1.5 = 2.1.5, \quad C(4+2.6) - \Delta(1.3+2) = 1,$$

$$\text{a stąd } C = 0.140, \quad \Delta = -0.0235, \quad \text{więc } F = (0.140 + 3 \cdot 0.0235)1.3 = 0.274t.$$

Na tej podstawie wykreśliliśmy linję wpływową *af* ciśnienia dla *F* (rys. 147) i punkt obojętny *K*.

Linje wpływowe dla innych punktów możemy też łatwo wyznaczyć, bo np. dla *C* mamy z poprzedniego dla $r=4.5a$, $c=0.184$, dla $r=2a$, $c=0.140$, więc proste *afc*. W ten sposób wykreśliliśmy linje wpływowe dla wszystkich belek.

Dotychczas obliczają mosty belkowe w dwojaki sposób, albo obliczają ciśnienie na jedną belkę, zakładając, że płyty spoczywają na belkach przecięte, nie uwzględniając więc współdziałania innych belek¹⁾, co widocznie jest za niekorzystnym, albo obciążając całą szerokość mostu i przypuszczając, że ciężar ten rozdziela się równo na wszystkie belki, co znowu jest za korzystnym, jak to widzimy z linij wpływowych.

Ponieważ wykreślenie linij wpływowych jest wcale nie-trudnym, więc należy dla każdej belki wyznaczyć za ich pomocą największe ciśnienie. Gdyby kto nie chciał używać tego sposobu, to należałoby obliczyć ciśnienie dla założenia I, belki luźne nie wspomagają się nawzajem i II, ciężar rozdziela się na wszystkie belki równo i z tych obu wyników wziąć średnią. Lepiej jednak wyznaczyć ciśnienie zapomocą linij wpływowych, przyczem, ponieważ linja wpływowa jest prosta, zamiast ciężaru jednostajnie rozłożonego możemy zawsze brać wypadkową.

§ 31. Obliczenie belek głównych.

Znając ciśnienia na belkę, możemy łatwo wedle zasad, podanych w teorii mostów, obliczyć w każdym punkcie największe momenty i siły poprzeczne dla belki prostej, ciągłej lub przegubowej.

Przy obliczeniu belek statycznie niewyznaczalnych przyjmujemy stałe *E* i moment bezwładności przekroju w fazie I. Zwykle przytem nie uwzględniają wkładek żelaznych, przez co nie popełnia się większego błędu, bo tu chodzi zawsze o stosunek momentów bezwładności.

Zwykła teoria belki ciągłej polega na założeniu przekroju stałego. Tutaj zgrubienia znaczne belki na podporach nie odpowiadają temu założeniu. Pomimo tego powszechnie tego się nie uwzględnia, co nie jest słusznem, jak to udowodnił Strassner²⁾. Wskutek zmiany przekroju następuje przesunięcie punktów stałych. Autor podaje tabliczkę, zapomocą której można to przesunięcie łatwo obliczyć.

1) P. Kersten: Brücken in Eisenbeton, cz. I., wyd. 3, str. 110.

2) P. art. Strassnera w Bet. u. Eis. 1912, str. 17.

Jeżeli nazwiemy długość zgrubienia $\alpha l = l_1, l - 2l_1 = l_2$, a stosunek momentów bezwładności $n = \frac{I}{I_a}$, to odstępów punktów stałych a i b otrzymamy:

$$a = \frac{l \eta'}{\eta + c_1 \left(\eta_1 - \frac{\eta_1' l_1}{l_1 - a_1} \right)}, \quad 12) \quad b = \frac{l \eta'}{\eta + c_2 \left(\eta_2 - \frac{\eta_1' l_2}{l_2 - b_2} \right)} \quad 13)$$

$$\eta' = 3 - 4\alpha(1-n) \quad 14) \quad \eta = 1 - \alpha^2(3 - 1.6\alpha)(1-n) \quad 15)$$

a_1 i b_1 są to odstępów poprzedniego przęsła.

Tabl. IX. dla α i n .

α	$n = 1/5$		$1/10$		$1/15$		$1/20$	
	η'	η	η'	η	η'	η	η'	η
0.1	0.9773	2.680	0.9744	2.640	0.9735	2.6268	0.9730	2.620
0.125	0.9650	2.600	0.9586	2.550	0.9571	2.5335	0.9564	2.525
0.150	0.9503	2.520	0.9441	2.460	0.9421	2.4402	0.9410	2.430
0.200	0.9136	2.360	0.9028	2.280	0.8992	2.2536	0.8974	2.240
0.250	0.8710	2.200	0.8438	2.100	0.8483	2.0671	0.8456	2.050
0.300	0.8185	2.040	0.7959	1.920	0.7884	1.8804	0.7845	1.860
0.350	0.7608	1.880	0.7309	1.740	0.7210	1.6938	0.7160	1.670
0.400	0.6976	1.720	0.6598	1.560	0.6472	1.5072	0.6409	1.480

α	$n = 1/30$		$1/40$		$1/50$	
	η'	η	η'	η	η'	η
0.1	0.9725	2.6136	0.9723	2.6100	0.9716	2.608
0.125	0.9557	2.5170	0.9553	2.5125	0.9551	2.510
0.150	0.9400	2.4204	0.9395	2.4150	0.9381	2.412
0.200	0.8956	2.2272	0.8947	2.2200	0.8942	2.216
0.250	0.8429	2.0340	0.8416	2.0250	0.8469	2.020
0.300	0.7808	1.8408	0.7789	1.8300	0.7777	1.824
0.350	0.7110	1.6476	0.7085	1.6350	0.7070	1.628
0.400	0.6346	1.4544	0.6315	1.4400	0.6296	1.432

Wpływ zgrubień może być bardzo znacznym, dla belki ciągłej trzyprzęsłowej ($l_1 = l_3 = 8.8, l_2 = 7.6 m$) otrzymuje Strassner momenty największe.

Tabl. X.

	Z uwzględnieniem zgrubień	Bez uwzględnienia zgrubień	Różnica
Przęsła skrajne mom. dodatnie	6.421 tm	9.296 tm	-45%
" średnie " "	3.534 "	6.534 "	-85 "
Moment na podporach . . .	16.630 "	13.630 "	+22 "
" " przyczółku . . .	15.760 "	13.000 "	+21 "

Dla przybliżonego wyznaczenia wymiarów belki teowej podaje Melan następane wzory: Niech $x = \frac{\sigma_2}{\sigma_b}$, $p\%$ procent uzbrojenia ze względu na $b_1 d$, więc $F_x = \frac{p\%}{100} b_1 d$, M moment przypadający na jedną belkę, a otrzymamy:

Tabl. XI.

x	M	przekrój płyty $(a-b_1)e \leq$
15	$(0.12 p_6 - 0.0113) b_1 d^2 \sigma_6$	$\varepsilon (0.198 p_6 - 0.289) b_1 d$
20	$(0.16 p_6 - 0.0055) b_1 d^2 \sigma_6$	$\varepsilon (0.270 p_6 - 0.260) b_1 d$
25	$(0.20 p_6 - 0.0021) b_1 d^2 \sigma_6$	$\varepsilon (0.355 p_6 - 0.240) b_1 d$
30	$(0.24 p_6) b_1 d^2 \sigma_6$	$\varepsilon (0.450 p_6 - 0.225) b_1 d$
35	$(0.28 p_6 + 0.0013) b_1 d^2 \sigma_6$	$\varepsilon (0.556 p_6 - 0.214) b_1 d$
40	$(0.32 p_6 + 0.0022) b_1 d^2 \sigma_6$	$\varepsilon (0.675 p_6 - 0.207) b_1 d$
45	$(0.36 p_6 + 0.0028) b_1 d^2 \sigma_6$	$\varepsilon (0.850 p_6 - 0.203) b_1 d$

Dla $e = 0.2 d$, $\varepsilon = 1$, przyjęto $a = \frac{d}{10}$. Dla innych wartości:

$$\varepsilon = \frac{12 - 0.1 \kappa}{13.5 - 0.5 \left(\kappa + 15 \frac{e}{d} \right)} \quad \dots \quad 16)$$

§ 32. Belka ciągła, połączona stałe z filarami.

Jeżeli belki połączone są z filarami, to należy tę okoliczność przy obliczeniu uwzględnić¹⁾, co jednakże jest bardzo żmudnem. Ostenfeld²⁾ ustawił przybliżone wzory dla stałego utwierdzenia słupów i obciążenia ciężarem jednostajnie rozłożonym. Najniekorzystniejsze obciążenie jest takie samo, jak dla zwykłej belki ciągłej. Z rys. 148 mamy:

$$X''_r - X'_r = \Delta X_r. \quad \dots \quad 17)$$

Wyznaczamy teraz kąty nachylenia stycznych do belki α'_r , na lewo od słupa r , α''_r , na prawo od słupa i τ_r słupa (rys. 149):

$$\alpha' = \frac{p_r l_r^3}{24 EI} + \frac{l_r}{6 EI} (X''_{r-1} + 2 X'_r),$$

przyczem E i I są stałe dla belki. Tak samo będzie:

$$\alpha'' = \frac{p_{r+1} l_{r+1}^3}{24 EI} + \frac{l_{r+1}}{6 EI} (2 X''_r + X'_{r+1}), \text{ a kąt}$$

$$\tau_r = \frac{h_r}{4 EI_s} \Delta X_r. \text{ A że } \tau_r = \alpha''_r = -\alpha_r,$$

to gdy nazwiemy momenty dla belki zwykłej w dwu punktach podpartej $\mathfrak{M}_r = \frac{1}{8} p_r l_r^2$, $\mathfrak{M}_{r+1} = \frac{1}{8} p_{r+1} l_{r+1}^2$, dalej

$$\pi'_r = \frac{3 h_r}{4 l_r} \frac{I}{I_s}, \quad \pi''_r = \frac{4 h_r}{4 l_{r+1}} \frac{I}{I_s}, \quad \dots \quad 18)$$

to otrzymamy: $\left. \begin{aligned} \pi'_r \Delta X_r - \frac{1}{2} X''_{r-1} - X'_r &= \mathfrak{M}_r \\ \pi''_r \Delta X_r + X''_r - \frac{1}{2} X'_{r+1} &= -\mathfrak{M}_{r+1} \end{aligned} \right\} \dots \quad 19)$

¹⁾ P. Podr. Teor. M. część I. t., II. wyd. 2, str. 114, Ritter: Graphische Statik III., str. 125, Bleich: Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes 1918, str. 108.

²⁾ P. Hand. f. Eisenb. VI., str. 222.

ważn

Z równ. 17) i 19) otrzymamy równanie momentów podporowych:

$$\left. \begin{aligned} & -\frac{1}{8}(1+\pi'_{r-3})\Delta X_{r-3} + \frac{1}{4}(1+\pi'_{r-2})\Delta X_{r-2} - \frac{1}{2}(1+\pi'_{r-1})\Delta X_{r-1} \\ & - (1+\pi'_r + \pi''_r)\Delta X_r - \frac{1}{2}(1+\pi''_{r+1})\Delta X_{r+1} + \frac{1}{4}(1+\pi''_{r+2})\Delta X_{r+2} \\ & - \frac{1}{8}(1+\pi''_{r+3})\Delta X_{r+3} \dots = \dots - \frac{1}{8}\mathfrak{M}_{r-3} + \frac{1}{4}\mathfrak{M}_{r-2} + \\ & - \frac{1}{2}\mathfrak{M}_{r-1} + \mathfrak{M}_r - \mathfrak{M}_{r+1} + \frac{1}{2}\mathfrak{M}_{r+2} - \frac{1}{4}\mathfrak{M}_{r+3} + \frac{1}{8}\mathfrak{M}_{r+4} \dots \end{aligned} \right\} 20)$$

Wstawiając wartości za r 1, 2... n , otrzymamy n równań z n niewiadomymi.

Jeżeli mamy dwa przęsła (rys. 150), to otrzymamy jedno równanie momentów podporowych $(1+\pi'_1 + \pi''_1)\Delta X_1 = \mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2$, a stąd:

$$\Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2}{1 + \pi'_1 + \pi''_1} \dots \dots \dots 21)$$

Największe ciśnienie na filar otrzymamy dla obciążenia obu przęseł całkowitego, jak dla belki ciągłej zwykłej, a odnośnie:

$$\Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_1^g - \mathfrak{M}_2^g}{1 + \pi' + \pi''} \dots \dots \dots 22)$$

Największy moment dodatkowy ΔX_1 otrzymamy przy obciążeniu jednego przęsła $q=p+g$, drugiego tylko g .

$$\text{najw. } \Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_{1q} - \mathfrak{M}_{2g}}{1 + \pi'_1 + \pi''_1} \dots \dots \dots 23)$$

Jeżeli belka jest trzyprzęsłowa (rys. 151) to otrzymamy:

$$\Delta X_1 = \frac{[\frac{3}{4}(1+\pi''_2) + \pi'_2]\mathfrak{M}_1 - [\frac{1}{2}(1+\pi''_2) + \pi'_2]\mathfrak{M}_2 + \frac{1}{2}\pi'_2\mathfrak{M}_3}{(1+\pi'_1 + \pi''_1)(1+\pi'_2 + \pi''_2) - \frac{1}{4}(1+\pi'_1)(1+\pi''_2)} \dots 24)$$

ΔX_2 otrzymamy, zamieniwszy znaczki 1 na 2, a π' na π'' .

Najw. ciśnienie na filar otrzymamy jak dla zwykłej belki ciągłej, a odnośnie

$$\Delta X_1 = \frac{[\frac{1}{2}(1+\pi') + \pi''](\frac{3}{2}\mathfrak{M}_{1q} - \mathfrak{M}_{2g}) - \frac{1}{2}\pi''\mathfrak{M}_{1g}}{[\frac{3}{2}(1+\pi') + \pi''][\frac{1}{2}(1+\pi') + \pi'']} \dots 25)$$

Największy moment dodatkowy otrzymamy:

$$\text{najw. } \Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_{1q} - \frac{2}{3}\mathfrak{M}_2''}{1 + \pi' + \frac{2}{3}\pi''} \dots \dots \dots 26)$$

Przykład. Dane $l_1=l_2=10$ m (rys. 150), $h=5$ m, $\frac{I}{I_s} = \frac{150000}{15000} = 10$, $g=1$ t/m, $p=0.8$ t/m. Mamy więc $\pi'_1 = \pi''_2 = \frac{3}{4} \frac{1}{10} \cdot 10 = 3.75$.

Otrzymamy więc z równ. 17):

$$\Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_{1q} - \mathfrak{M}_{1g}}{1 + 2 \cdot 3.75} = \frac{\frac{1}{8} 0.8 \cdot 10^2}{8.5} = \frac{10}{8.5} = 1.177 \text{ t/m} = 117700 \text{ kg/cm.}$$

Moment M_1 obliczymy w znany sposób dla obciążenia jednego przęsła ciężarem g , drugiego g ,

$$M_1 = -\frac{g l^2 + g l^2}{16} = -\frac{l^2}{16}(g+g) = -\frac{10^2}{16}(1.0+1.8) = -17.5 \text{ tm.}$$

1) Por. autora Podr. Teor. Most. część I., tom II., wyd. 2, str. 25.

Robimy teraz $BB'=M_1$ (rys. 152), łączymy A i C z B_1 i wykreślamy w obu przeszłach zwykłą powierzchnię momentów. Teraz musimy wyznaczyć momenty X'_1 i X''_1 z równ. 19). Dla $r=1$ jest $X''_0=0$ i $X'_2=0$, więc:

$$X'_1 = \pi''_1 \Delta X_1 - \mathfrak{M}_1 = -3 \cdot 75 \cdot 1 \cdot 177 - \frac{1}{8} 1 \cdot 10^2 = -16 \cdot 92 \text{ tm}$$

$$X''_1 = -\pi''_1 \Delta X_1 - \mathfrak{M}_2 = +3 \cdot 75 \cdot 1 \cdot 177 - \frac{1}{8} 1 \cdot 8 \cdot 10^2 = -18 \cdot 08 \text{ tm}$$

Wedle 17) $-18 \cdot 08 + 16 \cdot 72 = 1 \cdot 18$ zgodnie z poprzednim. Jeżeli teraz zrobimy $B_1 B_2 = 16 \cdot 92$ a $B_1 B_3 = 18 \cdot 08$ i wykreślimy AB_2 i CB_3 , to mamy wyznaczone momenty.

Przyjmijmy w tym przykładzie grubszy filar tak że $\frac{I}{I_s} = \frac{1500000}{1000000} = 1 \cdot 5$ i wykonajmy jeszcze raz powyższy rachunek, to otrzymamy:

$$\pi'_1 = \pi'_2 = \frac{3}{4} \frac{5}{10} \cdot 1 \cdot 5 = 0 \cdot 5625, \quad \Delta X_1 = \frac{\frac{1}{8} 0 \cdot 8 \cdot 10^2}{1 + 2 \cdot 0 \cdot 5625} = 4 \cdot 7 \text{ tm}$$

$$X'_1 = -0 \cdot 5625 \cdot 47 - \frac{1}{8} 1 \cdot 10^2 = -2 \cdot 64 - 12 \cdot 5 = -15 \cdot 14$$

$$X''_1 = 0 \cdot 5625 \cdot 47 - \frac{1}{8} 1 \cdot 8 \cdot 10^2 = +2 \cdot 64 - 22 \cdot 5 = -19 \cdot 86.$$

Jeżeli teraz wykreślimy $B_1 B'_2 = 15 \cdot 1$, $B_1 B'_3 = 19 \cdot 86$, to widzimy, że teraz utwierdzenie wywiera znaczniejszy wpływ na momenty. Zmniejszenie momentów dodatnich nie jest wielkiem, za to zwiększenie momentu ujemnego po prawej stronie wynosi do 140%. Jeżeli $l_1 = l_2$, to można udowodnić, że $B_2 B = B B_3$ tak, że nie trzeba osobno liczyć X'_1 i X''_1 .

Z równ. 21) widzimy, że moment dodatkowy jest w stosunku odwrotnym do π , a to zaś zależne jest od $\frac{h}{l}$ i $\frac{I}{I_s}$. Im słup jest stosunkowo niższy i grubszy, tem większe ΔM . Ponieważ przez to na belce bardzo mało oszczędzamy, a słup jest znacznie kosztowniejszy, więc jeżeli filary łączymy stale z belką, powinniśmy słup zrobić tak cienki, jak tylko można. Wtedy w belce momenty prawie się nie zmieniają, a w słupie też moment jest małym.

§ 32. Rama.

Zastanówmy się najprzód nad ramą dwusłupową. Teorja ramy dwusłupowej przegibnie podpartej i utwierdzonej jest za obszerna, aby ją tu wykładać¹⁾. Dla mostów obliczamy ramy na podstawie linii wpływowych. Jeżeli obliczamy ramę jako przegibnie podpartą albo jako utwierdzoną, to należy te warunki podparcia urzeczywistnić. Przegub możemy dobrze wykonać, ale zupełne utwierdzenie trudno osiągnąć. Zwykle mamy wtedy do czynienia z utwierdzeniem niezupełnem, zależnem od szerokości podstawy i ściśliwości gruntu. Należy wtedy wyznaczyć momenty i siły podłużne i poprzeczne w każdym punkcie dla obu granicznych wypadków i przyjąć wartości pośrednie wedle

¹⁾ Wykłady moje o ramach jeszcze nie są drukiem ogłoszone.

stopnia utwierdzenia lub też dla pewności z obu wypadków większe.

Zmiany przekroju zwykle nie uwzględniamy, zwłaszcza wobec niepewności założenia co do utwierdzenia byłoby to niepotrzebnem utrudnieniem.

Zakończenia ramowego belki ciągłej (rys. 116) używa się często dla zmniejszenia momentów dodatnich w przęsłach skrajnych. W przybliżeniu możemy takie ramy obliczać w ten sposób, że słup narożny obracamy o 90° i uważamy go za przęsła belki ciągłej. Słup będzie miał inny moment bezwładności I' . Uwzględnimy to w przybliżeniu, jeżeli przy wykreśleniu przesuńniętej podporowej ¹⁾ odcinamy zamiast $\frac{l}{3}$ $\frac{l}{3}$ $\frac{l'+l}{l' \frac{I}{I'} + l}$.

Na parcie poziome i momenty ma wielki wpływ wartość $K = \frac{I}{I'} \frac{h}{l}$. Im większe K , tem mniejsze jest utwierdzenie belki poziomej, tem większe są momenty dodatnie. Utwierdzenie jest tem większe, im K jest mniejsze, więc im grubsze i niższe są słupy $\left(\frac{I'}{I} \frac{l}{h}\right)$.

Projektując most ramowy mamy dane l i h , przekroje słupa i rozpory, a więc stosunek $\frac{I'}{I}$ przyjmujemy na razie wedle uczucia, obliczamy stąd K , momenty i siły podłużne, a na tej podstawie przekroje. Wtedy okaże się, że K wypada inne. Wiemy jaki wpływ ma K na momenty i uwzględniając to, przyjmiemy inne wymiary i inne K . Dopiero osiągnąwszy zgodność, możemy przystąpić do dalszych obliczeń i projektowania.

§ 34. Belki bezprzekątniowe.

Belka bezprzekątniowa o n przedziałach jest $3n$ razy statycznie niewyznaczalną. Ponieważ n jest zwykle równe 8 do 12, więc używając zwyczajnej metody dla belek statycznie niewyznaczalnych, otrzymujemy tak wiele równań, że ich rozwiązanie przedstawia wielkie trudności. Dlatego w praktyce używane są sposoby przybliżone.

Pierwszy sposób przybliżony podał inż. Vierendeel, który te belki wprowadził do budowy mostów. Przecina on

¹⁾ Por. aut. Podr. Teor. Most. część I. tom II, wyd. II, str. 76.

belkę płaszczyzną poziomą przez punkty zwrotne słupów (rys. 153). Z trzech ilości, które w płaszczyźnie przecięcia należy umieścić X, Y, Z , dwie są wiadome $Z=0, Y=Q$, trzecią X trzeba wyznaczyć.

Autor robi założenie: *a)* że odkształcenia wskutek sił podłużnych i poprzecznych są bardzo małe, tak, że można je pominać, *b)* że momenty bezwładności pasu górnego i dolnego są równe. Z tego wynika, że dla belki równoległej punkt zwrotny słupa leży w połowie wysokości, a z ciężaru węzłowego P_r przypada połowę na $P'_r = P''_r$.

Jeżeli nazwiemy nieznanne siły poziome r -tego słupa π_r , to Vierendeel otrzymuje:

$$\pi_{r+1} = \pi_1 + \frac{6a}{h} \Sigma_0 \pi - \frac{6a}{h^2} M_{r, r+1} \dots \dots \dots 27)$$

Dla belki wielobocznej (rys. 154) otrzymuje on:

$$\begin{aligned} \pi_{r+1} = & h_r^2 \frac{3h_{r+1} - h_r}{2h_{r+1}^2} \pi_r - 2a \frac{3h_r h_{r+1} + k_r^2}{2h_{r+1}^3} \Sigma^r \pi_0 + \\ & - 3a \frac{h_r + h_{r+1}}{2h_{r+1}^3} M_{r+1} + a^2 \frac{2h_r + h_{r+1}}{2h_{r+1}^3} Q_r \dots \dots \dots 28) \end{aligned}$$

$M_{r, r+1}$ oznacza moment ze względu na środek przedziału, h_r wysokość punktu zwrotnego słupa W nad pasem dolnym.

Równanie 27) i 28) dają nam π_{r+1} w kształcie różnicy i wymagają bardzo dokładnego obliczenia wyrazów. Inż. Balicki¹⁾ obliczył dla belki równoległej tablice dla linii wpływowych sił π .

Oprócz Vierendeela podali sposoby obliczenia belki bezprzekątniowej Frandsen, Ostenfeld, Marms, Mann, zakładając, że I_g dost. $\sigma = I_d$.

Wspomniemy tu jeszcze o sposobie przybliżonym Podolskiego²⁾. Robi on tylko założenie *a)*, momenty bezwładności przyjmuje w ogólności dla obu pasów różne. Podolski oblicza najprzód siły wewnętrzne pierwszorzędne, potem drugorzędne.

Zbadajmy najprzód siły wewnętrzne pierwszorzędne w belce równoległej (n. *Parallelträger*, fr. *poutre parallèle*, a. *parallel trussed girder*, r. балка съ параллельными поясами, w. *trave parallele*) (rys. 155).

Ponieważ $M = S_1 h = S_2 h$, więc:

$$S_1 = S_2 = \frac{M}{h} \dots \dots \dots 29)$$

¹⁾ P. Balicki. Einflusslinien für die Berechnung paralleler Vierendeel-Träger Forscherh. H. XII. 1916.

²⁾ Belki bezprzekątniowe. Moskwa 1909.

Dalej mamy $S_1 = F_g \sigma$, $S_2 = F_d \sigma$, przyczem σ należy przyjmować w środku ciężkości przekrojów.

Siły wewnętrzne w słupach są to ciągnięcia lub ciśnienia, które przenoszą ciężary węzłowe na drugi pas. Jeżeli moment bezwładności jest równy, to $P_g = P_d = \frac{P}{2}$, jeżeli nierówny, to $P_g : P_d = EI_y : EI_d$. Jeżeli pomost górą, to powstaje ciśnienie P_g , jeżeli dołem to ciągnięcie P_d .

Narożniki są zawsze ciśnione i przenoszą połowę oddziaływania, względnie część odpowiednią do P_g .

W słupach działają siły ścinające. W punkcie zwrotnym siła ta

$$\tau = \frac{Q}{h_2} \dots \dots \dots 30)$$

przyczem h_2 oznacza odstęp środków ciężkości pasów, który wogóle przy obliczeniu powinniśmy wprowadzić jako h , więc

$\tau = \frac{Q}{h}$. Na jeden słup n -ty wypadnie więc (rys. 155):

$$I_n = (t_{n-1} + t_n) \frac{a}{2} = \frac{Q_{n-1} + Q_n}{2} \frac{a}{h} \dots \dots \dots 31)$$

Oprócz tego powstają siły wewnętrzne drugorzędne tak w pasach jak i w słupach.

Na słupy działają pionowe siły P i poziome T (rys. 156), które słup wyginają w kształcie litery S . W przybliżeniu otrzymamy wtedy:

$$M_0 = T \cdot \frac{h}{2} \dots \dots \dots 32)$$

Jeżeli utworzymy momenty w punkcie zwrotnym pasu, a więc w przybliżeniu w $\frac{a}{2}$, to:

$$M_g' = M_d' = \frac{Q_{n-1}}{2} \cdot \frac{a}{2}, \quad M_g'' = M_d'' = \frac{Q_n}{2} \cdot \frac{a}{2} \dots \dots \dots 33)$$

Przytem musi być:

$$\left. \begin{aligned} M_g - M_g' - M_g'' &= 0 \\ M_d - M_d' - M_d'' &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 34)$$

M_0 jest moment drugorzędny w słupie,

M' i M'' są momenty drugorzędne w pasie.

Jeżeli mamy belkę wieloboczną (rys. 157), to otrzymamy dla $h_c' = \frac{h_1 + h_2}{2}$.

$$S_2 \text{ dost. } \sigma_2 h_2' = M_2,$$

1) Por. aut. Pod. Stat. Bud., wyd. III., str. 192.

więc: $S_2 = \frac{M_2}{h_2}$ siecz. σ_2 , 35)

a dla pasu dolnego: $S_2' = \frac{M_2}{h_2}$ 36)

Jeżeli nazwiemy momenty bezwładności pasów prostopadłe do ich osi I_g i I_d , to dla przekroju pionowego $I_g' = I_g$ siecz³ σ , $I_d = \frac{b d'^3}{12}$, jeżeli $d' = d$ dost. σ .

Przypuszczamy, że: $\frac{P_d}{P_g} = \frac{I_d}{I_g}$ dost³ σ 37)

Stąd otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} P_g &= P \frac{2 I_g}{2 I_g + I_d (\text{dost}^3 \sigma_1 + \text{dost}^3 \sigma_2)} \\ P_d &= P \frac{\mathfrak{E}_d (\text{dost}^3 \sigma_1 + \text{dost}^3 \sigma_2)}{2 I_g + I_d (\text{dost}^3 \sigma_1 + \text{dost}^3 \sigma_2)} \end{aligned} \right\} \dots \dots 38)$$

Siły ścinające otrzymamy, jak przy belce równoległej:

$$T = \frac{Q' + Q''}{2} \frac{a}{h} \dots \dots \dots 39)$$

Siły drugorzędne w pasach i słupach otrzymamy analogicznie, jak w belce równoległej, jeżeli przekroje pasów równe,

$$Q_d' = Q' \frac{\text{dost } \sigma_1}{1 + \text{dost } \sigma_1}, \quad Q_g' = Q' \frac{1}{1 + \text{dost } \sigma_1} \dots \dots 40)$$

$$\left. \begin{aligned} M_d' &= Q_d' \frac{a}{2}, \quad M_d'' = Q_d'' \frac{d}{2} \\ M_g' &= Q_g' \frac{a}{2}, \quad M_g'' = Q_g'' \frac{a}{2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 41)$$

Podolski radzi, aby przy obliczeniu tymczasowem przekrojów według nateżeń pierwszorzędnych przyjąć nateżenie dopuszczalne żelaza niższe o 20 do 30%, betonu 20 do 40% ze względu na nateżenie drugorzędne.

Dla mostów trzebaby wyznaczyć linje wpływowe, które otrzymamy, jeżeli po kolei zaczepimy siłę = 1 w każdym węźle od 1 do $\frac{n}{2}$.

§ 35. Przykład obliczenia mostu drogowego.

Dane: Pomost górą, rozpiętość w świetle $l' = 12$ m, szerokość drogi jezdnej 5 m, 2 chodniki po 1.3 m. Obciążenie dla dróg II. klasy wedle rozporządzenia polskiego.

Wedle § 8 i 10 przyjmiemy odstęp belek głównych $a = 1.6$ m, występ płyty $c = 0.7$ m (rys. 158).

Z tabl. na str. 67 Teorii żelbetu widzimy, że dla $\sigma_b=45$ i $C=0.424$ jest $p' < 0.4$, jednak dla $C=0.424$, $\sigma_s=950$, otrzymamy $p'=0.7$, zaś $e_1 = 0.424 \sqrt{\frac{193500}{100}} = 18.6 \text{ cm}$.

Zostawimy więc $e=20 \text{ cm}$, $e_1=18.5 \text{ cm}$, 0.7% uzbrojenia, więc $F_s = \frac{100.185}{100} \cdot 0.7 = 13.0 \text{ cm}^2$, a więc na 1 m płyty 12 pręt. po 12 cm ; $F_s = 13.57$.

$$\text{Wtedy } z_1 = -\frac{15.13.57}{100} + \sqrt{\frac{15.13.57}{100} + 2.18.4} = 6.62 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2.193500}{100.6.62(18.4-2.2)} = 36.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{193500}{13.37(18.4-2.2)} = 894 \text{ kg/cm}^2.$$

Dla momentu ujemnego i przęseł średnich wystarczy mniejsze uzbrojenie dla $M=1.87 \text{ tm}$. W przybliżeniu możnaby przyjąć $F_s = 13.01 \frac{1.87}{1.935} = 12.5$.

Przyjmijemy na 1 m b. 11 prętów po 12 cm $F_s = 12.46 \text{ cm}^2$, wtedy:

$$z_1 = -\frac{15.12.46}{100} + \sqrt{\frac{15.12.46}{100} + 2.18.4} = 6.42 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{2.18700}{100.6.42(18.4-2.13)} = 35.8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_s = \frac{187000}{12.46(18.4-2.13)} = 922 \text{ kg/cm}^2.$$

Obciążenia płyty kolejką typu 8 nie uwzględniamy, bo ciśnienie koła znacznie jest mniejszem.

2. Obliczenie momentów belek głównych.

Odstęp punktów podparcia przyjmijemy, przypuściwszy, że łożysko leży w odstępnie 10 cm od krawędzi przyczółka,

$$l = 12 + 2.0.1 + 2.12.0.025 = 12.8 \text{ m}.$$

Wykreślmy teraz ciśnienie z powodu ciężaru własnego i linje wpływowe ciśnień na belki wedle § 30. Przyjmijmy tymczasowo wymiary belek $h = \frac{l}{12} = \frac{12.8}{12} = 1.07$, zamiast tego $h=120 \text{ cm}$, $b=40 \text{ cm}$, dla belki skrajnej 36 cm .

Ciężar własny wynosi wedle założenia I:

dla belki A z rysunku . . .	2185 kg
„ „ B „ . . .	2052 „
„ „ C „ . . .	3164 „

Wedle założenia IV. przyjmując równe momenty bezwładności na cały most 13938, na jedną belkę $\frac{13938}{5} = 2728 \text{ kg}$.

Dla wyznaczenia linii wpływowej dla belki E przypuśćmy, że siła $=1$ stoi w A, więc $r=4a$, to

$$1. r = (4A + 3B + 2C + D) a \text{ i}$$

$$1 = A + B + C + D + E.$$

Przyjeliśmy $x=1$, to $A=C+2\Delta$, $B=C+\Delta$, $D=C-\Delta$, $E=C-2\Delta$. Z tych równań otrzymamy $10C+10\Delta=4$ i $5C=1$, stąd $C=0.2$, $\Delta=0.2$, $E=0.2-2.0.2=-0.2$, $D=0$, $B=0.4$, $A=0.6$.

Dla $r=a$ mamy $10C+10\Delta=1$, $5C=1$, $C=0.2$, $\Delta=-0.1$, więc $A=0$, $B=0.1$, $C=0.2$, $D=0.3$, $E=0.4$.

Z kształtu linii wpływowych (rys. 159) widzimy, że musimy osobno obliczać momenty dla A , B i C . Ciężary przyjmujemy skupione.

Na belkę A ustawiamy 2 tylne koła wałka i wóz i otrzymamy:

$$(0.45+0.27)5.5+(0.09+0.04)3.5 \dots = 3.79 \text{ t}$$

$$\text{przednie koło wałka daje ciśnienie } 0.36.9 \dots = 3.24 \text{ ,,}$$

$$2 \text{ koła w drugim rzędzie } (0.09+0.04)3.5 \dots = 0.17 \text{ ,,}$$

$$\text{tłum ludzi na szerokości wałka } 2.3.3.4.0.45.0.36 = 1.27 \text{ ,,}$$

Układ ciężarów skupionych bez obciążenia chodnika uwidoczni-
liśmy na rys. 160.

Dla tego układu otrzymamy w znany sposób momenty, najw. $M=$
 $=19 \text{ tm}$.

Do tego dodać należy moment wskutek obciążenia lewego cho-
dnika $p=1.3.0.45.0.59=0.35 \text{ t/m}$. Mnożymy przez 0.59, gdyż ta rzędna linii
wpływowej odpowiada środkowi ciężkości tłumy na chodniku. Więc
 $M' = \frac{1}{3} 0.35.12.8^2 = 7.2 \text{ tm}$, zatem najm. $M_p = 19.0 + 7.2 = 26.2 \text{ tm}$.

Zbadajmy, czy obciążenie wozami typu 6 nie da większego mo-
mentu. Stawiamy na A jedno koło wozu, dalej drugie, a w drugim rzę-
dzie znowu dwa koła.

$$\text{Otrzymujemy ciśnienie } 3.5(0.445+0.345+0.20)=3.47 \text{ t}$$

$$\text{przednie koło ,, } 1.75.0.99 = 1.73 \text{ ,,}$$

Największy moment dla tego układu ciężarów skupionych otrzy-
mujemy 16.3 tm , więc mniejszy. Jeszcze należałoby zbadać pociąg typu 8
obok wozu typu 6.

Kładziemy na belkę A koło kolejki obok wóz, mamy wtedy ciśnienie,
gdy kolej nie zachodzi wcale na chodnik, dla kolejki $1.75(0.385+0.305)=1.21$

$$\text{ciśnienie wozu kol. } 0.5.0.69 \dots = 0.35$$

$$\text{,, tylnych kół wozu w drugim rzędzie } \dots = 0.33$$

$$\text{,, przednich kół ,, ,, ,, } \dots = 0.41$$

$$\text{,, tłum ludzi ,, ,, } 1.4.3.4.0.45.0.5 = 1.07$$

Więc w drugim rzędzie mamy tłum ludzi, a wtedy otrzymamy
najw. moment $M=14 \text{ tm}$, więc także mniejszy.

Ostatecznie dla belki A powiększymy moment dla typu 6, 7, 8
o 40%, najw. $M_p = 19.0.1.4 + 7.2 = 33.8 \text{ tm}$.

$$\text{Dla ciężaru własnego } M_g = \frac{1}{3} 2.73.12.8^2 = 55.8 \text{ tm}$$

$$\text{Najw. moment całkowity } \dots = 89.6 \text{ ,,}$$

Dla belki B ustawiamy ciężary tak samo i otrzymamy z linii
wpływowej.

$$2 \text{ tylne koła wałka i 2 koło wozu } 5.5(0.33+0.21)+3.5(0.18+0.04)=3.74 \text{ t}$$

$$\text{przednie koło wałka } 9.0.0.29 \dots = 2.61 \text{ ,,}$$

$$2 \text{ koła wozu w drugim rzędzie } 3.5(0.18+0.04) \dots = 0.77 \text{ ,,}$$

$$\text{tłum ludzi na szerokości wałka } 2.3.3.4.0.45.0.29 \dots = 1.02 \text{ ,,}$$

$$\text{więc na jedną osź wozu } \dots = 0.51 \text{ ,,}$$

Układ ciężarów skupionych przedstawiono na rys. 160 *a*. Dla tego
układu najw. $M_p = 19.5 \text{ tm}$. Do tego obciążenie lewego chodnika $p=1.3, 0.45 \times$
 $0.4 = 0.234$. $M = \frac{1}{3} 0.234.12.8^2 = 4.5 \text{ tm}$, więc najw. $M_p = 19.5.1.4 + 4.8 = 32.1 \text{ tm}$,
dla ciężaru własnego 55.8 tm . Najw. moment całkowity 87.9 .

Obciążeń wozami typu 6 i kolejką typu 8 nie badamy, bo od razu widzimy, że otrzymamy moment mniejszy.

Dla belki C możemy ustawić także tak samo ciężary, bo linja wpływowa jest tu poziomą.

$$2 \text{ tylne koła walka i wóz dają ciśnienie } 0.2(2.5.5+2.3.5)=3.6 \text{ t}$$

$$\text{przednie „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ } 0.2.9 = 1.8 \text{ „}$$

$$2 \text{ koła wozu w drugim rzędzie . . } 0.2(2.3.5) = 1.4 \text{ „}$$

$$\text{tłum ludzi w pierwszym rzędzie } 3.4.2.3.0.45.45.0.2 = 0.7 \text{ „}$$

Układ ciężarów skupionych przedstawiono na rys. 160 b. Do tego obciążenie obu chodników $p=2.0.2.1.3.0.45=0.234$, więc $M=\frac{1}{8}0.234.12.8^2=4.8 \text{ tm}$, więc najw. $M_p=1.4.21+4.8=34.2 \text{ tm}$, a $M_g=55.8$, więc najw. moment całkowity 90.0 tm .

3. Obliczenie przekrojów belek głównych. Naprężenie dopuszczalne przyjmujemy, jak pierwiej, dla betonu $\sigma_b=45 \text{ kg/cm}^2$, dla żelaza $\sigma_z=950 \text{ kg/cm}^2$.

Belka A jest niesymetryczna. W przybliżeniu obliczamy ją jako symetryczną, przyczem b_1 przyjmujemy ze względu, że jest prawie najbardziej obciążoną od razu $b_1=40 \text{ cm}$, dalej $d=120 \text{ cm}$, $e=20 \text{ cm}$, $d_1=110 \text{ cm}$, zaś c wedle przepisów (§ 76.8), gdy $a=1.6-0.4=1.2$, $l=12.8$, więc

$$\frac{a}{2} = \frac{1.2}{12.8} = 0.094, \quad \alpha = 0.5 \alpha = 0.6, \quad \text{więc } b = 2.0.6 + 0.4 = 1.6 \text{ m, przytem } \frac{0.6}{0.2} = 3 < 8.$$

$$\text{Mamy więc } \frac{b_1}{b} = \frac{1}{4}, \quad \delta_1 = \frac{20}{110} = 0.182, \quad x = \frac{950}{45} = 21. \text{ Z tabl. X. otrzymamy}$$

$$\text{przez interpolację } M = (0.168 p_b - 0.0048) b_1 d^2 \sigma_b = 896000 (\alpha - b) e \geq \varepsilon (0.288 p_b - 0.254) b_1 d. \text{ Przyjąwszy } b_1 = 40 \text{ cm, } d = 120 \text{ cm, otrzymamy } 0.168 p_b - 0.0048 = \frac{8960000}{40.120^2.45} = 0.346, \text{ stąd } p_b = 2.09\%. \text{ Dalej otrzymujemy:}$$

$$\varepsilon = \frac{12 - 0.1.21}{13.5 - 0.5.36. \frac{4.0}{12.8}} = 0.94, \quad \text{więc drugie równanie:}$$

$$0.94(0.288.2.09 - 0.254) 40.120 = 1543$$

$$(160 - 40)20 = 2400 > 1543.$$

Więc zostawiamy zrobione założenia. Uzbrojenie będzie:

$$F_z = \frac{2.09}{100} \cdot 40.120 = 100.3 \text{ cm}^2.$$

Przyjmijmy 10 prętów po 36 mm, więc $F_z = 101.7$. Zbadajmy teraz naprężenia:

$$z_1 = -\frac{120.20 + 15.101.7}{40} + \sqrt{\left(\frac{120.20 + 15.101.7}{40}\right)^2 + \frac{120.20^2 + 30.101.7.110}{40}}$$

$$z_1 = -98.1 + \sqrt{9623.6 + 9590.2} = 40.5 \text{ cm.}$$

$$I_1 = \frac{1}{8}160.40.5^3 - \frac{1}{8}120(40.5 - 20)^3 + 15.101.7(110 - 40.5)^2$$

$$I_1 = 3542930 - 344605 + 7368540 = 10566900 \text{ cm}^4$$

$$\text{stad: } \sigma_b = \frac{8960000.40.5}{10566900} = 37.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{15.8960000(110 - 40.5)}{10566900} 900 \text{ kg/cm}^2.$$

Możnaby więc wkładki żelaza pomniejszyć. Spróbujmy, czy nie wystarczyłoby 10 prętów po 35 cm. $F_z = 96.21 \text{ cm}^2$. Wtedy:

$$z_1 = -\frac{120.20 + 15.96.21}{40} + \sqrt{\left(\frac{120.20 + 15.96.21}{40}\right)^2 + \frac{120.20^2 + 30.96.21.110}{40}}$$

$$z_1 = 96.1 + \sqrt{9235 + 9139.4} = 39.8 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{1}{3} 160.39.8^3 - \frac{1}{3} 20(39.8 - 20)^3 + 15.96.21(110 - 39.8)^2$$

$$I_1 = 3362389 - 190496 + 7096500 = 10268400$$

$$\text{stąd } \sigma_b = \frac{8960000.39.8}{10268400} = 34.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{15.8960000(110 - 39.8)}{10268400} = 921 \text{ kg/cm}^2, \text{ co zostawiamy.}$$

Belka B. Pierwsze równanie otrzymamy:

$$0.168 p_b - 0.0048 = \frac{8790000}{40.120^2.45} = 0.339, \text{ stąd } p_b = 2.04\%.$$

Drugiego równania nie potrzeba sprawdzać, bo rozumie się dla mniejszego momentu przekrój betonu wystarczy. Mamy zatem $F_z = \frac{2.04}{100} \cdot 4800 = 97.9 \text{ cm}^2$. Ponieważ dla nieco większego o 2% momentu $F_z = 96.21$ wystarczyło, więc mogliśmy przyjąć 8 prętów 39 cm czyli $F_z = 95.57$. Ze względu na bardzo małą różnicę przekroju żelaza i ze względu na pożądaną jednostajność, zostawiamy tu taki sam przekrój 10 prętów po 35, $F_z = 96.21 \text{ cm}^2$. Wtedy mamy:

$$\sigma_b = 34.7 \frac{87.9}{39.6} = 34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 921 \frac{87.9}{39.6} = 904 \text{ ,,}$$

Belka C. Pierwsze równanie otrzymamy:

$$(0.168 p_b - 0.0048) = \frac{9000000}{40.120^2.45} = 0.347, \text{ stąd } p_b = 2.09.$$

Drugiego równania także nie potrzeba. Ponieważ uzbrojenie wypadło takie same, jak dla A, więc przyjmujemy, jak pierwszej, 10 prętów 35 cm, a naprężenia będą:

$$\sigma_b = 34.7 \frac{90.0}{39.6} = 34.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 921 \frac{90.0}{39.6} = 925 \text{ ,,}$$

Na tych samych zasadach należy teraz obliczyć dla belek A, B i C najw. Q, a stąd wyznaczyć odgięcie prętów i odstęp strzemion.

4. Obliczenie tężników poprzecznych. Dla ciężaru własnego mieliśmy wedle założenia I:

	A	B	C
Dla równego rozdziału	2185	3052	3164 kg
założenie IV.	2729	2729	2729 ,,
	+ 544	- 323	- 435 kg

Jeżeli odstęp tężników jest 12.8 : 4 = 3.2 m, to na jeden tężnik przypadają 3.2 większe siły, zatem:

$$1741 \quad 1034 \quad 1392 \text{ kg (rys. 161)}$$

Otrzymamy więc momenty z powodu ciężaru własnego:

$$M_g \quad 0 \quad 2.8 \quad 3.9 \text{ tm}$$

Przypuśćmy teraz, że siła Q=1 działa w A, to znaleźliśmy ciśnienia 0.6, 0.4, 0.2, 0, -0.2, 1-0.6 = 0.4 oznacza ciśnienie w A do góry.

Mamy teraz belkę podpartą w *A* i *E* i momenty:

$$0 \quad -0.64 \quad +0.64 \quad +0.32 \quad 0$$

Na rysunku 162 wykreśliśmy momenty i siły poprzeczne.

Jeżeli siła =1 działa na *B*, to otrzymamy momenty:

$$0 \quad -0.64 \quad -0.16 \quad 0 \quad 0$$

Jeżeli siła =1 działa w *C*, to otrzymamy momenty:

$$0 \quad -0.32 \quad -0.96 \quad -0.32 \quad 0$$

Siły poprzeczne otrzymamy, gdy siła działa w

	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>
<i>A</i>	0.4	0	-0.2	-0.2
<i>B</i>	-0.4	0.3	0.1	0
<i>C</i>	-0.2	-0.4	+0.4	+0.2

Na tej podstawie wykreśliśmy na rys. 163 linje wpływowe momentów i sił poprzecznych.

Aby wyznaczyć najw. *M* i najw. *Q* musimy obliczyć najpierw ciśnienie na rozporę. Linja wpływowa ciśnienia jest *abc* (rys. 164). Z tego widzimy, że oba koła tylne wałka dają ciśnienie z uwzględnieniem tłumy ludzi

$$2.55 + \frac{1.6 \cdot 2.3 \cdot 0.45 \cdot 0.8}{3.2} = 11 + 0.41 = 11.4 \text{ t.}$$

Przednie koło wałka daje ciśnienie 9 t.

$$\text{Dla tylnego koła wozu mamy} \quad C = 3.5 + \frac{1.6 \cdot 2.4 \cdot 0.45 \cdot 0.8}{2.3 \cdot 2} = 3.7 \text{ t}$$

$$\text{„ przedniego „ „ „ „} \quad C = 1.75 + 0.21 = 2.0 \text{ t}$$

$$\text{„ środkowego koła parowozu mamy} \quad C = 3.5 + \frac{2.3 \cdot 5.2 \cdot 45}{3.2} = 8.9 \text{ t}$$

Chcąc wyznaczyć najw. moment w *B*, ustawimy jedno tylne koło wałka w *A*, a obok wałka tylną oś wozu i otrzymamy:

$$\text{najw. } (-M_b) = -\frac{11.4}{2}(0.64 + 0.45) - 0.45 \cdot 1.5 \cdot 2.3 \cdot 0.24 - 1.3 \cdot 2.3 \cdot 0.45 \cdot 0.64 = \\ = 6.1 - 0.4 - 0.9 = -7.4 \text{ tm}$$

$$\text{najw. } (+M_b) = 2.3 \cdot 2.3 \cdot 0.45 \cdot 0.25 = +0.6.$$

Podobnie otrzymamy moment w *C*:

$$\text{najw. } (-M_c) = -\frac{11.4}{2}(0.96 + 0.1) - \frac{1.65 \cdot 0.5 \cdot 2.3 \cdot 0.45}{3.2} = -7.1 \text{ tm}$$

$$\text{najw. } (+M_c) = 2.1 \cdot 8 \cdot 0.45 \cdot 2.3 \cdot 0.5 = +1.9 \text{ tm}$$

Największe momenty więc otrzymamy:

	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
najw. $+M_p$	0	+0.6	+1.9	+0.6
„ $-M_p$	0	-7.4	-7.1	-7.4
M_q	0	-0.64	+0.64	+0.32
najw. $+M_q$	0	0	+2.54	+0.92
„ $-M_q$	0	-8.04	-6.46	-7.1

Teraz obliczymy przekrój wedle $M = 8.04 \text{ tm}$.

Przyjmijmy $b = 30$, $h = 110 \text{ cm}$. Mamy $\frac{M}{b} = -\frac{804000}{30} = 26800$, $\sqrt{\frac{M}{b}} = 164$. Jeżeli $d_1 = 100$, to $C = \frac{100}{164} = 0.61$, co odpowiada dla betonu i żelaza $p' < 0.4$

(Teor. Żelb., str. 67). Przyjmiemy więc $F_s = \frac{0.4}{100} 100.30 = 12 \text{ cm}^2$, zatem 6 prętów po 16 mm, $F_s = 12.02 \text{ cm}^2$.

Naprężenia otrzymamy teraz w następujący sposób:

$$z_1 = -\frac{15.12}{30} + \sqrt{\frac{15.12}{30} \left(\frac{15.12}{30} + 2.100 \right)} = 35.1 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2.804000}{30.35 \cdot 1(100-11.7)} = 20.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{804000}{12(100-11.7)} = 759 \text{ kg/cm}^2.$$

Ze względu na moment dodatni 0.92 należy dać także uzbrojenie małe dołem, więc 2 pręty po 16 mm.

W C mogłoby być uzbrojenie dla $-M$ mniejsze, dla $+M$ musi być większe. Damy więc górą 5 prętów po 16 cm, a dołem 3 pręty. Naprężenia możemy łatwo sprawdzić.

C. Mosty łukowe.

V. Kształty mostów łukowych i ustrój dźwigarów głównych.

§ 36. Uwagi ogólne.

Łuki i sklepienia budowano dawniej przeważnie z ciosów i cegieł. W połowie XIX. wieku zaczęto we Francji najprzód używać kamienia łamanego, a potem betonu. Najpierw używano betonu z cementu romańskiego i tak w r. 1816 zbudowano we Francji większy most betonowy na Dordogne pod Souillac, a w Szwajcjarji w r. 1840 most na Erlisbach pod Aarau. Z betonu z cementu portlandzkiego zbudowano pokrycie sklepienie potoku Gerbera w Szafuzie. W roku 1880 zastosował Köpcke do budowy mostów betonowych przeguby, które posunęły naprzód budowę mostów betonowych.

Wkrótce po wzięciu patentu przez Moniera w r. 1873 zaczęto budować mosty żelbetowe. Najstarszym mostem żelbetowym jest zbudowany w r. 1875 most w Chazelet w parku markiza Tilière o rozpiętości 16.5 m. Około r. 1890 powstają pierwsze mosty w Niemczech i Austrii (w Matzleinsdorf o rozp. 10 m). Od tego czasu zaczęto wszędzie budować coraz częściej mosty żelbetowe łukowe, a wiele z nich zbudowano także w Galicji według układu Hennebiqua. Oprócz korzyści wyliczonych w § 4 przedstawiają mosty łukowe żelbetowe w sto-

Widzimy więc, że przez powiększenie grubości sklepienia nie o wiele możemy powiększyć rozpiętość i że wogóle nie możemy dojść dalej, niż do 150 lub 160 *m*.

Naprężenia w sklepieniach wywołują momenty i siły podłużne, $\nu = \frac{N}{F} \pm \frac{Me}{I}$. Jeżeli oś sklepienia wpada na linię ciśnienia, $M=0$, a wtedy ν zależne od N . To dzieje się przy bardzo wielkich rozpiętościach sklepień, których kształt przyjmujemy wedle linii ciśnienia. Przy średnich rozpiętościach zawsze jeszcze wpływ siły podłużnej o tyle przeważa, że naprężenie jest dodatniem, ciśnieniem. Poniżej pewnej granicy rozpiętości występują już tak wielkie ciągnięcia, że musimy przy wyznaczeniu wymiarów je uwzględnić.

Z tego powodu dla małych rozpiętości, dla których wpływ ciężaru ruchomego jest wielki, powstają ciągnięcia i użycie żelbetu jest wskazaniem. Od owej granicy rozpiętości w górę dla rozpiętości około 40 do 50 *m* ciśnienie przeważa i wystarcza sam beton. Dopiero przy większych jeszcze rozpiętościach zmuszeni jesteśmy powiększyć σ_b , co możemy uzyskać wkładkami żelaznemi, a wreszcie owijaniem. Wielkie mosty budujemy więc znów żelbetowe.

Należy tu jeszcze wspomnieć o wpływie zmian ciepłoty, który jest tem większym, im mniejszem $\frac{f}{l}$. Dla łuków płaskich bezprzegubowych, dla $\frac{f}{l} \leq \frac{1}{8}$ ciągnięcia, powstałe z tego powodu, są tak wielkie, że spowodowałyby pęknięcia; dla takich mostów nadaje się znów żelbet.

Dla mostów betonowych możemy użyć betonu chudszego 1:5 do 1:8, dla żelbetowych musi on być tłusty 1:3 do 1:5.

Przyczółki betonowe z powodu małych stosunkowo ciśnień robimy z betonu chudego 1:6 do 1:12, przyczółki żelbetowe jak sklepienia z betonu 1:3 do 1:5.

Mosty ukośne kamienne przedstawiają wielkie trudności w wykonaniu ze względu na kamieniarkę, dlatego obecnie wyszły prawie zupełnie z użycia. Budujemy wtedy łuki betonowe lub żelbetowe.

§ 38. Mosty betonowe ¹⁾.

Mosty betonowe mogą być albo bezprzegubowe albo trójprzegubowe. Dla małych rozpiętości do 25 *m* wykonujemy za-

¹⁾ Por. M. K., str. 71.

zwyczaj mosty betonowe bezprzegubowe, dla wielkich rozpiętości, a zwłaszcza dla płaskich łuków ($\frac{f}{l} < \frac{1}{8}$), musimy użyć przegubów, aby się uwolnić od natężeń wskutek zmiany ciepłoty.

W „Mostach kamiennych“ II. wyd. podaliśmy na str. 71 kilka mostów betonowych wykonanych, dokąd czytelnika odsyłamy.

§ 39. Podział sklepień żelbetowych.

Sklepienia żelbetowe musimy podzielić najprzód ze względu na przekrój poprzeczny. Jeżeli przekrój ten jest prostokątny, mamy sklepienie pełne (n. *voll durchgehende Gewölbe*, fr. *voûte pleine*), jeżeli jest on teowy, mamy sklepienie łękowe, żebrowe, (n. *Rippengewölbe*, fr. *voûte pleine avec des nervures*).

Ze względu na kształt wkładek rozróżniamy sklepienia o wkładkach gibkich i sklepienia o wkładkach tęgich.

Nareszcie mamy jeszcze mosty żelbetowe o dwu lub kilku łukach, przyczem pomost znajduje się albo u góry albo też jest zawieszonym.

§ 40. Sklepienia pełne o wkładce gibkiej.

Wkładki żelazne są tu zwykle z żelaza okrągłego, jak w układzie Moniera, albo też ze szczególnie ukształtowanego żelaza, jak tego często w Ameryce używają, ustroju Johnsona, Ransoma, Thachera lub Kahna. Zwykle używane są tu tylko sklepienia bezprzegubowe. Grubość sklepienia zwykle powiększamy od klucza ku węzłowi tak, aby rzut pionowy wszystkich przekroi był równy.

Wkładki zwykle rozmieszczamy w równych odstępach, czasami jednak, jak przy moście na Irali w Hiszpanji (rys. 165) układa się je grupami pod słupami pomostowymi i łączy silnie rozporą kratową.

Stosunek strzałki do rozpiętości $\frac{f}{l}$ wynosi zwykle $\frac{1}{5}$ do $\frac{1}{10}$, grubość w kluczu od $\frac{l}{100}$ do $\frac{l}{160}$. Takie małe wymiary możliwe są tylko w żelbecie, gdzie ciągnięcie przechodzi na żelazo. Kształt osi sklepienia przyjmujemy zwykle wedle linii ciśnienia dla ciężaru własnego.

Przy bardzo małych rozpiętościach wystarcza jedna wkładka żelazna, składająca się z prętów niosących, zagiętych wedle krzywizny osi, i prętów rozdzielających prostych. Na skrzyżowaniach łączymy pręty cienkim drutem. W węzłowie część wkładki odginamy wedle rys. 166. Nie jest to jednak wskazaniem, bo w górnej części przekroju mogą także występować ciągnięcia, zatem lepiej dawać wkładki podwójne, przynajmniej na jedną czwartą część rozpiętości od węzłowie. Obecnie dajemy prawie zawsze podwójną wkładkę na całej długości sklepienia (rys. 167), jak przy moście Golfinger w Miluzie.

Rys. 168 przedstawia przepusty żelbetowe, używane w Ameryce, w których także przyczółki wykonano z żelbetu, rysunki 169 i 170 dwa mosty amerykańskie.

Zakotwienie sklepienia na przyczółku widzieliśmy w rys. 166 przy rozszerzonym przekroju. Inny przykład widzimy na rys. 171. Siły poprzeczne i ścinające są tu bardzo małe, pomimo tego zwykle dajemy strzemiona (rys. 167) co 50 do 80 *cm*, zwłaszcza przy większych rozpiętościach.

Jako dalsze przykłady podajemy most na Białce w Bielsku, zbudowany w 1894 o wymiarach $l=26\text{ m}$, $f=3\cdot04\text{ m}$, w kluczu $d_0=32\text{ cm}$, na podporach $d_1=45\text{ cm}$ (rys. 172).

W Ameryce widzimy takie same mosty, tylko wkładki mają inny kształt, i tak np. na rys. 173 widzimy most układu Thachera.

Przy układzie Lutena wkładka składa się z prętów okrągłych, odginanych ku górze w $\frac{1}{4}$ rozpiętości (rys. 174). Przy małych rozpiętościach łączą przyczółki sklepieniem dolnym, którego wkładki znoszą częściowo parcie sklepienia.

Największy most o sklepieniu pełnym z wkładkami gibkimi jest most na Izarze pod Grünwaldem o rozpiętości 70 *m* (rys. 175) i stalowych przegubach układu Wayssa, który różni się tylko od innych odgięciem wkładek. Na rys. 176 widzimy wręście most sklepiony ciągly z wkładkami owiniętymi.

§ 41. Sklepienia pełne z wkładkami tęgimi. Ustrój Wünscha.

Przy mostach z wkładkami tęgimi układa się w beton kątówki, ijówki, uwki, szyny kolejowe lub dźwigary blaszane lub kratowe w pewnych odstępach, 0·5 do 1 *m*.

Główną korzyścią tego ustroju jest to, że rusztowania mogą być znacznie słabsze, bo opierzenie możemy potem za-

wiesić na wkładkach żelaznych. Oprócz tego przenosimy ciężar żelaza i po części sklepienia wprost na dźwigary żelazne i w ten sposób możemy lepiej wyzyskać żelazo.

Na tej głównej zasadzie opierają się szczegółowe ustroje Wünscha, Melana, Ribery i Möllera.

Najdawniejszym systemem tego rodzaju jest ustrój Wünscha Roberta, który wprowadził go na Węgrzech w r. 1891. Wkładki żelazne składają się z tówek, mają dwa pasy, górny poziomy, dolny w łuku, obydwa w przyczółkach pionowo zamocowane. Wskutek tego powstaje właściwie rama z rozporą łukową. Strzałka jest bardzo mała, $f = \frac{1}{10}$ do $\frac{1}{15}$.

Ramy takie żelazne umieszcza się co 50 do 70 *cm*. Przy moście cesarskim w Serajewie (rys. 177) kotew pionowa wchodzi między dwie poziome uwki, umieszczone u spodu przyczółka.

Procent uzbrojenia w kluczu wynosi zazwyczaj 1 do 2%.

Drugi przykład przedstawia rys. 178, most na rzece Mary w Maryborough w Australji; ma on 11 łuków po 15·24 *m*.

§ 42. Ustrój Melana.

W mostach ustroju Melana dajemy w odstępach 0·7 do 1·2 *m*, zwykle około 1 *m*, wkładki tęgie, a to kształtówki (do 18 *m*), dźwigary blaszane lub kratowe, których kształt stosuje się do kształtu osi sklepienia. W kierunku poprzecznym łączy się łęki żelazne kształtówkami lub co 5 do 8 *m* belkami kratowymi (rys. 179). Wkładki żelazne muszą być całe betonem otoczone, u dołu warstwa betonu wynosi 2·5 do 4 *cm*. Ustrój ten został opatentowany w r. 1892 i używany jest głównie w Austrii i Półn. Ameryce, gdzie go wprowadził w użycie inż. dr. Emperger. Towarzystwo Concrete Steel Engineering Compagny wybudowało w Ameryce przeszło 300 takich mostów.

Jako przykład podajemy najprzód most w Czerniowcach na Kłocuzce (rys. 180), przy którym jest wyjątkowo i sklepienie dolne, jak w ustroju Lutena. Tu wkładki są ijówkami.

Przy większych rozpiętościach, jak przy moście na Polcevere (rys. 181) w Genui, o rozp. 21 *m* widzimy wkładki kratowe, których pasy składają się każdy z dwu kątówek $\frac{70 \cdot 90}{8}$.

Grubość sklepienia wynosi w kluczu 45 *cm*, w węzłowiach 79 *cm*.

Most przy pływalni w Steyr (rys. 179), wybudowany w r. 1898, odznacza się nadzwyczaj małą strzałką 2.62 m na 42.4 m rozpiętości, więc $\frac{f}{l} = \frac{1}{16}$. Z tego powodu urządzono trzy przeguby, aby uczynić nieszkodliwymi jakiekolwiek ruchy przyczółka. Wreście rys. 182 przedstawia most Fr. Józefa w Lublanie tegoż ustroju.

Ustrój Melana ma bardzo korzystne zastosowanie tam, gdzie nie można ustawiać rusztowań krążynowych np. nad istniejącą koleją. Przy przejeździe górą nad koleją mozelską pod Wasserliesch (rys. 183), są łuki żelazne w odstępach 0.9 m zarazem rusztowaniem, na którym zawieszają się opierzenia. Ciekawą tu jest ustrój tężników poprzecznych.

Melan podaje wzór doświadczalny dla grubości sklepienia w kluczu:

$$d_0 = \frac{\left[q_0 + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{d_0} - 1 \right) p \right] r_0}{(1 + 0.15 p_s) \sigma_b} \quad 43)$$

q_0 oznacza obciążenie w kluczu ciężarem własnym, mniej część ciężaru sklepienia, która się przenosi na łuk żelazny, p ciężar ruchomy w t/m^2 , f strzałka w m , r_0 promień krzywizny linii ciśnienia w kluczu dla obciążenia zupełnego w m , p_s procent uzbrojenia (1 do 2), σ_b naprężenie betonu w t/m^2 (300—500).

Emperger w zastosowaniu tego ustroju przenosi całe ciągnięcie na pasy wkładki żelaznej, krata zaś jest bardzo słaba, aby tylko podczas zestawiania dźwigarów żelaznych i betonowania dostatecznie je stężała.

§ 43. Ustroje Ribery i Möllera.

Mosty ustroju Ribery wyglądają tak samo, jak mosty ustroju Melana, jak np. most Krystyny w San Sebastian o rozp. 24 m (rys. 184), różnią się tylko sposobem zestawiania. Łuki żelazne zestawiamy nie na rusztowaniu, lecz wolno wiszące na kablach; na łukach zawieszają się potem opierzenia, a kabli używa się przy przewozie materiałów. Na rys. 185 widzimy most w Fort Worth, składający się z łuków kratowych, obetonowanych i połączonych poprzecznymi tężnikami żelbetowymi.

W dotychczasowych ustrojach oba pasy wkładki żelaznej miały ten sam przekrój. Möller słusznie powiększa przekrój tego pasu, w którym jest większe ciągnięcie. A że Möller

przyjmuje dość wysokie łuki żelazne, zwłaszcza w węzłowiach, więc aby nie robić tak grubych sklepień, wstawia łuki w żebra, wystające ku górze. Wedle tego ustroju wykonano most królewski w Düsseldorfie (rys. 186).

§ 44. Sklepienia żebrowe.

Urządzeniem żeber wzmacniamy sklepienie, bo ramię momentu ciągnięcia w żelazie powiększamy. Zazwyczaj znajdują się żebra na podniebieniu, jak np. przy moście na Sillu w Insbrucku (rys. 187). Mogą jednak być także żebra urządzone na grzbiecie, sięgające aż do pomostu, jak przy moście w Imphy (rys. 188) o rozp. 30 *m*. Na szerokości sklepienia 5·12, widzimy tu trzy żebra podłużne, 16 *cm* grube. Dwa zewnętrzne tworzą zarazem mury czołowe.

§ 45. Ustrój Hennebique' a.

Hennebique używa mostów sklepionych dla rozpiętości większych, niż 10 *m*.

Dla rozpiętości 20 *m* pomost składa się z płyt płaskich lub z żebrami, które są podparte łukami prostopasowymi, jak np. przy moście na rzece Echez w Tarbes (rys. 189), przy którym filary są także żelbetowe, $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$, płyta pomostowa jest 18 *cm* gruba.

Przy mostach wyżej 20 *m* zakrzywia Hennebique płytę wedle kształtu łuku, mamy wtedy sklepienia żebrowe, opisane w poprzednim paragrafie. Porównaj most Pain-Perdu na rzece Lys w Gandawie (rys. 190). Dla większych jeszcze rozpiętości używa się murów pachwinowych lub nawet słupów do podparcia pomostu, o czym będziemy później mówić.

Przy moście na Mozeli pod Novèant sklepienie składa się z 4 łuków prostokątnych, połączonych płytą. Płyta ta w przekroju podłużnym jest tak ułożoną, że w kluczu jest styczną do górnej powierzchni łuku (rys. 191). Ustrój ten jest o tyle korzystnym, że odpowiada tej okoliczności, że w kluczu momenty są przeważnie dodatnie, w węzłowiach ujemne, że zatem płyta wpada w obu tych wypadkach w ciśnioną część przekroju. Szerokość żebra wynosi 44 *cm*, wysokość w kluczu 88 *cm*, w węzłowiach 135 *cm*, grubość płyty 26 *cm*. Ustrój ten jest do polecenia, zwłaszcza dla płaskich łuków ze względu na momenty, wywołane zmniejszeniem się ciepłoty.

§ 46. Mosty łukowe z osobnymi dźwigarami. Pomost górą.

W dalszym rozwoju budowy mostów żelbetowych przeszliśmy do budowy osobnych dźwigarów łukowych na wzór mostów żelaznych. Pomost zazwyczaj spoczywa na tych łukach, może być jednak także u dołu, zawieszony na łukach. Przekrój łuków jest zazwyczaj prostokątny (rys. 192), a łuk jak przy mostach żelaznych. Ważną jest rzeczą stężenie poprzeczne mostu, które wykonują rozpory lub ramy. Ustrój ten wymaga mniej materiału, niż poprzednie; mają zresztą mosty takie lekki wygląd. Jeżeli czasem nie mamy potrzebnej wysokości ustroju i zmuszeni jesteśmy dać pomost zawieszony, a łuki wystają po nad pomost, to do tego ustroju zniewalają nas wprost dane okoliczności.

Najprzód omówimy wypadek, gdy pomost możemy umieścić górą. Ilość łuków może być wtedy dowolna. Dla kładek zwykle używamy dwu łuków, dla mostów szerszych urządzamy łuki w odstępie 2 do 3 m, wyjątkowo do 5·5 m.

Jako przykład podajemy most ukośny w Trembowli (rys. 193) o rozpiętości 21·8 m. Mamy tu 4 łuki, dla średnich szerokość $b_0 = 45$ cm, $b_1 = 45$ cm, dla skrajnych $b_0 = 45$ cm, $b_1 = 50$ cm. Stężenia są ukośne, słupki, podpierające pomost, ułożone w prostopadłej do osi mostu.

Jednym z najbardziej śmiałych mostów jest most na Rodanie pod Pyrimont (rys. 194), o rozpiętości 51·5 m. Łuki są w kluczu 40 cm szerokie i rozszerzają się w węzłowie do 75 cm, grubość ich $d_0 = 60$, $d_1 = 1·0$ m. Szerokość drogi jezdnej wynosi tylko 2·2 m, chodników po 0·77 m. Aby umożliwić wymijanie się wozów, rozszerzono drogę jezdnią na filarze środkowym do 4·5 m. Rzadkie są łuki żelbetowe kratowe. Na rys. 195 widzimy most taki w Latourelle (Col).

§ 47. Mosty łukowe z pomostem dołem.

Przy niskich brzegach a wysokim stanie wody, więc małej rozporządzałnej wysokości ustroju, musimy urządzić pomost dołem. Dla rozpiętości większych, przy których już nie opłaca się budować belek prostych z pomostem dołem, nadają się mosty łukowe z pomostem dołem, które mają też tę korzyść, że często możemy się obejść bez filarów nieraz kosztownych. Czasami budujemy mosty łukowe z pomostem częściowo górą,

częściowo dołem, jak np. wiadukt piątej ulicy w Pittsburgu (rys. 196).

Uzbrojenie łuku jest podobne, jak słupów mimośrodkowo obciążonych, a więc oprócz prętów podłużnych należy dać odpowiednią ilość strzemion (rys. 197). Używa się tu też często owinięcia, zapomocą którego możemy podnieść natężenie betonu do 60 i 80 kg/cm^2 .

Na łukach spoczywają poprzecznice, które zwykle łączymy stale ze słupami wiszącymi i w ten sposób tworzymy ramy, stężające most (rys. 198), jak w moście w Pettoncourt. Przekrój słupów wiszących bywa prostokątny. Zazwyczaj betonuje się je dopiero po wykończeniu mostu, bo ciągnięcie z ciężaru własnego przenoszą żelazne słupy wiszące. Gdybyśmy od razu je zabetonowali, powstałoby tak wielkie ciągnięcie w betonie, że wywołałoby pęknięcia. Czasem zawieszają się pomost tylko za pomocą słupów wiszących żelaznych, jak przy moście na Rodanie w Chippis (rys. 199) o rozp. 59 m, gdyż betonu i tak na ciągnięcie nie liczymy. Rozumie się, że w takim razie trzeba się postarać o stężenie poprzeczne dostateczne górną, o ile to tylko jest możebnem, w środku rozpiętości, gdzie przekrój wolnego przejazdu na to pozwala.

Pomost może też być umieszczonym w połowie wysokości, jak przy moście na Varze w La Mescla (rys. 200) o rozpiętości 60 m. Aby można górną most stężyć na pewnej wysokości, podwyższono w tem miejscu słupy. Przez dodanie zastrzałów pod pomostem utworzono tam właściwie belki jednym końcem utwierdzone, o które opiera się łuk o rozpiętości 40·8 m.

Łuki możemy zbudować albo bez ścięgna, albo ze ścięgnem, co spotykamy często, bo przez to wiele możemy zaoszczędzić na przyczółkach, chociaż koszt ścięgna nieraz spowoduje tę oszczędność do zera. Czasem jednak mamy stare filary do użycia i wtedy zastosowanie ścięgna jest wprost wskazaniem. Na ścięgno przenosi się część, albo też całe parcie poziome, to ostatnie wtedy, gdy dźwigar taki położymy wprost na podporach, obciążając je pionowo. W takim razie należałoby jednak umożliwić dźwigarowi przesunięcie się w razie powiększenia się ciepłoty, co zrobiono przy moście na Sprewji w Lubinie (Łużyce) (rys. 201), gdzie na jednej podporze urządzono łożysko wahadłowe. Przy moście na Werrze pod Herzingen ¹⁾ rozcięto pomost, w dwu miejscach, aby wpływu prze-

¹⁾ P. Beton u. Eisen, 1911, str. 173.

dłużenia pomostu z powodu ciepłoty nie przenosić na łuk, a dźwigar mostu na Starzer pod Waldbruck (rys. 202) spoczywa na łożyskach żelaznych, kołyskowem i walcowem. Ściągna mogą być z żelaza okrągłego lub płaskiego. Spawanie jest niedostatecznem, należy urządzać połączenie łańcuchowe (rys. 203).

Połączenie ścięgna z łukiem musi być bardzo silne, widzimy je na rys. 204. Przy moście na Sprewji w Lubinie (rys. 201) ścięgno składa się z 26 prętów po 30 mm, które łączą za pomocą śrub płyty kotwiczne. Pręty tkwią w betonie 60×65 cm. Na rys. 205 widzimy połączenie zapomocą przykładek i nitów przy moście na Werrze pod Salzuflen. Silne połączenie widzimy wreszcie przy moście na Mosztience w Kromieryżu (rys. 206) i przy moście na białym Halstrowie (rys. 207). Przez urządzenie ścięgna znosimy parcie poziome, łuki takie cisną więc na podpory pionowo. Jedno łożysko robimy wtedy stałem, drugie ruchomem, jak przy moście w Kristianstad (rys. 48) lub na Opawie w Opawie (rys. 209).

Połączenie słupów wiszących z łukiem i pomostem względnie z poprzecznicą widzimy wykonane, jak przy ramach, przy moście pod Waldbruck (rys. 202) i na Sprewji w Lubinie (rys. 197). Dobry także sposób połączenia przedstawia rys. 210 przy moście w Świdnicy.

§ 48. Łuki żelbetowe z żelazem lanem.

Dr. Emperger pierwszy wprowadził wkładki z żelaza lanego do słupów żelbetowych¹⁾; podobnych wkładek użył on do łuków. Na wystawie w Lipsku w r. 1913 wybudowano według układu dr. Empergera most żelbetowy z żelazem lanem owijanem (n. *Betonbrücke aus umschürten Gusseisen*) Schwarzenberga o rozpiętości w świetle 42·4 m (rys. 211). Przekrój łuku jest 50×28 cm, dwie wkładki z żelaza lanego po 50 cm² przekroju. Wkładki te połączone są wzajemnie ścianką przerywaną, zastępującą kratę. Zetknięcia urządzono, zgrubiając w tem miejscu wkładkę.

Takież mosty zbudowano już w czasie wojny światowej w Kostrzyniu na Pomorzu na Prośnicy, na Sprewji w Trep-

¹⁾ Por. autora: „Teorya żelbetu“, str. 138.

towie o rozpiętości 76 m, gdzie zastosowano rury z żelaza łanego i most Hindenburga w Wrocławiu (rys. 212) na Odrze o rozp. 55·9 m.

We wszystkich tych przypadkach zastosowano beton owinięty. Odstęp drutów owijających nie może być większym, niż 1·4 razy odstępowinięcia od wkładki żelaznej, jak to okazały doświadczenia Empergera.

Wszystkie te mosty miały pomost górą, przy moście na Menie pod Bambergiem o rozp. 53 m widzimy pomost zawieszony. To samo widzimy przy projekcie mostów wojennych (rys. 213).

§ 49. Rozpiętości.

Użycie żelbetu do budowy mostów sklepionych pozwala na większe rozpiętości, niż to było możliwem dla mostów kamiennych. Dotychczas największą rozpiętość 100 m ma most Odrodzenia w Rzymie na Tybrze. Podajemy tu tabliczkę, zawierającą mosty łukowe żelbetowe o największych rozpiętościach.

Tabl. XII.

L. p.	Most	Rok	Rozp. l	Strzał- ka f	$\frac{f}{l}$	Grub.		Uwaga
						w kluczu d	w węż- głowiu a	
1	Na Tybrze w Rzymie	1909/11	100	10	0·10	0·28	0·50	rys. 214
2	W Aucklandzie (N. Zelandja)	1907/10	97·5	26	0·26	1·68	1·83	trójprz. drog.
3	La Balme na Rodanie		96·0	9	0·094	—	—	
4	Pod Langwies (Szwajcarja)	1913	96·0	42	0·43	—	—	rys. 215
5	Larimer w Pittsburgu	1912	91·57	20·4	0·22	1·98	3·35	bezprz. drog.
6	Na Aarze pod Bernem	1912	87·15	29·6	0·36	1·15	2·1	bezprz.
7	W Spokane koło Waszyngtonu	1909/11	85·65	35·05	0·42	2·06	5·64	bet.
8	Na Aarze w Olten	1914	82	9·27	0·11	1·30	1·55	trójprz.
9	„ Rocky River w Cleveland	1910	85·9	24·32	0·28	1·33	3·35	bet. drog.
10	Gründjetobel Chur Arosa	1914	86	—	—	1·40	2·0	bezprz.
11	Na Valsesine pod Montanges		80	20	0·25	1·5	2·5	
12	„ Sitter pod Teufen (Szwajc.)	1908	79·6	26·5	0·33	1·2	2·13	drogowy
13	W Menasser St. Zjed.	1914	76·2	16·4	0·215	1·2	2·4	Melana
14	Na Sprewji w Treptowie		76·0	—	—	—	—	
15	Walnut Lane w Filadelfii	1906/8	71·03	21·42	0·30	1·67	2·89	bezprz.
16	Rummel (Frán.)	1910/11	70	25	0·36	—	—	
17	Na Izarze pod Grunwald		70·0	12·5	0·175	—	—	rys. 175
18	„ Skuru pod Stockholmem	1915	70	32	0·45	1·05	1·80	bezprz.
19	„ Aarze pod Aarby		67·8	6·95	0·10	0·8	1·0	bet.
20	„ Bienne w St. Claude		65·7	5·88	0·082	0·50	—	
21	„ ul. Wałowej w Ulmie		65·5	6·55	0·100	—	—	
22	„ Illerze w Kempten	1909	65	16·1	0·252	2·0	2·8	

VI. Szczegóły ustroju łuków.

§ 50. Cel przegubów.

Przez urządzenie przegubów¹⁾ (n. *Gelenk*, fr. *charnière*, a. *joint*, cz. *kloub*, r. шарниръ) robimy dźwigary statycznie wyznaczalne lub przynajmniej zmniejszamy stopień niewyznaczalności. Przez to uwalniamy się od pewnych wpływów na linję ciśnienia z powodu zmiany ciepłoty, osiadania się sklepienia po zdjęciu z krążyn, przesunięcia się podpór. Wszystkie te wpływy wywoływać mogą drugorzędne ciągnięcia, które wprawdzie przy łukach żelbetowych są mniej szkodliwe, niż przy betonowych, ale zawsze przez urządzenie przegubów możemy się ich pozbyć. Stronę ujemną przegubów stanowią większe koszta założenia i utrzymania, zwłaszcza przy mniejszych rozpiętościach i mniej estetyczny wygląd łuków trójprzegubowych, jakoteż znaczne zniżenie klucza po zdjęciu krążyn.

Przeguby są częściej używane w Niemczech, we Francji rzadko.

§ 51. Przeguby żelbetowe.

Przy mostach kamiennych używa się często przegubów kamiennych¹⁾, zamiast których zaczęto też używać przegubów betonowych żelbetowych. Tem więcej wskazanem jest ich użycie przy mostach żelbetowych. Użycie wkładek żelaznych jest wskazanem ze względu na ciągnięcia, powstające przy ciśnieniu osiowem przegubów, w takim razie stoją one prostopadle do kierunku ciśnienia, jak przy moście Augusty w Dreźnie (rys. 216), albo też powiększamy przez owinięcie wytrzymałość betonu na ciśnienie.

Przeguby betonowe i żelbetowe są znacznie tańsze od przegubów kamiennych, a wymagają mniej kosztów utrzymania, niż żelazne.

Przeguby betonowe i żelbetowe muszą mieć wielkie promienie krzywizny. Przy moście na Leune miał promień wypukłej powierzchni 2 m, wklęsłej 3·13; beton musi być tłustym. Zwykle używa się mieszanki 1:2:2 lub 1:2½:2½. Aby otrzymać silną i gładką powierzchnię zetknięcia, dajemy w warstwie 10 do 20 cm grubej beton o mieszaninie 1 cz. cementu, 1½ do 2 cz. ostrego piasku, albo 3 do 4 cm grubą

¹⁾ Por. M. K., str. 60.

warstwę zaprawy cementowej 1:1. Odwrotnie widzimy przy moście żelbetowym na Aarze w Olten (rys. 217) przegub granitowy z wkładką ołowianą.

§ 52. Półprzeguby.

Przeguby kamienne nie są właściwymi przegubami, które ustalają pewien punkt linii ciśnienia, bo przy obrocie jednej powierzchni względem drugiej przesuwa się nieco punkt zetknięcia, choć bardzo mało. Jeszcze dalej odchodzą od ścisłych przegubów półprzeguby, przeguby sprężynowe (n. *Federgelenk*, fr. *semi-articulation*). Działanie tych przegubów zależy na gibkości prętów żelaznych, które łączą części sklepienia między sobą. Pręty te krzyżują się w osi przegubu, jak to widzimy przy przykryciu kanału św. Marcina w Paryżu (rys. 218) lub moście na ulicy Huckarder w Dortmundzie (rys. 219).

Półprzeguby okazały się przy mostach francuskich jako odpowiednie i znacznie tańsze i prostsze. Wkładki żelazne oblicza się na ciśnienie, a długość ich obetonowaną ze względu na przyczepność.

Dalszy przykład takich przegubów przedstawia most pod Amélie-les-Bains (rys. 220), przy którym użyto wkładek 27 i 28 mm grubych. Przy moście na kanale du Midi pod Montpellier użyto wkładek o przekroju prostokątnym 75 × 22 mm.

§ 53. Przeguby ołowiane.

Przegubów ołowianych (n. *Bleigelenk*, a. *lead hinge*, fr. *articulation à plaques de plomb*, r. шарниръ со свинцовыми прокладками, w. *articolazione a base di plombo*) używano od dawna przy mostach kamiennych¹⁾ dla małych rozpiętości do 20 m.

Później zaczęto ich używać dla mostów betonowych i żelbetowych.

Przy moście na Dunaju pod Ehingen (Wirt.) (rys. 221) o rozp. 21 m widzimy płyty ołowiane 15 cm szerokie a 20 mm grube. Największe ciśnienie na płyty wynosi 83 kg/cm². Podobny przegub widzimy przy moście na Strümpelbach w Wirtembergji (rys. 222). W obu tych wypadkach włożono płyty ołowiane przy betonowaniu. Po zdjęciu krążyn szczeliny zalano zaprawą cementową, co nie jest wskazanem, gdyż potem łuk działa jako bezprzegubowy.

¹⁾ Por. M. K., str. 63.

Zwykle płyty przegubowe są 10 do 20 mm grube, 15 do 20 cm szerokie a 60 do 80 cm długie. Układa się je albo między kliny kamienne lub betonowe, albo jak powyżej wspomnieliśmy już podczas betonowania, aby uzyskać dokładne przyleganie.

W nowszych czasach zastosowuje się przeguby ołowiane w połączeniu z opisanymi w poprzednim paragrafie półprzegubami. Widzimy to przy moście na Nisie pod Rozborkiem (rys. 22).

§ 54. Przeguby żelazne.

Przeguby żelazne znane nam są z „Mostów kamiennych“¹⁾ i dadzą się podzielić na dwie grupy: łożyska styczne (n. *Tangentiallager*, *Wälzlager*), przy których dwie części łożyska zakrzywione wedle różnych promieni się stykają, jedna powierzchnia krzywa może przytem być prostą i łożyska czopowe (n. *Zapfenlager*, cz. *łożisko kloubove*), przy których stykające się części łożyska zakrzywione są wedle tego samego promienia. łożyska styczne odznaczają się brakiem tarcia, za to punkt zaczepienia oddziaływania nieco się przesuwają.

Ponieważ żelazo dopuszcza znaczne ciśnienie, więc wymiary łożysk żelaznych mogą być znacznie mniejsze, niż kamiennych.

Przy moście na Izarze pod Grünwald (rys. 225) widzimy łożysko styczne, wykonane z dwu części ze stali lanej. Spoczywają one na ciosach betonowych za pośrednictwem 4 mm grubych płyt ołowianych. Przy moście na Ruhrze w Hattingen (rys. 226) płyty z żelaza zlewnego otaczają wkładki ołowiane 20 cm szerokie, 8 mm grube.

Podobny przegub widzimy przy wiadukcie na Igelsbach kolei Schorndorf-Welzheim (rys. 227), w którym dwie części łożyska ze stali lanej stykają się powierzchniami krzywymi 160 i 200 mm. Opierają się one na wbetonowanej kątówce i dalszem uzbrojeniu ciosów żelbetowych.

Przeguby czopowe są zupełnie podobne do łożysk używanych przy mostach żelaznych i składają się z dwu waha-czów, między którymi znajduje się stalowy czop walcowy, jak np. przy moście kolejowym w Wilmersdorf pod Berlinem (rys. 228). Nad przegubem wyrównano wysokość betonem, zоста-

¹⁾ Por. M. K., str. 66.

wiając małą szczelinę, zakrytą tekturą i blachą miedzianą. Zakrycie szczeliny nad przegubem zapomocą blachy cynkowej, pilśni asfaltowej i płyty korkowej widzimy przy moście na Neckarze pod Cannstadt (rys. 229). Podobny ustrój widzimy w moście w Podbrezjach (rys. 230).

§ 55. Mury pachwinowe.

Na sklepieniu żelbetowem może spoczywać albo wprost nadsypka, jak np. przy moście na Polcevere w Genui (rys. 181) albo też urządzamy mury pachwinowe, przykryte belkami i płytami (rys. 231) albo sklepieniami¹⁾ betonowymi lub też żelbetowemi (rys. 232). Czasem sklepienia pachwinowe są tylko nad filarami (rys. 233).

Przy drugim zwłaszcza ustroju trzeba pamiętać o tem, aby umożliwić płycie pomostowej ruchy wskutek zmiany ciepłoty i zsychnania się. Jeżeli mamy przeguby, to nad nimi przeprowadzamy szczelinę przez mur czołowy aż do pomostu. W razie sklepień lub płyt pachwinowych musimy umożliwić ruch ostatniej płyty na przyczółku lub też zrobić ostatnie sklepienie trójprzegubowe z przegubami asfaltowymi. Przy moście na wąwozie Gmünder (rys. 234) oparto ostatnią belczkę na ścianie cienkiej żelbetowej, połączonej przegibnie z przyczółkiem. Rys. 235 przedstawia szczelinę przy przyczółku mostu na Mozeli w Sauvage. Szczeliny te nakrywa się, jak to opisano w § 23.

Słupy pomostowe zwykle połączone są stale z pomostem i łukiem (rys. 198). Wyjątkowo widzimy przy moście Skuru pod Stockholmem (rys. 236) słupki pomostowe, połączone przegibnie z pomostem i łukiem.

Przy moście na Wełtawie na wyspie Stwanicy w Pradze (rys. 237) widzimy wołowe oczy, jak w dawnych mostach kamiennych.

§ 56. Mury czołowe.

Mury czołowe robimy betonowe, wyższe zaś żelbetowe, które mogą być znacznie cieńsze. Ustrój ich podobny jest do murów oporowych, składają się one ze ściany pionowej wzmocnionej żebrami (rys. 238), jak przy moście na Passerze w Meranie.

¹⁾ Por. Mosty Kamienne, wyd. II., str. 85.

VII. Obliczenie mostów łukowych.

§ 57. Ciężar stały i ruchomy.

Jeżeli wyrysujemy projekt mostu, to ciężar stały da się wyznaczyć wedle prawideł, wyłożonych w Statyce ¹⁾ i Mostach kamiennych ²⁾. Przy płaskich sklepieniach i średnich rozpiętościach można przyjmować parcie ziemi pionowe (jeżeli kąt nachylenia jest mniejszy, niż kąt tarcia). Przy większych strzałkach i rozpiętościach musimy uwzględnić także składowe poziome parcia, które wtedy będzie ukośnem.

Uwzględnienie ciężaru ruchomego podaliśmy w „Mostach Kamiennych“ ³⁾ tu tylko zauważymy, że dla rozkładu ciśnienia przez beton można przyjąć $\alpha = 55^\circ$.

§ 58. Wpływ ciepła.

Przy łukach bezprzegubowych albo dwuprzegubowych należy zawsze uwzględniać wpływ zmiany ciepłoty, który jest zwłaszcza znacznym przy małym stosunku $\frac{f}{l}$.

Jednak beton jest złym przewodnikiem ciepła i zmiana ciepłoty betonu jest znacznie mniejszą, niż zmiana ciepłoty powietrza; zmiany dzienne się zacierają, a najważniejsze są zmiany między zimą a latem. Przy moście Walnut Lane w Filadelfii mierzono ciepłotę prawie przez rok i znaleziono przy różnicy ciepłoty powietrza 52° różnicę ciepłoty betonu tylko 24° .

Różnica ta zależną jest zresztą bardzo od grubości budowli żelbetowej i od tego, czy jest ona przykryta nadsypką. Towarzystwo wiedeńskie inżynierów i architektów proponowało uwzględnianie zmian ciepłoty od $+25$ do -15° . Emperger zaś:

dla grubości	20 cm	+25	do	-15° C	więc	40° C
„	„	50	„	+22	„	-12° „
„	„	100	„	+17	„	-7° „
						24 ⁰ „

Wpływ kurczenia się betonu przy wysychaniu wynosi 0.00025 cm/m, więc w przybliżeniu odpowiada to zniżeniu się ciepłoty o 20° . Ponieważ to zsychnianie odbywa się po części już

¹⁾ Por. Podr. Statyki Budowli, wyd. III., str. 45 i nast.

²⁾ „ M. K., str. 7.

³⁾ „ M. K., str. 2.

podczas wykonania, więc wystarczy przyjąć połowę, t. j. 10^0 C. Niektórzy wpływu tego całkiem nie uwzględniają, co nie jest słusznem. Spółczynnik rozszerzalności betonu zależnym jest od stosunku mieszaniny i wynosi przy stosunku:

1 : 0	0.0000126
1 : 2	0.0000101
1 : 4	0.0000104
1 : 8	0.0000095

Dla żelbetu przyjmujemy α nieco większe 0.000012.

Polskie przepisy min. rob. publ. z 1920 § 80. 1. Natężenie dodatkowe, jakie wywołuje zmiana temperatury, należy uwzględnić przy dźwigarach ramowych i łukowych. 2. Jako granicę zmian temperatury należy przyjąć ochłodzenie o 15^0 i ogrzanie o 15^0 C. 3. Dla dźwigarów, których każdy wymiar przekroju jest większy od 70 cm, albo które są dostatecznie chronione innymi materiałami, należy granice zmian temperatury przyjąć $\pm 10^0$ C. 4. Spółczynnik rozszerzalności dla betonu i żelaza należy przyjmować równy 0.000010 na jeden stopień C., a współczynnik sprężystości betonu równy 210000 kg/cm². 5. Wpływ skurczu betonu na powietrzu należy uważać za równoważny obniżeniu się temperatury o 15^0 C.

Rozp. min. prusk. z r. 1916, II, § 15. Przy dźwigarach ramowych i łukowych o wielkich rozpiętościach, jakoteż przy budowach inżynierskich musi się uwzględnić wpływ ciepła, jeżeli przez to powstają naprężenia wewnętrzne. Jeżeli się ma betonować przy średniej ciepłocie rocznej, to należy liczyć się z różnicą ciepłoty $\pm 15^0$ C. Jeżeli betonuje się przy innej ciepłocie, to należy zważać, że przez to doznają zmiany stosunki statyczne.

Wpływ kurczenia się betonu na powietrzu, który należy oprócz tego wyznaczyć, należy uważać jako równy zmniejszeniu się ciepłoty o 15^0 C.

Przy dźwigarach, których najmniejszy wymiar wynosi 70 cm lub więcej i takich, które są chronione dostatecznie nadsypką lub w inny sposób, można wstawiać w rachunek mniej na zmianę ciepłoty, mianowicie $\pm 10^0$ C.

Rozp. szwajc. 1915 r. d) Dodatkowe siły, powstające ze zmiany ciepłoty i kurczenia się betonu, przyczem należy przyjąć współczynnik sprężystości betonu 200 t/m². Dla ciepłoty należy uwzględnić różnicę 15^0 C. nad i pod średnią ciepłotą miejscową. Kurczenie się betonu trzeba zrobić równem zniżeniu się ciepłoty o 20^0 C. odpowiednio do linearnego skrócenia 0.25 cm/m. Ten ubytek ciepłoty można zmniejszyć do 10^0 C. pod założeniem, że betonuje się częściowo i że szczeliny najprędzej 14 dni po ukończeniu ostatniej części się zamkną.

Rozp. austr. z r. 1911 § 4. Wahanie się ciepłoty należy uwzględnić, o ile wywołują naprężenie, dla zmian ciepłoty dźwigaru $+15^0$ C. w porównaniu ze stanem bez naprężenia i współczynnik rozszerzalności betonu, $\alpha=0.000012$ na 1^0 C. Przy dźwigarach, u których najmniejsza grubość betonu wynosi więcej, niż 70 cm, albo które zasypane są całkiem ziemią, zwi-

rem lub innym materiałem na średnią wysokość najmn. 70 cm, można powyższe granice ciepłoty zmniejszyć na $\pm 10^{\circ}$ C.

Rozp. ros. z 1911 Instr. A do § 1. ust. 1. Spółczynnik liniowy rozszerzalności betonu dla zmian ciepłoty przyjmować należy 0.0000195 na 1° C.

III. § 5. Prócz naprężeń, wywołanych przez obciążenia w obliczeniu, należy przyjąć pod uwagę naprężenia dodatkowe, powstające przy zmianie ciepłoty, o ile nie są one usunięte przez zastosowanie odpowiednich środków.

§ 59. Najkorzystniejszy kształt łuku.

W „Mostach Kamiennych“ (wyd. II., str. 39 i nast.) zastanawialiśmy się nad wyznaczeniem osi łuku, spadającej na linię ciśnienia dla obciążenia stałego i połową ciężaru ruchomego. Przytem należy jednak znać lub przyjąć linię obciążenia. Zazwyczaj wystarczy, jeżeli oprócz punktów w środku przekroju klucza i węzłowia wyznaczymy wedle Melana¹⁾ jeden punkt osi w $\frac{1}{4}$ części sklepienia. Nazwijmy ciężar jednostkowy (ciężar stały i połowę ciężaru ruchomego $q_0 = q_0 + \frac{1}{2}p$) w kluczu q_0 (rys. 239) na węzłowiu q_1 i przyjmijmy linię obciążenia paraboliczną. Wtedy to obciążenie rozkładamy na $\frac{1}{2}q_0 l$ i $\frac{1}{8}(q_1 - q_0)l$, działające w $\frac{1}{4}l$ i $\frac{1}{8}l$. Więc:

$$Hf = \frac{1}{8}q_0 l^2 + \frac{1}{8}(q_1 - q_0) l^2$$

$$H = \frac{1}{48}(5q_0 + q_1) \frac{l^2}{f} \quad \dots \quad 44)$$

Rzędne linii ciśnienia w dowolnym punkcie E wyznaczymy baczając na to, że η będzie, jak dla belki, w dwu punktach podpartej, o rozpiętości $\frac{l}{2}$. Dla niej mamy $O_2 \frac{l}{2} = \frac{1}{8}q_0 l^2 + \frac{1}{48}(q_1 - q_0) l^2$, stąd moment:

$$\left[\frac{1}{4}q_0 l + \frac{1}{24}(q_1 - q_0)l \right] x - \frac{1}{2}q_0 x^2 - \frac{1}{3}(q_1 - q_0) \frac{x^4}{l^2}$$

$$\text{Więc } H\eta = \frac{1}{24}(5q_0 + q_1)lx - \frac{1}{6} \left[3q_0 + 2(q_1 - q_0) \frac{x^2}{l^2} \right] x^2,$$

a po wstawieniu wartości za H z 44):

$$\eta = \frac{2x}{l} f - 8 \frac{x^2}{l^2} f \frac{3q_0 + 2(q_1 - q_0) \frac{x^2}{l^2}}{5q_0 + q_1} \quad \dots \quad 45)$$

Dla $x = \frac{l}{4}$ otrzymamy:

$$\eta_1 = \frac{17q_0 + 7q_1}{16(5q_0 + q_1)} f \quad \dots \quad 46)$$

¹⁾ Der Brückenbau II. B. Steinerne Brücken, str. 101.

A że $H = q_0 r_0$, 47)
 gdy r_0 oznacza promień krzywizny osi w kluczu, więc:

$$r_0 = \frac{H}{q_0} = \left(5 + \frac{q_1}{q_0}\right) \frac{l^2}{48f} \quad 48)$$

Znamy więc punkty A , B , C i promień krzywizny w B , to zazwyczaj wystarczy do wykreślenia przybliżonej osi sklepienia. Wyznaczywszy według następnego paragrafu grubości łuku i wykreśliwszy łuk z nadmurowaniem, możemy wykreślić dokładnie linię ciśnienia, która powinna wpaść na oś. Jeżeli się to nie stanie, poprawiamy odpowiednio oś łuku.

Przykład. Niechaj będzie $q_0 = 2.19 t$, $q_1 = 8.05 t$, $l = 26 m$, $f = 3.04 m$ (rys. 238a), to otrzymamy:

$$\eta_1 = \frac{17 \cdot 2.19 + 7 \cdot 8.05}{16(5 \cdot 2.19 + 8.05)} = 0.94 m,$$

$$r_0 = \left(5 + \frac{8.05}{2.19}\right) \frac{26^2}{48 \cdot 3.04} = 30.4 m.$$

Na tej podstawie wykreśliliśmy oś łuku na rys. 238b. Gdybyśmy chcieli więcej punktów wyznaczyć, moglibyśmy to uczynić na podstawie równ. 45).

§ 60. Przyjęcie grubości sklepienia.

Przyjmijmy sklepienie obustronnie uzbrojone, niech procent uzbrojenia obustronnego w kluczu będzie α , to $F_s = \frac{\alpha}{100} d_0 \cdot 1$. Przekrój sprowadzony w kluczu jest $d_0 (1 + 0.01 n \alpha)$. Nazwijmy naprężenie w kluczu przy środkowym ciśnieniu τ_0 , parcie poziome przy obciążeniu zupełnem $H = (\gamma d_0 + g_0 + p) r_0$ ¹⁾, przyczem g_0 oznacza obciążenie stałe nad sklepieniem w kluczu, r_0 promień krzywizny klucza. Wtedy otrzymamy:

$$(\gamma d_0 + g_0 + p) r_0 = d_0 (1 + 0.01 n \alpha) \tau_0, \text{ a stąd}$$

$$d_0 = \frac{(g_0 + p) r_0}{\tau_0 (1 + 0.01 n \alpha) - \gamma r_0} \quad 49)$$

Ponieważ kształt sklepienia obliczamy dla obciążenia zupełnego połową ciężaru ²⁾, więc w równ. 49) wstawimy $\frac{p}{2}$, zamiast p , i otrzymamy:

$$d_0 = \frac{\left(g_0 + \frac{p}{2}\right) r_0}{\tau_0 (1 + 0.01 n \alpha) - \gamma r_0} \quad 50)$$

Jeżeli łuk jest płaski, to możemy w przybliżeniu przyjąć

¹⁾ Por. M. K., str. 39, równ. 20).

²⁾ „ M. K., str. 39.

jak dla koła, $r_0 = \frac{l^2}{8f} = 0.125 \frac{l^2}{f}$. Ponieważ przyjęliśmy tu najkorzystniejsze obciążenie, więc dla pewności należy współczynnik z Tolkmittem powiększyć i otrzymamy $r_0 = 0.15 \frac{l^2}{f}$, zatem

$$d_0 = \frac{0.15 \left(g_0 + \frac{p}{2} \right) l^2}{\tau_0 f (l + 0.01 n a) - 0.15 \gamma l^2}.$$

We wzorze tym należy przyjmować wszystko w m i t , więc wymiary w m , τ w t/m^2 , γ w t/m^3 .

Jeżeli zamiast tego przyjmiemy τ w kg/cm^2 , to zamiast τ_0 należy wstawić $10 \tau_0$ i otrzymamy:

$$d_0 = \frac{0.15 \left(g_0 + \frac{p}{2} \right) l^2}{10 \tau_0 f (1 + 0.01 n a) - 0.15 \gamma l^2} \quad \dots \quad 51)$$

Równanie to możemy jeszcze inaczej napisać, przyjmąwszy:

$$\gamma' = \frac{\gamma}{1 + 0.01 n a} \quad \dots \quad 52)$$

$$d_0' = d_0 (1 + 0.01 n a) = \frac{0.15 \left(g_0 + \frac{p}{2} \right) l^2}{10 \tau_0 f - 0.15 \gamma' l^2} \quad \dots \quad 53)$$

Równanie ma tu ten sam kształt, co dla sklepień kamiennych o ciężarze gatunkowym γ' .

Jeżeli teraz wyznaczymy d_0 ze względu na największe naprężenia w włóknach skrajnych, to $\tau = \frac{H_1 \text{ siecz } \varphi}{F} + \frac{M}{W}$.

Jeżeli ciągnięcia są małe do $10 kg/cm^2$ i liczymy wedle fazy I., to jeżeli przyjmiemy $d_2 = 0.85 d$ (rys. 240), otrzymamy w przybliżeniu wedle Melana:

$$\tau = \frac{H_1 \text{ siecz } \varphi}{d (1 + 0.01 n a)} + \frac{6 M}{d^2 (1 + 0.01 n a)^2} \quad \dots \quad 54)$$

Dla łuku bezprzegubowego mamy:

$$H_1 = (\gamma d_0 + g_0 + \frac{1}{2} p) r_0 = (\gamma d_0 + w) r_0,$$

jeżeli $w = g_0 + \frac{1}{2} p$,

a jeżeli oś łuku przyjęto wedle linii ciśnienia, można przyjąć z Melanem $M = \frac{p l^2}{100} + \frac{8 p f r_0}{100}$.

Wstawiając te wartości w równ. 54), otrzymamy:

$$d_0' = \frac{1}{2} \frac{w r_0}{10 \tau - \gamma' r_0} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2 p f (10 \tau - \gamma' r_0) \text{ dost}^2 \varphi}{w^2 r_0}} \right) \quad \dots \quad 55)$$

$$r_0 = \frac{H}{q_0} = \frac{1}{48} \left(5 + \frac{q_1}{q_0} \right) \frac{l^2}{f} \quad \dots \quad 56)$$

$$\text{jeżeli } f_0 = \frac{6 q_0}{5 q_0 + q_1} f, \quad \gamma' = \frac{1}{1 + 0.01 n \alpha} \gamma, \quad \dots \quad 57)$$

a w przybliżeniu: $\text{dost}^2 \varphi = \frac{l^2}{l^2 + 4 f^2}$.

Wreście mamy z równ. 49):

$$d_0 = \frac{d'}{1 + 0.01 n \alpha} \quad \dots \quad 58)$$

Ten przekrój byłby dostatecznym ze względu na ciśnienie. Należałoby jeszcze zbadać, czy ze względu na ciągnięcie wystarczy uzbrojenie.

Ponieważ to obliczenie jest tylko przybliżeniem, więc wystarczy, gdy przyjmiemy na razie α , a po dokładnem obliczeniu zmienimy.

Przykład. Most drogowy II. klasy na Białce w Bielsku (rys. 172) żelbetowy, $l=26\text{ m}$, $f=3.04$, grubość żwirówki w kluczu 0.3 m .

Ciążar ruchomy przyjmiemy przy obciążeniu zupełnem wedle typu 7, wałek drogowy 20 t , na częściach jezdni niezajętych tłum ludźmi 450 kg/cm^2 . Wedle rozporządzenia polskiego należy obciążenie wedle typu 6, 7 i 8 powiększyć o 40%. Zatem $p = \frac{1.4 \cdot 20 + (26 - 5.4) 2.3 \cdot 0.45}{2.3 \cdot 26} = 0.85\text{ t/m}$.

Wedle typu 6 otrzymamy $p = \frac{1.4 \cdot 3 \cdot 10.5 + 2.6 \cdot 2.4 \cdot 0.45}{2.4 \cdot 26} = 0.75\text{ t/m}$

a " " 8 " " $p = \frac{1.4 (10.5 + 5.4 + 2)}{2.5 \cdot 26} = 0.70\text{ t/m}$.

Zostawimy więc $p=0.85\text{ t/m}$. Dla obciążenia częściowego na długości 13 m wedle typu 7.

$$p_1 = \frac{1.4 \cdot 20 + (13 - 5.4) 2.3 \cdot 0.45}{2.3 \cdot 13} = \frac{35.88}{29.9} = 1.20\text{ t/m}$$

Dla typu 6 $p_1 = \frac{1.4 \cdot 2 \cdot 10.5}{2.4 \cdot 13} = 0.94\text{ t/m}$

" " 8 $p_1 = \frac{1.4 (10.5 + 2.4 + 1)}{2.5 \cdot 13} = 0.84\text{ t/m}$.

Grubość sklepienia przyjmiemy tymczasowo 60 cm . Otrzymamy więc dla ciężaru gatunkowego żwiru 1.9 . $g_0 = 1.9 \cdot 0.3 = 0.57$, $\frac{p}{2} = \frac{0.85}{2} = 0.425\text{ t}$.

$$g_0 = \gamma d_0 + g_0 + \frac{p}{2} = 2.4 \cdot 0.6 + 0.57 + 0.425 = 2.44\text{ t}$$

$$g_1 = \gamma d_1 + g_1 + \frac{p}{2} = 2.4 \cdot 1.0 + 1.9 \cdot 3.14 + 0.425 = 8.79\text{ t}$$

Przyjąwszy dalej tymczasowo $\tau_0 = 30\text{ kg/cm}^2$, $n=10$, $\alpha=2\%$. Zatem wedle 51) $d_0 = \frac{0.15 (0.57 + 0.425) 26^2}{10 \cdot 30 \cdot 3.04 (1 + 0.01 \cdot 10 \cdot 2) - 0.15 \cdot 2.4 \cdot 26^2} = 0.12\text{ m}$.

Dla obciążenia częściowego otrzymamy:

wedle 57) $f_0 = \frac{6 \cdot 2.44}{5 \cdot 2.44 + 8.79} 3.04 = 1.90\text{ m}$.

$$\text{wedle 56) } r_0 = \frac{1}{48} \left(5 + \frac{8 \cdot 79}{2 \cdot 44} \right) \cdot \frac{26^2}{3 \cdot 04} = 39 \cdot 8 \text{ m,}$$

$$w = 0 \cdot 57 + 0 \cdot 425 = 1 \cdot 015$$

$$\gamma' = \frac{1}{1 + 0 \cdot 01 \cdot 10 \cdot 2} \cdot 2 \cdot 4 = 2 \cdot 0$$

$$\text{dost}^2 \varphi = \frac{26^2}{26^2 + 4 \cdot 3 \cdot 04^2} = 0 \cdot 95, \tau = 45 \text{ kg/cm}^2, \text{ wi} \acute{e}c \text{ wedle 55)}$$

$$d_0' = \frac{1}{2} \frac{1 \cdot 015 \cdot 39 \cdot 8}{10 \cdot 45 - 2 \cdot 0 \cdot 39 \cdot 8} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 90 (10 \cdot 45 - 2 \cdot 39 \cdot 8) \cdot 0 \cdot 95}{1 \cdot 015^2 \cdot 39 \cdot 8}} \right)$$

$$d_0' = 0 \cdot 0545 (1 + \sqrt{1 + 39 \cdot 1}) = 0 \cdot 40 \text{ m,}$$

$$d_0 = \frac{0 \cdot 40}{1 + 0 \cdot 01 \cdot 10 \cdot 2} = 0 \cdot 33 \text{ cm.}$$

Widzimy wi} \acute{e}c, \acute{z}e d_0 ze wzgl} \acute{e}du na obci} \acute{a}nienie cz} \acute{e}sciowe jest znacznie wi} \acute{e}kszym. Poprawmy zatem rachunek, przyjmijmy $d_0 = 0 \cdot 36$,

$d_1 = 0 \cdot 60 \text{ cm}$, a otrzymamy:

$$q_0 = 2 \cdot 4 \cdot 0 \cdot 36 + 0 \cdot 57 + 0 \cdot 425 = 1 \cdot 86$$

$$q_1 = 2 \cdot 4 \cdot 0 \cdot 6 + 1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 14 + 0 \cdot 425 = 7 \cdot 83.$$

Wedle 51) otrzymamy to samo: $d_0 = 0 \cdot 12 \text{ cm}$.

Ze wzgl} \acute{e}du na obci} \acute{a}nienie cz} \acute{e}sciowe otrzymamy wedle 57):

$$f_0 = \frac{6 \cdot 1 \cdot 86}{5 \cdot 1 \cdot 86 + 7 \cdot 83} \cdot 3 \cdot 04 = 1 \cdot 98 \text{ m, } r_0 = \frac{1}{48} \left(5 + \frac{7 \cdot 83}{1 \cdot 86} \right) \frac{26^2}{3 \cdot 04} = 42 \cdot 7$$

$$w = 0 \cdot 57 + 0 \cdot 425 = 0 \cdot 995, \gamma' = 2 \cdot 0, \text{ dost}^2 \varphi = 0 \cdot 95. \text{ Wedle 55):}$$

$$d_0' = \frac{1}{2} \frac{0 \cdot 995 \cdot 42 \cdot 7}{10 \cdot 45 - 2 \cdot 42 \cdot 7} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 98 (10 \cdot 45 - 2 \cdot 42 \cdot 7) \cdot 0 \cdot 95}{0 \cdot 995^2 \cdot 42 \cdot 7}} \right)$$

$$d_0' = 0 \cdot 0567 (1 + \sqrt{1 + 40 \cdot 1}) = 0 \cdot 42 \text{ cm,}$$

$$d_0 = \frac{0 \cdot 42}{1 + 0 \cdot 01 \cdot 10 \cdot 2} = 0 \cdot 35 \text{ cm.}$$

Przez zmniejszenie ci} \acute{e} \acute{z}aru w} \acute{l}asnego (grubo} \acute{c}i sklepienia), otrzymali} \acute{m}y troch} \acute{e} wi} \acute{e}ksze d_0 , bo wplyw ci} \acute{e} \acute{z}aru ruchomego jest tu wi} \acute{e}kszym. Mo \acute{z}emy wi} \acute{e}c przyjac} \acute{e}c ostatecznie $d_0 = 0 \cdot 36 \text{ cm}$. Je \acute{z}eli w przybli \acute{z}eniu przyj-

miemy luk ko} \acute{l}owy, to st $\beta = \frac{l}{2(r-f)} = \frac{l}{2 \left(\frac{l^2}{8f} - f \right)}$, wi} \acute{e}c:

$$\text{st } \beta = \frac{26}{2 \left(\frac{26^2}{8 \cdot 3 \cdot 04} - 3 \cdot 04 \right)} = 0 \cdot 504, \beta = 30^\circ 6',$$

$$d_1 = d_0 \text{ siecz } \beta = 0 \cdot 36 \text{ siecz } \beta = 42 \text{ cm.}$$

Wykonano $d_0 = 0 \cdot 32 \text{ cm}$, $d_1 = 0 \cdot 45 \text{ cm}$.

§ 61. Grubo} \acute{c}i sklepienia tr} \acute{o}jprzegubowego.

Przyjmujemy zn} \acute{o}wu, \acute{z}e o} \acute{s} sklepienia wpada na linj} \acute{e} ci} \acute{e} \acute{z}nienia dla obci} \acute{a}nienia po} \acute{l}ow} \acute{a} ci} \acute{e} \acute{z}aru ruchomego i wyznaczamy jak poprzednio d_0 i d_w (rys. 241), przycz} \acute{e}m jednak mo \acute{z}emy przyjac} \acute{e}c $\tau_0 = \tau$.

Chodzi jeszcze o wyznaczenie grubo} \acute{c}i w jednej czwartej rozpi} \acute{e}to} \acute{c}i. Przy obci} \acute{a}nieniu jednej po} \acute{l}owy luku ci} \acute{e} \acute{z}arem p_1

$$\left. \begin{aligned}
 V &= Hy' = \frac{kl}{2} \frac{\sin k\xi}{k'} \\
 N &= \sqrt{H^2 + V^2}
 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 66)$$

$$d = v \frac{H}{N}, \text{ a } d_w = d_0 \frac{H_0}{N_w} (1 + \varphi),$$

$$\text{stad: } \varphi = \frac{d_w N_w}{d_0 H_0} - 1. \dots \dots \dots 67)$$

Obliczenie powyższe odnosiłoby się tylko do siły podłużnej. Jednak i momenty mogą mieć znaczny wpływ na wymiary sklepienia i naprężenia. Jeżeli nazwiemy:

$$e = \frac{I_0}{I} \sqrt{1 + y'^2},$$

to dla klucza $e=1$, a dla węzłowiec w mostach wykonanych $e \doteq 0.4$. Między tymi dwoma punktami można wykreślić wiele linii dla e , Färber przyjmuje dwa równania dla linii granicznych e :

$$\left. \begin{aligned}
 e_1 &= 1.0 - 0.6 \xi^{1/2} \\
 e_2 &= 1.0 - 3.0 \xi^2 + 2.4 \xi
 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 68)$$

Dla η przyjmuje także dwa równania:

$$\eta_1 = \xi^2, \quad \eta_2 = 0.4 \xi^2 + 0.6 \xi^4. \dots \dots \dots 69)$$

Färber oblicza linje wpływowe dla poszczególnych punktów, a z nich momenty. Obliczenie to jest dość żmudne, a wynikiem jego jest wykres (rys. 243), z którego można odczytać ilość n dla równania:

$$M_p = \frac{pl^2}{n} \dots \dots \dots 70)$$

Dla obciążenia jednostajnego p wyznacza wartości n linja, oznaczona literą p , dla ciężaru skupionego, literą P . Dla mostów kolejowych ważne są linje, oznaczone cyframi 20 do 100, które wyrażają rozpiętość w metrach, przyczem przyjmujemy ciężar zastępczy $p = \frac{8M'}{l^2}$, jeśli M' oznacza najw. moment dla belki prostej.

Dalej oblicza Färber momenty z powodu zmiany ciepłoty. Z badań istniejących mostów dochodzi on do wniosku, że należy przyjąć z tego powodu zmianę długości o $\frac{l}{5000}$ albo wahanie się $\frac{l}{10000}$ przy dobrze okrytych sklepieniach. Dla sklepień bez nadsypki albo przy łękach należy podwoić tę długość. Otrzymuje on:

$$M_s = \frac{\alpha_0^3}{f} \left(1 + 0.25 \frac{F_s}{d_0} \right) \frac{1}{n'} \dots \dots \dots 71)$$

Wartość współczynnika n' jest zmienną, przedstawiliśmy ją na rys. 241 a linią kreskowaną. Wynosi ona dla klucza 62, dla węzłowania 18.

Momenty z powodu obciążenia i zmiany ciepłoty należy dodać.

Dla zastosowania tych wzorów trzeba jednak przyjąć d_0 i d_w . Jeżeliśmy przyjęli te grubości niedokładnie, to należałoby rachunek powtórzyć. Aby tego uniknąć trzeba starać się przyjąć d_0 i d_w z jak najmniejszym błędem.

Co do grubości w kluczu d_0 należy zauważyć, że możliwe są rozmaite założenia. Można przyjąć sklepienie bardzo cienkie, a za to dać wielką wkładkę żelazną i odwrotnie można oszczędzać na żelazie, a przyjąć sklepienie grubsze. Na podstawie przykładów przychodzi Färber do wniosku, że sklepienie jest najtańsze, gdy $M_p : M_t = 2.55$ do 1.20 , przyczem M_p oznacza moment z powodu ciężaru ruchomego a M_t z powodu zmiany ciepłoty. Na tej podstawie otrzymuje Färber wzór na pól do-

$$\text{świadczalny:} \quad d_0 = \vartheta l \sqrt[3]{\frac{p}{l:f}}, \quad \dots \quad 72)$$

przyczem p oznacza ciężar ruchomy w t/m^2 , d_0 w cm , l w m , a wartości dla współczynnika ϑ zestawiono w następczej tabliczce:

Tabl. XIII.

Sposób obciążenia	Stosunek kosztu 1 m ³ betonu wraz z opierzeniem i rusztowaniem do kosztu 100 kg żelaza z wykonaniem		
	3.5	2.4	1.3
	(wysoki) (średni) (niski)		
Ciężar ciągły równomierny	2.3	2.7	3.1
Mieszany (m. drogowe i kolejowe) . .	2.6	3.1	3.6
Tylko jeden wielki ciężar	3.2	3.8	4.4

W równ. 72 jest $\frac{l}{f}$ w mianowniku, więc im sklepienie jest więcej płaskie, tem ma być d_0 mniejszem. Ale że wtedy wzrasta też H , więc dla każdego l będzie pewny stosunek $\frac{f}{l}$ najmniejszy, aby otrzymać odpowiednie korzystne grubości sklepienia w kluczu d_0 .

Dla węzłowania, jak już mówiliśmy, można przyjąć:

$$e_w = \frac{I_0}{I_w} \sqrt{1 + y'^2} = 0.4.$$

Stąd otrzymamy w przybliżeniu:

$$\frac{d_w}{d_0} = 1.3 \sqrt[3]{\frac{N_w}{H}} \quad \dots \quad 73)$$

Stosunek N_0 i H należy na razie przyjąć, co nietrudno, jeżeli mniej więcej ustalimy strzałkę i rozpiętość.

§ 63. Grubość sklepień Melana.

Przy sklepieniach ustroju Melana możemy lepiej wyzyskać żelazo, jeżeli krążyny zawiesimy na łuku żelaznym, a więc część ciężaru sklepienia przeniesiemy na łuk żelazny. Jeżeli k -ta część ciężaru ($\frac{1}{3}$, $\frac{2}{3}$...) przenosi się na sklepienie a $(1-k)$ na łuk żelazny, to możemy użyć poprzednich wzorów, jeżeli ciężar właściwy sklepień przyjmiemy $k\gamma$ zamiast γ .

Aby wyznaczyć w przybliżeniu procent uzbrojenia przyjmujemy, że ciśnienie:

$$\sigma'_s = \frac{10(1-k)\gamma r_0 d_0 \text{ siecz } \varphi}{F_s} = \frac{10(1-k)\gamma r_0}{\alpha}$$

Oprócz tego powstaje ciśnienie σ''_s jako dla części łuku żelbetowego, które jednak nie może być większem, niż $n\tau$.

Więc $\sigma_s = \sigma'_s + \sigma''_s = \frac{10(1-k)\gamma r_0}{\alpha} + n\tau$, stąd:

$$\alpha = \frac{10(1-k)\gamma r_0}{\sigma_s - n\tau} \quad \dots \quad 74)$$

Dla łuku trójprzegubowego otrzymamy w $\frac{1}{4}$ rozpiętości analogicznie:

$$\alpha_1 = \frac{100(g-g_0)r_0 \text{ siecz } \varphi}{d_1(\sigma_s - n\tau)} \quad \dots \quad 75)$$

Jednak σ_s nie radzi Melan przyjmować większe, niż $700 \text{ kg/cm}^2 = 7000 \text{ t/m}^2$ ze względu na wyobczenie.

Przykład. Przyjmijmy ten sam przykład, co w § 60, więc $l=26 \text{ m}$, $f=3.04 \text{ m}$, grubość żwirówki w kluczu 0.8 m . Dalej przypuścimy, że $1-k=\frac{1}{3}$, więc $\frac{1}{3}$ część ciężaru przenosi się na łuk żelazny, to jeżeli przyjmiemy grubość $d_0=0.36 \text{ m}$, jak pierwej, będziemy mogli dać mniejszy procent uzbrojenia. Mianowicie otrzymamy dla $\sigma_s = 700 \text{ kg/cm}^2$, $\tau=45 \text{ kg/cm}^2$:

$$\alpha = \frac{10 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2.4 \cdot 42.7}{700 - 10 \cdot 45} = 1.37\%$$

Dla $d_0=0.36$ otrzymamy:

$$\gamma' = \frac{2.4}{1 + 0.01 \cdot 10 \cdot 1.37} = 2.11, \quad \gamma' r_0 = 2.11 \cdot 42.7 = 90.09,$$

$$r_0 = 10\tau - \gamma' r_0 = 450 - 90.09 = 359.9,$$

$$\text{więc: } d_0' = \frac{1}{2} \frac{0.995 \cdot 42.7}{359.9} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2.1 \cdot 20 \cdot 1.98 \cdot 359.9 \cdot 0.95}{0.995^2 \cdot 42.7}} \right)$$

$$d_0' = 0.059 (1 + \sqrt{1 + 38.4}) = 0.43 \text{ cm.}$$

Zatrzymujemy $d_0=36 \text{ cm}$ i otrzymujemy:

$$\alpha = \frac{100}{4} \left(\frac{d_0'}{d_0} - 1 \right) = 10 \left(\frac{43}{36} - 1 \right) = 1.95$$

nej części przekrojów. Ponieważ jednak nie wiemy od razu, gdzie wystąpi faza druga, więc uwzględnienie tej okoliczności przedstawiałoby bardzo wielkie trudności. To też w praktyce powszechnie obliczamy siły zewnętrzne tylko dla fazy I, a więc powierzchnie i momenty bezwładności liczymy dla pełnego przekroju, a naprężenia liczymy też wedle fazy pierwszej, tam zaś, gdzie ciągnięcia wypadają za wielkie, wedle fazy II b¹⁾.

Mniejsze sklepienia obliczamy, wyznaczając linje ciśnienia zazwyczaj dla obciążenia zupełnego i dla obciążenia połowy sklepienia. Z rys. 244 widzimy, jaki kształt mają linje wpływowe momentów osiowych w węzłowie, w $\frac{1}{4}l$ i w kluczu. Widzimy więc, że obciążenie częściowe do połowy, a właściwie nieco po za połowę sklepienia jest najniekorzystniejsze dla węzłowie i dla przekroju w $\frac{1}{4}l$. Największe rzędne są mniej więcej w $\frac{1}{4}l$ do $\frac{1}{3}l$. Jeżeli więc obciążamy most tłumem ludzi lub wozów, przyjmując obciążenie jednostajne i wałkiem, to należy obciążyć wedle rys. 245 mniej więcej 0·58 l , a pierwsze koło wałka wstawić w odległości 0·4 l .

Obciążenie zupełne wywołuje najw. H i najw. M w kluczu. Przytem należy wedle rys. 246 ustawić pierwsze koło wałka w kluczu. Ciężary kół rozkładają się przez nadsypkę i sklepienie. Zazwyczaj przy sklepieniach przeprowadzamy obliczenia dla 1 m szerokiego paska, przy odrębnych łukach musimy wyznaczyć, jaki ciężar przypada na jeden łęk²⁾. W przekroju podłużnym albo przyjmujemy, że ciężary działają w jednym punkcie, co jest za niekorzystne, albo też cały ciężar wałka dzielimy przez powierzchnię, na którą on z uwzględnieniem przeniesienia się przez żwir się rozkłada i w tem miejscu otrzymujemy większy ciężar jednostkowy.

Linję ciśnienia kreślą zazwyczaj w sposób przybliżony, przyjmując trzy punkty jej w kluczu i w węzłowie. Dla obciążenia zupełnego przyjmują wtedy te trzy punkty w osi, a często robią to założenie także dla obciążenia częściowego. W pierwszym wypadku błąd zazwyczaj nie jest wielkim, w drugim jednak otrzymujemy zupełnie błędną linję, nie odpowiadającą trzem warunkom³⁾. Lepiej wtedy dla obciążenia częściowego przyjmować dolny punkt jędrny dla węzłowie obciążonego, górny dla nieobciążonego, a punkt w osi w klu-

¹⁾ Por. autora: „Teorya żelbetu“, str. 293.

²⁾ Por. § 29.

³⁾ Por. aut. Pod. Stat. Bud., wyd. III., str. 400.

czu. Ale i to założenie nie daje prawdziwej linii ciśnienia, którą dla dźwigarów głównych mostu należałoby zawsze wyznaczyć, aby odpowiadała trzem warunkom¹⁾. Jeżeli na podstawie wykreślonej linii ciśnienia mamy wyznaczyć naprężenia, to należy przyjąć dość wielką podziałkę, aby zwiększyć dokładność. Melan radzi nawet nie spuszczać się na wykres linii ciśnienia, lecz obliczać moment i siłę podłużną liczebnie i z tego dopiero naprężenia. Jednak przy obliczeniu łuków mamy tyle źródeł niedokładności, że zdaniem mojem obliczenie ściśle liczebne da tylko pozornie dokładniejsze wyniki.

Dla łuków o rozpiętości większej, niż 20 m zazwyczaj liczymy już na podstawie linii wpływowych²⁾ dla pewnej liczby przekroi dla obciążeń najniekorzystniejszych dla każdego przekroju. Tu już i Melan znajduje dostateczną dokładność przy wykreślnem wyznaczeniu linii wpływowych. Obciążenie przyjmujemy wtedy zwykle jako układ ciężarów skupionych, co jest nieco za niekorzystnem, ale różnica nie jest wielką. Dla wyznaczenia linii wpływowych należy uwzględnić zmienność przekrojów. Najlepiej jest wyznaczyć linje wpływowe dla momentów jędrnych, chociaż często wyznacza się je dla momentów osiowych, a osobno dla sił podłużnych.

§ 66. Obliczenie sklepienia zapomocą linii ciśnienia.

Przykład.

Jako przykład podajemy tu obliczenie mostu nad koleją Brema-Hamburg w Buchholz³⁾.

1. Dane. Most ten ma rozpiętość $l=20$ m i strzałkę $f=3.4$ m (rys. 247). Grubość w kluczu wynosi 22 cm na węzłowiach 30 cm, więc $d_0=22$ cm, $d_1=30$ cm, $\gamma=2400$ kg/m³=2.4 t/m³, ciężar gatunkowy nadsypki 1.8 t/m³. Szerokość mostu 4 m, obciążenie II. klasy wedle przepisów polskich (rys. 248), nadsypka w kluczu 0.35 m, spad ku węzłowi 1:6.5.

2. Obciążenia częściowe. Przyjąwszy rozdział ciśnienia pod kątem 45°, otrzymamy dla koła przedniego wałka (rys. 249) na 1 m szeroki pasek sklepienia $P = \frac{9}{1.4 + 2(0.35 + 0.11)} = \frac{9}{2.32} = 3.88$ t. Dla obu kół tylnych na 1 m b. szerokości $P_1 = \frac{11}{1.3 + 2.0.5 + 2.0.46} = \frac{11}{3.32} = 3.42$ t. Ciężar całego wałka rozdzielamy równo na długość wałka 5.4 m, więc $p_w = \frac{3.88 + 3.42}{5.4} = 1.38$ t/m. Gdybyśmy rozłożyli cały ciężar wałka 20 t na powierzchnię

¹⁾ Por. Podręcz. Stat. Budowl., wyd. III., str. 402.

²⁾ P. Podr. Teorii mostów, cz. II. Łuki i wieszary, str. 82.

³⁾ P. Kersten: Brücken in Eisenbeton, cz. II., wyd. 2, str. 40.

$5.4 (2.8 + 2.046) = 17.4 \text{ m}^2$, tobyśmy otrzymali $p_w' = \frac{20}{17.4} = 1.15 \text{ t/m}^2$, a więc nieco mniej. Ze względu na to, że sklepienie całe jest monolitem, możemy przyjąć tę drugą wartość mniejszą $p = 1.15 \text{ t/m}$, a po zwiększeniu o 40% $p = 1.15 \cdot 1.4 = 1.61 \text{ t/m}$.

Dla obciążenia częściowego ustawiamy pierwsze koło w odległości $0.4 l_1 = 0.4 \cdot 20.2 = 8.1 \text{ m}$ (rys. 250). Wtedy rozkłada się ciśnienie kół na 5.0 m , co jest mniejszem, niż 5.4 m długości wałka. Możemy więc poprzedni ciężar jednostkowy i tu zostawić. Resztę rozpiętości obciążamy tłumem ludzi 0.45 t/m .

Dla wykreślenia linii sprowadzonej obciążenia mnożymy rzędne nadsypki współczynnikiem $1.8 : 2.4 = 0.75$, nadmurowanie $2.2 : 2.4 = 0.92$, ciężar jednostkowy wałka przedstawiamy warstwą muru wysokości $\frac{1.61}{2.4} = 0.67$, tłumowi ludzi $\frac{0.45}{2.4} = 0.19 \text{ m}$.

Byłoby jeszcze pytanie, czy obciążenie wozami typu 6 lub pociągiem typu 8 nie jest niekorzystniejszym. Ciężar wozu 10.5 t rozdziela się na $6.8 \cdot 2.4 = 16.32 \text{ m}$, zatem $p = 0.64$, więc mniejsze, niż dla wałka, wprowadzie to p jest większe, niż dla tłumy ludzi, lecz z rys. 250 widać, że wpływ wałka tu przeważa. Ten rodzaj obciążenia będzie więc korzystniejszym. Co dotyczy pociągu, otrzymamy ciężar parowozu 10.5 t , rozkładający się na $3.50 \cdot 2.50 = 8.75 \text{ m}$, więc $p = 10.5 : 8.75 = 1.2 \text{ t}$, a wózów $\frac{3.90 \cdot 2.5}{4} = 0.41 \text{ t}$, więc ciężar parowozu trochę większy na jednostkę, ale na mniejszej długości i ciężar wozów mniejszy, niż ciężar tłumy ludzi, ale za to mamy go mnożyć przez 1.4. Tu więc nie można od razu powiedzieć, czy typ 7 czy 8 będzie niekorzystniejszy i trzeba by przeprowadzić badania dla obu. My tu jednak w przykładzie zbadamy tylko wypadek obciążeniem typu 7, bo sposób obliczenia pozostaje przy typie 8 taki sam.

Rozpiętość dzielimy na 10 równych części $\frac{20.2}{10} = 2.02 \text{ m}$ długich i obliczamy ciężary pasków, przyczem w pasku 6 przyjmujemy całe obciążenie jednostajnie działające, względnie jeśli chcemy dokładniej liczyć przesuwamy nieco połowiącą w pasku szóstym na prawo. Ciężary otrzymamy:

$$\begin{array}{ll} P_1 = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 2.95 = 14.3 \text{ t} & P_6 = 2.4 (2.02 \cdot 0.53 + 0.47 \cdot 0.67) = 3.3 \text{ t} \\ P_2 = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 1.90 = 9.2 \text{ ,,} & P_7 = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 1.39 = 6.7 \text{ t} \\ P_3 = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 1.15 = 5.6 \text{ ,,} & P_8 = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 1.82 = 8.9 \text{ ,,} \\ P_4 = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 0.74 = 3.6 \text{ ,,} & P_9 = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 2.09 = 10.1 \text{ ,,} \\ P_5 = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 0.53 = 2.6 \text{ ,,} & P_{10} = 2.4 \cdot 2.02 \cdot 3.19 = 15.2 \text{ ,,} \end{array}$$

Linję ciśnienia wyznaczylismy (rys. 251) według sposobu, podanego w Podręczniku Statyki Budowli (III. wyd., str. 402 i n.) i możemy teraz wyznaczyć naprężenia na razie tak, jak gdyby wkładki żelaznych nie było.

Szew

Naprężenie

1. wężłowicie lewe . $\sigma_6 = \frac{55000}{9000} \left(1 \pm \frac{6.7}{30}\right) = + 43.9 \text{ kg/cm} - 73 \text{ kg/cm}$
2. dla $x = 7 \text{ m}$. . . $\sigma_6 = \frac{41000}{2400} \left(1 \pm \frac{6.20}{24}\right) = + 102.6 \text{ ,,} - 68.4 \text{ ,,}$
3. w kluczu $\sigma_6 = \frac{40500}{22000} \left(1 \pm \frac{6.25}{20}\right) = + 157.2 \text{ ,,} - 120.2 \text{ ,,}$

Szew	Napężenie
4. dla $x = \frac{3l}{4} \dots \sigma_b = \frac{42500}{25000} \left(1 \pm \frac{6.5}{25}\right) = + 37.4 \text{ kg/m} - 3.4 \text{ kg/cm}^2$	
5. węzłowie prawe $\sigma_b = \frac{55500}{30000} \left(1 \pm \frac{6.50}{30}\right) = + 203.5 \text{ } - 166.5 \text{ } "$	

3. Obciążenie zupełne (rys. 252). Tu stawiamy wałek w kluczu. Ciężar na jednostkę długości obliczyliśmy już poprzednio $p = 1.15 \text{ t/m}$, reszta rozpiętości byłaby całkiem nieobciążona, co nie odpowiada założeniu. Przyjawszy kolejkę, mielibyśmy tylko z jednej strony parowozu obciążone sklepienie, więc dla obciążenia zupełnego lepiej przyjąć obciążenie wozami typu 8. Obciążenie 3 wozami sięga na długość 15.2 m , a uwzględnivszy rozkład przez nadsypkę, możemy przyjąć długość obciążoną równą rozpiętości, wtedy $p = \frac{3.105}{2.4 \cdot 20.2} = 0.65 \text{ t/m}$.

Z powodu symetrycznego obciążenia wykreślamy tu linię ciśnienia dla połowy sklepienia. Tu możemy w przybliżeniu przyjąć środek klucza i środek węzłowia jako punkty linii ciśnienia i wykreślić przybliżoną linię ciśnienia. Dzielimy znowu połowę sklepienia na 5 pasków i otrzymujemy ciężary:

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 2.4 \cdot 2.02 \cdot 3.51 = 17.0 \text{ t} & P_4 &= 2.4 \cdot 2.02 \cdot 1.03 = 4.9 \text{ t} \\
 P_2 &= 2.4 \cdot 2.02 \cdot 2.15 = 10.4 \text{ } & P_5 &= 2.4 \cdot 2.02 \cdot 0.75 = 3.6 \text{ } \\
 P_3 &= 2.4 \cdot 2.02 \cdot 1.44 = 7.0 \text{ } & &
 \end{aligned}$$

Na tej podstawie wykreśliliśmy przybliżoną linię ciśnienia. Leży ona cała ponad osią, a że powierzchnie momentów powinny się wyrównywać, więc przesuwamy ją całą w dół o 4 cm .

Wyznaczymy teraz napężenia dla łuku bez wkładek:

Szew	Napężenie
1. węzłowie $\sigma_b = \frac{62500}{3000} \left(1 \pm \frac{6.11}{30}\right) = + 66.6 \text{ kg/m}^2 - 25.0 \text{ kg/m}^2$	
2. $x = 7 \text{ m} \dots \sigma_b = \frac{50000}{2400} \left(1 \pm \frac{6.0}{24}\right) = + 20.8 \text{ } \quad 0 \text{ } "$	
3. klucz $\dots \sigma_b = \frac{45000}{2200} \left(1 \pm \frac{6.6}{22}\right) = + 54.0 \text{ } \quad - 13.1 \text{ } "$	
4. $x = \frac{3}{4} l \dots \sigma_b = \frac{47000}{2500} \left(1 \pm \frac{6.10}{25}\right) = + 63.9 \text{ } \quad - 26.3 \text{ } "$	

4. Wyznaczenie wkładek żelaznych. Widzimy, że dla ciężaru zupełnego potrzeba uzbrojenia w kluczu, w węzłowie i dla $x = l/4$ i $3/4 l$, dla obciążenia częściowego także dla $x = 7 \text{ m}$. Wszędzie więc potrzebne będą wkładki. Obliczamy przekrój wkładek żelaznych sposobem Lichtensteina¹⁾, zastosowanym do przekroju prostokątnego (rys. 253).

Mamy mianowicie:

$$D = \frac{b z_1 \sigma_b}{2}, \quad D' = F_{z_1} \sigma_{z_1} \dots \dots \dots 78)$$

$$Z = D + D' - P = F_{z_2} \sigma_{z_2} \dots \dots \dots 79)$$

Dalej
$$z_1 = \frac{15 \sigma_b}{\sigma_s + 15 \sigma_b} d_1 = \xi d_1 \dots \dots \dots 80)$$

$$\sigma_{z_1} = 15 \left(1 - \frac{\alpha_1}{z_1}\right) \sigma_b \dots \dots \dots 81)$$

¹⁾ Teorja żelbetu, str. 154.

Ze względu na dolne uzbrojenie:

$$P\left(v - \frac{d}{2} + d_1\right) = \frac{b z_1 \sigma_b}{2} \left(d_1 - \frac{z_1}{3}\right) + D'(d_1 - a_1),$$

$$\text{stad } D' = \frac{1}{d_1 - a_1} \left[P\left(v - \frac{d}{2} + d_1\right) - \frac{b z_1 \sigma_b}{2} \left(d_1 - \frac{z_1}{3}\right) \right] = F_{z_1} \sigma_{z_1}. \quad (82)$$

Dla węzłowia mamy:

$$P = 55500 \text{ kg}, \quad v = 50 \text{ cm}, \quad d = 30 \text{ cm}, \quad d_1 = 27 \text{ cm}, \quad a_1 = 3 \text{ cm}, \\ \sigma_b = 0.28.175 = 49 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = 0.25.3800 = 950 \text{ kg/cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm},$$

$$\text{zatem: } z_1 = \frac{15.49}{950 + 15.49} \cdot 7 = 12.1 \text{ cm}, \quad D = \frac{100.49.12.1}{2} = 29645,$$

$$D' = \frac{1}{27 - 3} (55500(50 - 15 + 27) - 29645(27 - 4.08)) = \\ = \frac{1}{24} (3441000 - 680946) = 115000,$$

$$Z = 29645 + 115000 - 55000 = 89645 \text{ kg},$$

$$F_z = \frac{89695}{950} = 94.3 \text{ cm}^2 \text{ (dolna wkładka),}$$

$$F_{z_1}' = \frac{115000}{15\left(1 - \frac{3}{12.1}\right)49} = 212 \text{ cm} \text{ (górną wkładka).}$$

Dla klucza mamy:

$$P = 40500 \text{ kg}, \quad v = 25 \text{ cm}, \quad d = 22 \text{ cm}, \quad d_1 = 19 \text{ cm}, \quad a_1 = 3 \text{ cm}.$$

$$\text{Otrzymamy: } z_1 = \frac{15.49}{950 + 15.49} \cdot 19 = 3.2 \text{ cm}, \quad D = \frac{100.49.3.2}{2} = 20090 \text{ kg},$$

$$D' = \frac{1}{19 - 3} (40500(25 - 11 + 19) - 20090(19 - 2.73)) = 65970 \text{ kg},$$

$$Z = 20090 + 65970 - 40500 = 45560 \text{ kg}, \quad F_z = \frac{45560}{950} = 48.0 \text{ cm}^2 \text{ (dolna),}$$

$$F_{z_1} = \frac{65970}{15\left(1 - \frac{3.2}{8.2}\right)49} = 141.5 \text{ cm}^2 \text{ (górną).}$$

Dla $x = 7 \text{ m}$ mamy: $P = 41000 \text{ kg}, \quad v = 20 \text{ cm}, \quad d = 24 \text{ cm}, \quad d_1 = 21 \text{ cm}, \quad a_1 = 3 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm},$

$$\text{zatem: } z_1 = \frac{15.49}{950 + 15.49} \cdot 20 = 3.0 \text{ cm}, \quad D = \frac{100.49.3}{2} = 22050 \text{ kg},$$

$$D' = \frac{1}{20 - 3} (41000(20 - 12 + 21) - 22050(21 - 3)) = 49510 \text{ kg},$$

$$Z = 22050 + 49510 - 41000 = 30560 \text{ kg}, \quad F_z = \frac{30560}{950} = 32.2 \text{ cm} \text{ (dolna),}$$

$$F_{z_1} = \frac{49510}{15\left(1 - \frac{3}{9}\right)49} = 101 \text{ cm}^2.$$

W naszym przykładzie okazuje się potrzeba dość wielkiej wkładki ciśnionej a mniejszej wkładki ciągnionej. Gdybyśmy chcieli zaoszczędzić na żelazie, musielibyśmy powiększyć grubość sklepienia. Zatrzymując przyjęte grubości, należałoby dać na 1 cm szerokości sklepienia w węzłowiu: $6 \phi 47$ i $6 \phi 48$, $F_{z_1} = 104.6 + 108.6 = 213.2 \text{ cm}^2$. Jednak odstęp między wkładkami byłby za mały, dlatego koniecznym jest powiększenie grubości

w kluczu może na 34 cm. W przybliżeniu możemy wkładkę obliczyć wtedy w ten sposób: $P=55500 \text{ kg}$, $v=50 \text{ cm}$, $d=34 \text{ cm}$, $d_1=31 \text{ cm}$, $a_1=3 \text{ cm}$, $\sigma_b=49 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_z=950 \text{ kg/cm}^2$, $b=100 \text{ cm}$, zatem:

$$z_1 = \frac{15.49}{950 + 15.49} \cdot 31 = 13.9 \text{ cm}, \quad D = \frac{100.49.13.9}{2} = 34055 \text{ kg},$$

$$D' = \frac{1}{31-3} \left(55500(50-17+31) - 34055 \left(31 - \frac{13.9}{3} \right) \right) = 94785 \text{ kg},$$

$$Z = 34055 + 94785 - 55500 = 73340 \text{ kg}, \quad F_z = \frac{73340}{950} = 77.2 \text{ cm}^2 \text{ (dolna wkładka)},$$

$$F_{z_1} = \frac{94785}{15 \left(1 - \frac{3}{13.9} \right) 49} = 164.5 \text{ cm}^2 \text{ (górną wkładka)}.$$

Przekrój żelaza jest więc znacznie mniejszym. Przyjmiemy więc: 12 ϕ 42, $F_{z_1} = 166.2 \text{ cm}^2$ u góry, zaś 12 ϕ 29, $F_z = 79.2 \text{ cm}^2$ u dołu.

W kluczu przyjmujemy 11 ϕ 42, $F_{z_1} = 152.4 \text{ cm}^2$ u góry, zaś 8 ϕ 29 cm $F_z = 52.8 \text{ cm}^2$ u dołu.

Dla $x=7 \text{ cm}$ będzie grubość d nieco większą z powodu zgrubienia sklepienia w kluczu, należałoby jeszcze raz przeliczyć. Bez przeliczenia przyjmujemy 7 ϕ 42 cm, $F_{z_1} = 97.0 \text{ cm}^2$ u góry i 5 ϕ 29 cm $F_z = 33.02 \text{ cm}^2$.

§ 67. Obliczenie sklepienia na podstawie linii wpływowych.

Przykład.

Mamy zaprojektować most żelbetowy dla drogi I. klasy, 6 m szerokiej, z dwoma chodnikami po 1.5 m, $l=35$, $f^1=5 \text{ m}$, wysokość nadsypki w kluczu 30 cm (rys. 254).

1. Wyznaczenie grubości i kształtu sklepienia. Na 35 m długości zmieści się wałek 23 t i tłum ludzi 500 kg/m^2 na szerokość 2.6 m, przyczem ciężar wałka należy pomnożyć przez 1.4, więc na 1 m b. szerokości będzie:

$$\text{dla wałka} \dots p_1 = \frac{1.4.23}{2.6.4.95} = 2.49 \text{ t/m}$$

$$\text{„ tłum ludzi } p_2 = 0.50 \text{ t/m},$$

$$\text{średnio} \dots p = \frac{1.4.2.3 + 0.5.2.6.30.05}{2.6.35} = 0.80 \text{ t/m}.$$

Dla typu 1. otrzymamy, mnożąc ciężar wozów przez 1.4,

$$\text{dla grupy 3 wozów} \dots p_1 = \frac{3.12.1.4}{16.2.2.4} = 1.30 \text{ t/m},$$

$$\text{„ tłum ludzi} \dots p_2 = 0.5 \text{ t/m},$$

$$\text{średnio} \dots p = \frac{36.1.4 + 0.5.18.8.2.4}{2.4.35} = 0.87 \text{ t/m}$$

Dla typu 2. otrzymamy:

$$\text{dla wozu motorowego i ciężarowego} \dots p_1 = \frac{12+38}{2.4.13.8} = 1.51 \text{ t/m},$$

$$\text{„ tłum ludzi} \dots p_2 = 0.5 \text{ t/m},$$

$$\text{średnio} \dots p = \frac{12+38+0.5.21.2.2.4}{2.4.35} = 0.90 \text{ t/m}$$

¹⁾ f oznacza tu pionowy odstęp środka klucza od środka węzłowania.

Dla typu 4. otrzymamy:

$$\text{dla pociągu } p = \frac{12 \cdot 6 + 11 + 5 \cdot 10}{2 \cdot 4 \cdot 35} = 0 \cdot 88 \text{ t/m}$$

Obciążenia średnie mało się różnią, przyjmijmy największe $p = 0 \cdot 90 \text{ t/m}$.

Dalej mamy na 1 m szerokości sklepienia ciężar pomostu z nad-sypką dla przyjętej grubości 0·30 m: $0 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 0 \cdot 2 \cdot 4 = 0 \cdot 72 \text{ t}$.

Przyjmijmy we wzorze (72) $\varphi = 3 \cdot 1$, więc grubość w kluczu:

$$d_0 = 3 \cdot 1 \cdot 35 \sqrt[3]{\frac{0 \cdot 90}{35 \cdot 5}} = 54 \cdot 8 \text{ cm} \doteq 55 \text{ cm}.$$

Z rys. 202 dla przyjętych l i f wypada z wykresu:

$$\frac{N_w}{H} \doteq 1 \cdot 17, \text{ więc według (73): } \frac{d_w}{d_0} = 1 \cdot 3 \sqrt[3]{1 \cdot 17} = 1 \cdot 37,$$

stąd: $d_w = 55 \cdot 1 \cdot 37 = 75 \text{ cm}.$

Obciążenie w kluczu wynosi:

połowa p	= 0·45 t/m
nadsypka i pomost	= 0·72 „
sklepienie $0 \cdot 55 \cdot 2 \cdot 4$	= 1·32 „
	<hr/>
	$k = 2 \cdot 49 \text{ t/m}$

Obciążenie w węzłowie wynosi:

połowa p	= 0·45 t/m
pomost	= 0·72 „
sklepienie ¹⁾ $0 \cdot 84 \cdot 2 \cdot 4$	= 2·02 „
nadsypka	= 0·72 „
mury pachwinowe w przybliżeniu $(0 \cdot 2 \cdot 0 \cdot 3 \cdot 5 +$	
$+ 1 \cdot 75 \cdot 0 \cdot 3 \cdot 0 \cdot 5 + 1 \cdot 80 \cdot 0 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 75) \cdot 2 \cdot 4 = 2 \cdot 86$ „	
	<hr/>
	$w = 6 \cdot 77 \text{ t/m}$

Stosunek obciążenia w węzłowie do obciążenia w kluczu:

$$x = \frac{6 \cdot 77}{2 \cdot 49} = 2 \cdot 72,$$

przyjmujemy $x = 2 \cdot 7247$, to $\text{arc cos hyp. } x = x' = 1 \cdot 66$.

$$\text{Według równania (64) mamy więc: } \eta = \frac{\cos \text{hyp } 1 \cdot 66 \cdot \xi - 1}{2 \cdot 7247 - 1}.$$

$$\text{Według (66): } H = \frac{2 \cdot 49 \cdot 35^2}{8 \cdot 5} \cdot \frac{2(2 \cdot 7247 - 1)}{1 \cdot 66^2} = 95 \cdot 4 \text{ t},$$

$$V = \frac{2 \cdot 49 \cdot 35}{2} \cdot \frac{\sin \text{hyp } 1 \cdot 66 \cdot \xi}{1 \cdot 66} = 26 \cdot 3 \sin \text{hyp } 1 \cdot 66 \cdot \xi.$$

Dla $\xi = 1$, tj. w węzłowie: $V_w = 26 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 5346 = 66 \cdot 6 \text{ t}$.

Cisnienie w węzłowie: $N_w = \sqrt{95 \cdot 4^2 + 66 \cdot 6^2} = 116 \cdot 4 \text{ t}$.

$$\text{Według (67): } \varphi = \frac{75 \cdot 116 \cdot 4}{55 \cdot 95 \cdot 4} - 1 = 0 \cdot 66.$$

$$\text{Według (62): } \frac{1}{2} v = \frac{55 \cdot 0}{2} (1 + 0 \cdot 66 \eta) = 275 (1 + 0 \cdot 66 \eta).$$

Moment w dowolnym punkcie według (70) i (71) jest:

1) W przybliżeniu przekrój pionowy.

$$M = M_p + M_t = \frac{0.90 \cdot 35^2}{n} + \frac{55^2 \left(1 + 0.25 \cdot \frac{28.35^1}{55}\right)}{n'}$$

$$M = \frac{1102}{n} + \frac{376}{n'}$$

Mając wyznaczone wartości pomocnicze, obliczamy tabl. XIV. Przyjąwszy w przybliżeniu, że M i N są dla tego samego obciążenia, mamy odstęp środka ciśnień od osi łuku: $e = \frac{M}{N}$, dalej $d = v \frac{H}{N}$.

Dla obliczenia przekroju żelaza F_z użyjemy wzorów (78) do (82).

Więc np. dla $\xi = 0.0$, $d = 55$ cm, $d_1 = 52$ cm, $a_1 = 3$ cm, $v = e = 16.6$ cm, $N = 95.4$ t, $\tau_1 = 50$ kg/cm², $\sigma_2 = 950$ kg/cm², otrzymamy:

$$z_1 = \frac{15.50}{950 \cdot 15.50} \cdot 52 = 22.9 \text{ cm}, \quad D' = \frac{1}{52-3} \left\{ 95400 (16.6 - 27.5 + 52) + \right.$$

$$\left. - \frac{100 \cdot 22.9 \cdot 50}{2} (52 - \frac{1}{3} \cdot 22.9) \right\} = 28130 \text{ kg.}$$

$$D = \frac{100 \cdot 22.9 \cdot 50}{2} = 57250, \quad Z = 57250 + 28130 - 95400 = -10020 \text{ kg}, \quad F_2 = 0,$$

$$F_{z_1} = \frac{28130}{15 \left(1 - \frac{3}{22.9}\right) 50} = 43.2 \text{ cm}^2.$$

Ponieważ uzbrojenie będzie obustronnem, więc można przyjąć uzbrojenie trochę mniejsze. Tu wyznaczamy je tylko dlatego, aby się przekonać, czy nie wypadnie za wielkie.

Rozumie się, że po obliczeniu dokładnem belki łukowej, trzeba będzie wielkość uzbrojenia dokładniej obliczyć i zbadać naprężenie w żelazie i betonie.

Grubość sklepienia d można też przyjąć z rys. 202 po wkreśleniu wartości v w każdym przekroju pionowym od $\xi = 0.0$ do $\xi = 1.0$.

2. Zaprojektowanie pomostu i ustroju przekroju poprzecznego. Ustrój pomostu i przekroju poprzecznego widoczny jest z rys. 203 i 204. Konstrukcję niosącą właściwą stanowi sklepienie, na którym opierają się słupy, podpierające pomost. Słupy rozmieszczone są co 3.5 m. Przekrój poprzeczny pomostu stanowi typowy przekrój mostu o belkach żebrowych. Belki główne pomostu są belkami ciągłymi, sztywnie połączonymi ze słupami. Stężenie w kierunku prostopadłym do osi mostu uzyskujemy zapomocą poprzecznic. Chodnik stanowi płyta, oparta na wspornikach. Obliczenie pomostu i słupów jest zupełnie takie samo, jak przy mostach belkowych ciągłych, dlatego go tu nie przeprowadzamy, przyjmując wymiary prawdopodobne. Szczegółowo natomiast obliczymy belkę łukową.

¹⁾ Przyjmując na razie 1% przekroju wkładek względem przekroju sklepienia na 1 m szerokości mamy: $55 \cdot 100 \cdot 0.01 = 55$ cm². Na jedną stronę sklepienia przypada 27.5 cm², a przyjmujemy tu 10 ϕ 10 mm o przekroju 28.35 cm².

Tabl. XIV.

Szew	ξ	$k' \cdot \xi$	$\cos \text{hyp } \frac{k' \xi}{F}$	$\sin \text{hyp } \frac{k' \xi}{F}$	η	y	$\frac{1}{2} v$	V	M_p	M_t	M	N	e	d	F_z	F_{z_1}
						mm	mm	t	tm	tm	tm	t	mm	cm	cm ²	cm ²
0	0.0	0.0	1.0000	0.0000	—	0	275	0	9.9	5.9	15.8	95.4	166	55	0	43.2
1	0.1	0.17	1.0145	0.1708	0.0086	43	277	4.49	10.0	5.6	15.6	95.5	163	55	0	41.2
2	0.2	0.33	1.0549	0.3360	0.0318	159	281	8.84	10.4	5.1	15.5	95.8	162	56	0	40.8
3	0.3	0.50	1.1276	0.5211	0.0740	370	288	13.70	11.3	4.0	15.3	96.4	159	57	0	37.2
4	0.4	0.66	1.2258	0.7090	0.1309	654	298	18.65	12.6	3.1	15.7	97.2	162	59	0	34.5
5	0.5	0.83	1.3647	0.9286	0.2015	1007	312	24.42	12.8	1.8	14.6	98.5	148	60	0	28.5
6	0.6	1.00	1.5431	1.1792	0.3149	1574	332	31.01	11.6	1.9	13.5	100.0	135	63	0	21.4
7	0.7	1.16	1.7517	1.4332	0.4348	2174	354	37.82	9.9	4.7	14.6	102.6	142	65	0	11.0
8	0.8	1.33	2.0228	1.7533	0.5330	2965	383	46.24	9.6	8.5	18.1	106.0	171	69	0	18.9
9	0.9	1.49	2.3312	2.1059	0.7719	3860	415	56.38	18.0	13.8	31.8	110.8	287	71	1.7	55.3
10	1.0	1.66	2.7247	2.5346	1.0000	5000	456	68.66	34.4	20.9	55.3	116.4	475	75	8.9	64.1

3. Obliczenie sklepienia¹⁾. Podzielmy połowę rozpiętości na 10 części i obliczmy momenty bezwładności i kąty nachylenia dla wszystkich części, a otrzymamy:

Tabl. XV.

Szew	d cm	F_z	$\frac{I}{1000}$ cm ⁴	y' cm	pasek	x_m	$\frac{I'}{1000}$	$\frac{I_0}{I'}$	v''	v m	v' m	y m
0	55	43	1503	500	1	0·815	1495	1·48	1·47	+1·66	1·24	1·15
1	56	41	1579	496	2	2·63	1516	1·46	1·44	+1·26	4·05	1·07
2	56	41	1579	484	3	4·38	1550	1·43	1·38	+1·39	6·26	0·87
3	57	37	1650	463	4	6·13	1665	1·33	1·28	+0·81	8·43	+0·64
4	59	34	1819	435	5	7·88	1783	1·24	1·19	+0·30	10·10	+0·35
5	60	28	1891	399	6	9·68	1944	1·14	1·09	-0·08	11·43	-0·05
6	63	21	2159	343	7	11·38	2140	1·04	0·98	-0·65	12·30	-0·63
7	65	15	2347	283	8	13·13	2377	0·93	0·87	-1·19	12·97	-1·32
8	69	19	2819	204	9	14·88	2725	0·82	0·79	-1·75	13·06	-2·20
9	71	55	3237	114	10	16·63	2934	0·76	0·76	-1·63	6·58	-3·18
10	75	64	3834	0								
			24417									

F_z oznacza przekrój wkładki żelaznej, którą przyjmujemy symetryczną u góry i dołu. $I = \frac{1}{12} 100 \cdot d^3 + 2 F_z \left(\frac{d_1}{2}\right)^2 = \frac{100 d^3}{12} + \frac{F_z d_1^2}{2}$.

Przyjmujemy $\frac{I_0}{1000} = \frac{24417}{11} = 2220$, $I' = I \frac{dx}{ds} = I \frac{a}{s}$, $a = 1·75$, I dla paska przyjmujemy średnie, więc dla paska 1:

$$\frac{I}{1000} = \frac{1503 + 1579}{2} = 1541, \quad v_1 = \frac{1}{3} 1·48 \cdot 3 \cdot 1·3 + \frac{1}{6} 1·46 (2 \cdot 1·3 + 12) = 1·89,$$

$$\frac{I_0 l}{F_0 a_0 p} = \frac{2220000 \cdot 3500}{6500 \cdot 350 \cdot 500} = 0·68 \text{ cm}, \quad n_0 n_1 \text{ bardzo małe, możemy opuścić.}$$

Wedle Teorii Most., część II. § 29, str. 79 i § 30 wyznaczamy linie wpływe H_1 , X_1 i X_2 . Teraz kreślimy wielobok sznurowy dla rozmaitych położenia siły $G=1$ w punktach 7, 5, 3 i środku. Na rysunku uwidoczniliśmy tylko konstrukcję dla punktu 5. Ponieważ $e_2 e_1 = X_1 \frac{l}{H}$, więc X_1 mnożymy przez $\frac{G}{H} \frac{l}{pq}$. Przyjmujemy $G=1=nn_1$, odcinamy $uv = \frac{GI}{pq} = nn_1 \cdot \frac{35}{23}$, $z_0 = \frac{X_2}{H}$, więc X_2 mnożymy przez $\frac{G}{nH}$. Tu $n=2$, więc $\frac{G}{2H} = \frac{nn_1}{2H}$, więc $z_0 = \frac{X_2}{H} \frac{nn_1}{2}$.

Na podstawie tych wieloboków sznurowych wykreślamy w znany sposób linie wpływe dla momentów i sił podłużnych (rys. 254), przy-

¹⁾ Obliczenie łuku można przeprowadzić albo, jak tutaj, według autora: „Podręcznik teorii mostów, cz. II. Łuki i wieszary“, Lwów 1913, lub według A. Strassnera: „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke u. der elastischen Bogenträger“, Berlin 1916, str. 193 i 228.

czem pamiętać należy, że dla każdego wieloboku jest inna odległość biegunowa H , kreśląc linje wpływowe momentów, sprowadziliśmy rzędne dla $H=1$.

Na podstawie linji wpływowych dla klucza, $\frac{1}{4} l$ i węzłowie obliczamy teraz najw. ($\pm M$) i N w tych punktach, obciążając wozami typu 2 jako najniekorzystniejszymi, dzieląc wyniki przez 2·4, szerokość wozu, aby otrzymać M i N na 1 m szerokości sklepienia. Potem wyznaczamy M_g dla ciężaru własnego.

Tabl. XII.

Punkt łuku	najw. $+M$ tm	odnośne N t	najw. $-M$ tm	odnośne N t	dla $t=+10$		dla $t=-25$		M_g
					M_t tm	N_t t	M_t	N_t	
klucz . . .	38·8 2·3	85·6 133·0	—	—	-20·0 "	6·3 "	+48·5 "	-15·3 "	+ 38 "
$\frac{1}{4} l$. . .	22·7	114·0	18·0	14·0	0	6·7	0	-16·2	+ 45
węzłowie	15·2	39·3	111·1	90·3	+28·3	7·4	-70·7	-17·9	-145

Punkt łuku	N_g	najw. $+M$	N	e cm	najw. $-M$	N	e	F_z	F_{z_1}	popr. d
klucz . . .	66·0	125·3	136	92	—	—	—	142	292	70
"	"	88·8	184	47	—	—	—	54	240	—
$\frac{1}{4} l$. . .	46·2	67·7	160	42	- 27·0	44	62	26	150	76
węzłowie	15·2	—	—	—	-326·9	88	384	382	505	95

Oprócz tego mamy wyznaczyć M_t i N_t wskutek zmiennej ciepłoty o $\pm 10^\circ$ i skurczu betonu, odpowiadającego -15° , więc razem zmiana wynosi $+10^\circ$ i $-25^\circ C$. Otrzymamy:

$$H_t = \frac{2 I' a t l}{\Sigma y v} = \frac{210000 \cdot 2220000}{350} \cdot 0\cdot00001 \cdot 3500 t$$

przyczem $\Sigma y v = n n_1 = 7\cdot4 m^2 = 74000 cm^2$, więc $H_t = 630 kg = 0\cdot63 t$, zatem dla $t=+10^\circ$ $H_t = 6\cdot3 t$, dla $H_t = -25^\circ$, $H_t = -15\cdot7 t$, $M_t = -H_t(y'-u) = -H_t(y' - -3\cdot83)$, $N_t = H_t \frac{ds}{dx} = H_t \frac{a}{s}$. Na tej podstawie obliczyliśmy M_t i N_t .

Teraz kombinujemy momenty i odnośne siły podłużne z ciężaru własnego, ruchomego i zmiany ciepłoty i otrzymujemy najw. ($+M$) i najw. ($-M$), obliczamy $e = \frac{M}{N}$ i przystępujemy do obliczania przekrojów wkładek żelaznych.

Dla klucza mamy $d_1=52$, $z_1=22\cdot9$, dla obciążenia środkowej części łuku najw. $M=125\cdot3 tm$, $N=136 t$, $e=92 cm$.

$$D = \frac{100 \cdot 22 \cdot 9 \cdot 50}{2} = 57250,$$

$$D' = \frac{1}{52 \cdot 3} \left(136000(92 - 27 \cdot 5 + 52) - 57250 \cdot (52 - \frac{1}{2} \cdot 22 \cdot 9) \right) = 271500,$$

$$z = 57250 + 271500 - 136000 = 192750,$$

$$F_z = \frac{192750}{950} = 202 \cdot 9 \text{ cm}^2,$$

$$F_{z_1} = \frac{271500}{15 \left(1 - \frac{3}{22 \cdot 9} \right) 50} = 416 \text{ cm}^2.$$

Trzeba by więc przyjąć 30 prętów po 42 mm w 3 rzędach. Przez to zmniejszy się d_1 , więc dla nowego $d_1 = 52 - 8 = 44 \text{ cm}$ należałoby rachunek powtórzyć, przez co F_{z_1} jeszcze by się zwiększyło. Lepiej więc w takim rapowiększyć grubość sklepienia może do 70 cm i zatrzymując w przybliżeniu najw. M i N , obliczyć $F_z = 142 \text{ cm}^2$ i $F_{z_1} = 292 \text{ cm}^2$. Właściwie zwiększa się wskutek tego ciężar własny, więc M_g , co możnaby też łatwo uwzględnić. Widzimy, że wobec wielkich obciążeń (typ 2) i wobec uwzględnienia skurczu, grubości sklepienia, obliczone poprzednio ze względu na ciśnienie, są za małe.

Podobnie obliczamy F_z i F_{z_1} dla $x = \frac{1}{4} l$ i dla węzłowie i projektu-jemy rozkład wkładek. Dla węzłowie znów otrzymujemy za wielkie wkładki, musimy tu jeszcze grubość powiększyć.

Po ustaleniu grubości i wkładek należy się jeszcze przekonać, czy naprężenia nie są większe, niż dopuszczalne.

§ 68. Mosty ukośne.

Wiemy, jak wielkie trudności przedstawiają mosty ukośne kamienne¹⁾. Sklepienia żelbetowe ukośne przeciwnie można wykonać prawie z taką samą łatwością, jak sklepienia proste. Dlatego też często w razie znaczniejszego ukosu wykonywamy sklepienia żelbetowe. Mury pachwinowe urządzamy wtedy równoległe do przyczółka, jak widzimy przy moście na Delaware pod Portland (rys. 255).

§ 69. Mosty kanałowe i wodociągowe.

O mostach kanałowych i wodociągowych kamiennych pisaliśmy w „Mostach kamiennych“²⁾.

W nowszych czasach i tego rodzaju mosty buduje się nieraz żelbetowe. Podajemy tu dwa przykłady, jeden wodociągowy (rys. 256), drugi kanałowy (rys. 257) nad koleją Berlin-Szczecin pod Eberswalde. O ustroju ich mówić obszerniej nie potrzebujemy, odwołując się do tego, cośmy o tem powiedzieli w „Mostach kamiennych“.

¹⁾ Por. M. K., str. 433 i nast.

²⁾ Por. M. K., str. 129 i nast.

Głębokość kanału przyjmujemy na moście zwykle trochę większą (od 50 *cm* do 1 *m*), niż w nasypie, aby ewentualne pogłębienie kanału bez przeszkody dało się wykonać.

Sklepień żelbetowych używamy tu zwykle wtedy, gdy mała rozporządzalna wysokość ustroju wymaga płaskich łuków (rys. 258). Przy mniejszych rozpiętościach używamy w takim razie belek prostych (rys. 259).

Przy projektowaniu mostów żelbetowych kanałowych należy się starać o uniknięcie pęknięć w betonie. W tym celu należy przyjmować małe rozpiętości, choćby takie założenie było droższem. Ponieważ mamy tu do czynienia z ciężarem stałym, więc oś sklepienia powinna dokładnie wpadać na linję ciśnienia.

Wielki most kanałowy Medina na kanale Erie o rozpiętości $l=86\cdot86$ widzimy na rys. 260. Droga holownicza podparta tu jest małymi sklepieniami pachwinowemi.

§ 70. Filary.

Filary (n. *Pfeiler*, fr. *pilier*, a. *pier*, wł. *pila*, r. opora mocra) żelbetowe wykonywamy albo pełne (rys. 261), co zresztą zdarza się rzadko, albo też rozkładamy je na poszczególne słupy (rys. 262) podobnie, jak w jarzmach drewnianych, co bardziej odpowiada właściwościom żelbetu. Ustrój taki przedstawia znaczną oszczędność materiału i zmniejsza ciężar filaru i ciśnienia na grunt.

Czasem ustrój takiego filaru jest wprost naśladownictwem ustroju jarzma, więc widzimy słupy pionowe i boczne ukośne.

Często robimy pełne cokoły, na których stoją słupy zakotwione silnie w cokole (rys. 263) lub we fundamencie (rys. 264 i 265).

Na rys. 266 widzimy filar wzniesiony w kuźnicy Julji, składający się z dwu słupów pochyłonych. Tworzy on z rozporą górną i fundamentem ramę czworokątną.

Przy większych wysokościach łączymy słupy skrajne rozporami w różnych wysokościach, otrzymując w ten sposób ramę piętrową (rys. 267), jak przy wiadukcie w Langwies.

Rysunek 268 przedstawia filar mostu kolei Gaubahn na dworcu w Stutgarcie, składający się z trzech słupów. Mamy tu ramę dwuprzęsłową piętrową. W innym filarze tego mostu widzimy oprócz tego jeszcze zastrzały ukośne. Ustrój ten naśla-

dowany z jarzm drewnianych nie odpowiada naturze żelbetu i przedstawia znaczne trudności wykonania.

Wyjątkowy ustrój filarów rzecznych widzimy przy mostach włoskich (rys. 269), przy których przed słupowym filarem żelbetowym umieszczono głowicę żelbetową pełną.

Przy większych szerokościach filaru i silnych rozporach możliwym jest osobne fundowanie obu słupów, jak przy wiadukcie na Arrovo seco w Passadeno (Kalifornja) (rys. 270).

Zazwyczaj pod każdą belką umieszczamy słup (rys. 271). Przy belkach ciągłych często słupy łączymy stale z belkami. Rysunki 272, 273 i 274 przedstawiają rozmaite tu używane ustroje.

Jeżeli belki spoczywają na filarze, to uzbrojenie belek przedstawiają rys. 275 i 100.

Ze względu na potrzebę przerwania belek głównych i urządzenia szczeliny robimy często tam filary podwójne, jak przy wiadukcie Langwies (rys. 276). U dołu oba słupy są połączone stale. Takiż filar widzimy i przy moście Skuru pod Stockholmem (rys. 265).

Czasem urządzamy filary przegubowe na wzór żelaznych. Przegub taki dolny widzimy przy moście w Kieryczu (rys. 277).

§ 71. Przyczółki.

Przyczółki (n. *Widerlager*, fr. *culée*, a. *abutment*, wł. *pieditto*, r. yeroń) mostów żelbetowych mogą być kamienne, betonowe lub żelbetowe. Służą one do podparcia belek głównych, jak filary, ale zarazem też do odgraniczenia nasypu. Dlatego tworzą one ściany pełne.

Budowa przyczółków żelbetowych wskazaną jest przy mostach ramowych, które pozwalają użycia nie tak wysokich belek, a że przyczółki żelbetowe wymagają mniej materiału, więc gdy beton jest drożym, mogą być też i z tego powodu wskazane.

Przy przyczółku żelbetowym rozdzielamy powyższe dwa cele. Dla podparcia belek służą słupy żelbetowe, a między nimi urządzamy żelbetowy mur oporowy, a więc ściankę z żebrami pionowymi i poziomymi, jak przy przejeździe na stacji w Samborze (rys. 278). Podobnie wykonano przyczółek przy moście na Wienne w Châtellerault (rys. 279).

Herzka radzi ściankę cofnąć poza punkt podparcia belek (rys. 280), przez co uzyskuje się lepszy rozkład nateżeń w przy-czołku.

§ 72. Skrzydła.

Skrzydła (n. *Flügel*, fr. *mur en aile*, a. *wing wall*, r. откосное крыло, w. *muro en ala*) mają tylko jedno zadanie ograniczenia nasypu; są to więc tylko mury podporowe. W ustroju Moniera mają one kształt, wskazany na rys. 281. Jest to płyta, wygięta w kształcie *L*, uzbrojona po wewnętrznej stronie.

Hennebique daje słabszą płytę, ale zato stępa ją w od-stępie 1·5 do 2 *m* żebrami i opiera na płycie poziomej, wysta-jącej po obu bokach ściany pionowej (rys. 282), przezco wy-zyskujemy ciężar ziemi do zrównoważenia parcia ziemi. Przy większych wysokościach skrzydeł daje się drugą płytę mniej więcej w połowie wysokości skrzydła, silnie połączoną z przed-łużeniem żeber.

Obliczamy skrzydła jak mury podporowe kątowe.

Wogóle parcie ziemi na mur pionowy przy naziomie płaskim jest:

$$Z = a\gamma h^2, \quad \dots \dots \dots 75)$$

jeżeli *a* oznacza pewien współczynnik ¹⁾.

Jeżeli nie uwzględnimy tarcia, więc dla składowej pozio-mej parcia $a = \frac{1}{2} \text{st}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$.

Parcie *Z* liczymy na 1 *m* b., γ w $\frac{t}{m^3}$, *h* w *m*, *Z* w *t*.

Moment ze względu na podstawę *AB* (rys. 283):

$$M_2 = \frac{\gamma a h^3}{3} \text{ w } tm \dots \dots \dots 76)$$

Jeżeli $AC = \frac{b}{3}$, to ze względu na *C*

$M_c = \gamma lh \left(\frac{2}{3} b - \frac{l}{2} \right)$, więc dla równowagi:

$$\frac{\gamma a h^3}{3} = \gamma lh \left(\frac{2}{3} b - \frac{l}{2} \right), \quad \dots \dots \dots 77)$$

jeśli nie uwzględnimy większego ciężaru betonu, niż ziemi.

Wyznamy teraz najmn. *b*. Pochodna prawej strony równania 77) musi być równa zeru, więc $\frac{2}{3} b - l = 0$, stąd:

$$l = \frac{2}{3} b. \quad \dots \dots \dots 78)$$

¹⁾ Podany w tabl. XLIX., str. 466 Podr. Statyki Budowli.

Wstawivszy tę wartość w 77), otrzymamy:

$$\frac{dh^2}{3} = \frac{2}{3}b \left(\frac{2}{3}b - \frac{1}{3}b \right), \text{ stąd } b = h \sqrt{1.5 a}. \quad . \quad . \quad 79)$$

Największe ciśnienie na grunt:

$$\tau = \frac{2 \cdot \frac{2}{3} b h \gamma}{b} = \frac{4}{3} \gamma h, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 80)$$

przyczem wszystkie wymiary są w m i t .

Część AC jest wspornikiem, obciążonym trapezowo (rys. 284).

Moment w C $M_c = \frac{(\frac{2}{3}\tau + \tau) b}{2 \cdot 3} \cdot \frac{b}{9} \cdot \frac{\frac{2}{3}\tau + 2\tau}{\tau + \frac{2}{3}\tau} = \frac{4}{81} \tau b^2$, ze względu na 80)

$$M_c = \frac{16}{243} \gamma h b^2. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 81)$$

Na część CB działa z góry ciężar γh , z dołu ciśnienie ziemi $CC_1 B = \frac{1}{3} \cdot \frac{2}{3} \tau \cdot \frac{2}{3} b = \frac{4}{27} b \tau$.

A więc wypadkowa obciążenia na CB jest:

$$\text{w } C \quad \gamma h - \frac{2}{3} \tau = \gamma h - \frac{8}{9} \gamma h = \frac{1}{9} \gamma h,$$

$$\text{w } B \quad \gamma h - 0 = \gamma h. \text{ (rys. 285).}$$

Część CB działa znów jako wspornik, otrzymamy więc najw. M w C :

$$M_c = \gamma h \cdot \frac{2}{3} b \cdot \frac{1}{3} b - \frac{8}{9} \gamma h \cdot \frac{2}{3} b \cdot \frac{1}{2} \frac{2b}{9} = \frac{38}{243} \gamma h b^2. \quad . \quad . \quad 82)$$

Moment największy w ścianie, uważanej także jako wspornik, jużesmy wyznaczyli równ. 76).

Jeżeli chcemy uwzględnić obciążenie naziomu, to zamienimy obciążenie na warstwę ziemi o wysokości p , a wtedy $h = h_1 + p$, jeżeli h_1 oznacza wysokość ściany.

Jeszcze należałoby zbadać bezpieczeństwo przeciw przesunięciu, które występuje tylko wtedy, gdy kąt φ (rys. 226) jest większym od kąta tarcia. Najprostszy sposób zabezpieczenia się przeciw przesunięciu jest pochylenie podstawy AB tak, aby ten kąt był mniejszym, niż φ . Mury żelbetowe możemy jeszcze zabezpieczyć przez żebra, poniżej AB wchodzące w grunt rodzimy i nie pozwalające na przesunięcie.

Przy większych wysokościach, $h > 4 m$, używamy żeber stężających (n. *Versteifungsrippe*, fr. *astragale*, a. *stiffening rib*, r. *пeрпо жeткoстн*, w. *nervatura di rinforzo*). Płyta jest wtedy utwierdzoną między żebrami. Dla utwierdzenia zupełnego wynosi moment w środku $M = \frac{pl^2}{24}$, na podporze $M_1 = \frac{pl^2}{12}$.

Ze względu na ewentualne niezupełne utwierdzenie, lepiej przyjąć $M = \frac{pl^2}{16}$.

Jeżeli odstęp żeber jest c , a największe obciążenie płyty jest w B i wynosi γh , to moment:

$$\left. \begin{aligned} M &= \gamma h \frac{c^2}{16} \\ M_1 &= \frac{\gamma h c^2}{12} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 83)$$

Tak samo i ścianę pionową liczymy jako utwierdzoną między żebrami wedle największego parcia u dołu $2\alpha\gamma h$. Jeżeli ściana jest wysoka, to możemy dać uzbrojenie zmienne, obliczając je w kilku wysokościach dla parcia $2\alpha\gamma y$.

Żebra obliczamy jako belki teowe, przyczem ściana pionowa stanowi pas ciśniony przekroju.

IX. Wykonanie mostów żelbetowych.

§ 73. Rusztowania mostów belkowych.

Wykonanie rusztowań pod płyty i belki jakoteż dla słupów jest dla mostów takie samo, jak w budownictwie ogólnem. Sposób podparcia bywa jednak często różny ze względu na przestrzeń, która pod mostem musi zostać wolną dla przepływu wody, dla statków, dla drogi itp. Dlatego albo podpira się opierzenie palami wbitemi (rys. 286) lub ułożonymi na łąwach (rys. 287).

Aby zmniejszyć ilość punktów podparcia, używamy często rozpornic, jak przy moście na Lennie pod Husberg (rys. 288), przyczem jednak dla zapobieżenia wciskaniu się drzewa czelnego między włókna belek poziomych należy na końcu zastrzalów włożyć blaszki. Jeżeli parcia poziomego rozpornicy nie znoszą filary, trzeba urządzić ścięgna poziome żelazne.

Przy przejazdach nad koleją musi być zwykle utrzymany ruch pociągów i tu więc musimy użyć rozpornicy, jak to widzimy przy przejeździe w Ruppertsdorf w Saksonji (rys. 289).

Przy moście w Oberhausen (rys. 289) użyto zamiast rozpornicy kształtówek I dla podparcia opierzenia.

Ze względu na to, że pomimo starannej roboty nastąpi przecież pewne ugięcie rusztowania, należy to uwzględnić podwyższając je stosownie, przyczem lepiej podwyższyć je w środku

ze wiele, niż za mało, bo belka prosta zwisająca robi nieprzyjemne wrażenie.

Aby umożliwić zdjęcie rusztowania, używa się klinów, śrub, skrzyń z piaskiem, jak przy mostach sklepionych¹⁾ (rys. 290). Należy umieścić je w dostatecznej ilości, aby uniknąć wstrząśnień przy zdejmowaniu.

§ 74. Układanie wkładek żelaznych.

Po wykonaniu rusztowania i opierzenia wkładamy w odpowiednie miejsca wedle projektu wkładki żelazne. Należy je tak utwierdzić, aby się podczas betonowania nie przesunęły. Przy płytach pręty niosące przytwierdzamy zapomocą drutu do prętów rozdzielających.

Drugi sposób polega na tem, że wkładki żelazne osobno całkowicie zestawiamy, przyczem, jeżeli niema uzbrojenia górnego, dodajemy 2 pręty górą, aby utworzyć całkowitą skrzynkę, którą wkładamy do opierzenia i zawieszamy na tych prętach.

Jeżeli jest uzbrojenie górne, to na niem zawieszają się strzemiona, które znów podpierają pręty dolne. Tymczasowo podpieramy pręty listewkami drewnianymi.

Nieznaczną rdzę możemy zostawić na wkładkach. Dobrze je posmarować mlekiem cementowem.

Jeżeli zachodzi potrzeba urządzenia styków, to należy je umieszczać, o ile możliwości, w miejscach, gdzie naprężenie żelaza najmniejsze i zetknięcia dobrze zakryć, względnie należy je spawać. Zazwyczaj jednak używamy żelaza zlewne, które się nie łatwo daje spawać, więc połączenie odbywa się zapomocą haków albo też śrub (rys. 291).

§ 75. Betonowanie mostów belkowych.

Betonuje się w warstwach 15 do 20 *cm* grubych i starannie ubija, aż pokaże się woda. Dla żelbetu używa się betonu plastycznego lub nawet płynnego. Beton plastyczny ubija się nietylko ze względu na wytrzymałość, ale także dla wypędzenia powietrza, co jest wskazaniem ze względu na ochronę wkładek.

Należy się starać betonować bez przerwy, przy belkach żebrowych żebra i płytę w jednym ciągu. Jeżeli to jest niemo-

¹⁾ Por. M. K., II. wyd., str. 151.

żliwym, kończy się warstwę betonu nie pionowo, lecz płaszczyzną ukośną chropawą i przykrywa mokrym piaskiem lub polewanymi wodą workami.

Przy rozpoczęciu roboty należy poprzednią warstwę dobrze zmoczyć, zrobić ją chropawą. Beton należy po wykonaniu około 6 dni ciągle zwilżać. Najlepiej pokryć most piaskiem wilgotnym lub workami. Po wykonaniu mostu można dopiero najprędzej w 4 tygodnie, lepiej w 6 tygodni, przystąpić do zdjęcia rusztowania. Najlepsze wskazówki co do wytrzymałości betonu, a więc i możliwości usunięcia rusztowania, dają belki próbne Empergera. Przy większych budowlach zostawia się często rusztowanie aż do prób obciążenia.

Ważną rzeczą jest dla trwałości mostu staranne traktowanie zewnętrznej powierzchni betonu, narażonej na wpływy atmosferyczne. Należy zatkać dobrze wszystkie pory, a więc wyprawa 1 do 2 *cm* gruba z zaprawy cementowej 1:1.5 lub 1:1 jest do polecenia. Wyprawę tę jeszcze nacieramy czystym cementem, aby zatkać wszelkie pory. Dolną powierzchnię dźwiigarów dobrze jest po próbie obciążenia nasmarować 2 do 3 razy mlekiem cementowym.

§ 76. Próby obciążenia mostów belkowych.

Jak przy mostach żelaznych, mierzymy dla pewnego obciążenia próbnego odkształcenia. Jednak, jak przy mostach żelaznych, tak i tu wielkość odkształceń zwykle nie daje dostatecznych wskazówek co do dobroci wykonania lub bezpieczeństwa mostu. Zwłaszcza przy małych mostach ugięcia te są tak małe, że niedokładność pomiaru czyni wyniki zupełnie zwoźnicze. Przy większych mostach ugięcie z powodu ciężaru własnego występuje już podczas wykonania. Podczas próby wpływ ciężaru ruchomego jest znów znikomy. Miałyby te próby obciążenia jakąś wartość, gdyby obciążano znacznie większym od użytkowego ciężarem, ale nie możemy tego zrobić ze względu na to, że przy próbie obciążenia belkiby popękały, co jest szkodliwym dla trwałości belek.

Z powyższego widzimy, że jakkolwiek próby obciążenia zawsze przedsięwziąć należy, to jednakże nie należy się do brym wynikiem próby ubezpieczać. Badać należy pęknięcia ewentualne, a bezpieczeństwo mostu zależy nie od próby, lecz od wykonania i od nadzoru podczas wykonania.

Obliczenie ugięcia jest o tyle trudnem, że współczynnik sprężystości betonu jest zmiennym stosownie do obciążenia. Rozumie się, że E_b i I należy obliczać dla fazy pierwszej, więc przyjmować $n=10$. Ugięcie otrzymamy:

$$\delta = \frac{12}{48 EI} (5 M - 6 M), \dots \dots \dots 84)$$

przyczem M oznacza moment zgięcia w środku przęsła dla belki w dwu punktach podpartej, M średnią arytmetyczną momentów podporowych ujemnych. Wzór ten jest ważnym dla ciężaru jednostajnie rozdzielonego¹⁾, da się jednak także zastosować do obciążenia układem ciężarów skupionych z dostateczną dokładnością.

§ 77. Rusztowania krążynowe.

Rusztowanie krążynowe (n. *Lehrgerüst*, fr. *centre*, a. *centering*, cz. *skruzi*, wł. *centinatura a traliccio*, r. *arba*) służy do podparcia sklepienia czy łuku podczas budowy.

Przy mostach kamiennych²⁾ omawialiśmy szczegółowo te rusztowania. Dla mostów żelbetowych ustrój ich jest tylko trochę silniejszy ze względu na wstrząśnienia przy betonowaniu i ubijaniu.

Tu więc mało co mamy do dodania. Krążyny podparte są albo tylko w dwu punktach blisko węzłowi (rys. 292), albo, co lepiej dla tęgości krążyn, w kilku punktach także między podporami (rys. 293). To ostatnie robimy zawsze wtedy, gdy do tego jesteśmy zmuszeni albo dla otrzymania wolnego przejazdu dla kolei lub drogi albo ze względu na żeglugę lub wręście głębokość rzeki.

Rusztowanie przy większych mostach składa się z dwu części, dolnego i górnego rusztowania, między niemi wstawiamy przyrządy do zdjęcia krążyn.

Krążyny podwyższamy w kluczu o 3 do 8 *cm*, bo w każdym razie już przy wykonaniu sklepienia one się nieco ugną, a potem sklepienie jeszcze się przy zdjęciu krążyn osiadzie.

Ważną jest rzeczą dla uniknięcia większych odkształceń przyjmowanie niskich naprężeń dopuszczalnych dla drzewa, zwłaszcza przy ciśnieniu prostopadle do włókien. Dla lepszego

¹⁾ Por. Podr. St. Bud. III. wyd., str. 240, równ. 324.

²⁾ Por. M. K., str. 139.

rozdzielenia ciśnienia dobrze wtedy robić wkładki blaszane 2 mm grube, albo dawać wkładki z drzewa twardego lub trzewiki żelazne, jak to widzimy na rys. 294.

Przy ustroju Melana zawieszamy opierzenie na tym łuku żelaznym. Rys. 295 pokazuje, w jaki sposób zawieszono opierzenie dla betonowania przy moście nad pływanią w Steyr za pomocą strzemion. Rys. 296 przedstawia inny sposób zawieszenia opierzenia za pomocą śrub na dolnych kątówkach wkładek.

Oprócz rusztowań krążynowych potrzebne są jeszcze rusztowania robocze dla komunikacji, składu materiałów a także często ruchome rusztowanie dla betonowania.

§ 78. Betonowanie sklepień.

Betonowanie sklepień wykonujemy najlepiej w warstwach, przechodzących przez całą szerokość sklepienia, przyczem zawsze równocześnie ubijamy dwie warstwy symetryczne ze względu na klucz.

Rys. 297 wskazuje, w jakim porządku betonowano sklepienie mostu na Mozeli pod Sauvage. Na dwie warstwy, równocześnie ubijane, wychodziło 40 do 60 m³ betonu, co robiono w jednym dniu. Najprzód wstawiono ciosy przegubowe w kluczu i przegubach i ustalono je klinami. Potem betonowano w następane dni w takim porządku, aby uniknąć podniesienia się klucza wskutek obciążenia rusztowania. Zamknięcie sklepienia nastąpiło w trzech punktach każdej połowy przęsła, w kluczu, w węzłowiach i w jednej czwartej rozpiętości.

Przy budowie mostu na Illerze w Kempten (rys. 246) betonowano także warstwami, przechodzącymi przez całą szerokość sklepienia. Grubość warstw była taką, aby po każdej stronie sklepienia wykonać jedną warstwę w jednym dniu. Porządek betonowania uwidocznił na rysunku.

Sposób betonowania sklepienia przy moście Walnut Lane w Filadelfii (rys. 298) widzimy na rysunku. Przy tak wielkich sklepieniach powstaje jeszcze potrzeba podtrzymywania warstw, za pochyło na rusztowaniu leżących. W tym wypadku wbetonowano trzy żelazne kotwy, niektóre zaś warstwy podpierano na rusztowaniu. Rys. 299 przedstawia rozparcie tymczasowe dwu warstw przy budowie mostu na Gmündlertobel.

Przy mniejszych rozpiętościach można także betonować w warstwach podłużnych tak, aby każdą z nich jednego dnia

ukończyć. Oszczędzamy w ten sposób podpórek tymczasowych, ale krążyny muszą być silniejsze i mniej odkształcalne. Betonujemy wtedy od węzłowania do klucza, gdzie betonowanie kończymy.

Ubijamy zwykle prostopadle do opierzenia, równoległe tylko przy wielkiej pochyłości i wtedy między dwoma opierzeniami.

§ 79. Zdjęcie krążyn.

Zdjęcie krążyn odbywa się zazwyczaj, począwszy od klucza, ku obu węzłom, przy sklepieniach trójprzegubowych zaś, począwszy od jednej i trzeciej czwartej sklepienia ku kluczowi i węzłom. W rys. 246 zaznaczono na dole punktami porządek zniżania krążyn. Punkty, połączone kreską, zniżono równocześnie.

Jako przyrządy do zdjęcia krążyn najczęściej używane są skrzynie z piaskiem, rzadziej śruby lub podcinane kloce¹⁾.

Osiadnięcie przy nowszych mostach bywa bardzo małe przy zdjęciu krążyn, znacznie jednak większe podczas betonowania.

I tak przy moście	i	w mm	
		podczas beto- nowania	przy zdję- ciu krążyn
Walnut Lane w Filadelfii . . .	71	95	3
na Mozeli pod Novéant . . .	47	24·3	6·6
" " " " . . .	33	14·3	3
Frydr. Augusta w Dreźnie . . .	33	50	8

Zdjęcie krążyn ma nastąpić dopiero po dostatecznym stężeniu, a więc w około pięć tygodni po ukończeniu betonowania.

Wykonanie chodników poręczy i drogi jezdnej powinno nastąpić dopiero po zdjęciu krążyn.

§ 80. Próba obciążenia mostów sklepionych.

Po zdjęciu krążyn i wykończeniu mostu, a więc zwykle nie wcześniej, niż w 6 do 8 tygodni po wykończeniu sklepienia, wykonuje się przed oddaniem do użytku próbę obciążenia i to tak ciężarem stojącym, jak i ciężarem ruchomym.

Obciąża się zwykle wałkami, parowozami a także ciężarem jednostajnie rozłożonym, szczególnie dla mostów dla pie-

¹⁾ Por. M. K., str. 151.

szych i drogowych. Mierzymy przytem dokładnie ugięcia sprężyste i stałe przyrządami odpowiednimi (Fränkla, Griota itd.).

Przy moście na Wydrdze pod Tominem obciążono most ciężarem 500 kg/cm^2 w czterech położeniach. 1. Ciężar znajdował się w średniej trzeciej części długości mostu. 2. Ciężar znajdował się na całej długości. 3. Ciężar znajdował się na obu skrajnych trzecich częściach i 4. Ciężar znajdował się na połowie rozpiętości.

Przy moście na Viennie pod Chatellerault obciążono jezdnię podwójnym ciężarem jednostkowym (800 kg/m^2) a chodniki $1\frac{1}{2}$ razy większym (600 kg/m^2). Oprócz tego ciężarem ruchomym, a to:

1. dwoma wozami po 16 t, jadącymi przez cały most,
2. stojącymi 8 wozami nad kluczem,
3. maszerującym wojskiem z 250 ludzi w czwórkach,
4. przejściem 250 ludzi bezładnie,
5. Dla wywołania wstrząszeń poukładano co 2 m belki 15 centymetrowe poprzek mostu i jechano przez nie wozem 8 t ważącym.

Zauważyć należy, że próby obciążenia dlatego wykonywamy ciężarami użytkowymi lub niewiele większymi, bo musimy uniknąć wywołania przy próbach pęknięć, któreby mogły być szkodliwymi dla trwałości budowli.

Rozporządzenie polskie z r. 1920. § 82. 2. Dla mostów, które mają dźwigary główne o rozpiętościach, przekraczających 5 m w świetle, a w razach wątpliwych i dla mniejszych rozpiętości, należy z reguły, równocześnie z badaniem wykonania, przeprowadzić obciążenie próbne, którego nie można jednak wykonywać wcześniej, jak po 90 dniach pewnego tężenia, licząc od dnia naniesienia betonu.

Jeżeli beton w czasie tężenia był pod działaniem mrozu, należy do 90 dni doliczyć czas trwania mrozów. 3. Obciążenie próbne należy tak dobrać, ażeby powodowało największe momenty, według których przeprowadzono obliczenia statyczne. 4. Obciążenie próbne powinno trwać tak długo, jak długo zwiększają się odkształcenia, jednak co najmniej 12 godzin. Dopiero po upływie tego czasu należy wyznaczać największe ugięcia. Ugięcie to nie powinno być większe od obliczonego statycznie.

§ 83. 3. Mostu nie można oddawać do użytku publicznego: a) w razie, jeżeli ugięcie stałe, mierzone w 12 godzin po usunięciu obciążenia próbnego i po uwzględnieniu osiadania się podpór i wpływów temperatury przekracza $\frac{1}{4}$ całkowitego mierzonego ugięcia lub jest większe o 20% od ugięcia obliczonego statycznie; b) w razie, jeżeli przy kontroli wykonania lub przy próbie obciążenia okazały się rysy, wywołane popekaniem betonu.



LITERATURA.

Podajemy tu tylko niektóre ważniejsze dzieła.

Lefort L.: „Calcul des poutres droites et planchers en béton de ciment armé“, 1899.

Christophe P.: „Le béton armé et ses applications“, II. wyd. 1902.

Mörsch E.: „Der Eisenbetonbau“, I. wyd. 1902, IV. wyd. Stuttgart, 1912, V. wyd. 1920.

Herzan K.: „Betonové mosty tramové a jich statické výpočty“, 1904.

Подольскій: „Железобетонные мосты“ 1906.

Tedesco N.: „Ponts pour routes en ciment armé“, Paryż, 1907.

Nowak: „Der Eisenbetonbau bei den neuen von der k. k. Eisenbahndirection ausgeführten Bahnlinien Oesterreichs“, Berlin, 1907.

Kersten C.: „Brücken in Eisenbeton I. Th. Platten- und Balkenbrücken“ Berlin 1907, II. Auf. 1909, III. Auf. 1912, IV. 1918. II. Th. „Bogenbrücken“ Berlin 1908, II. Auf. 1910.

Förster M.: „Balkenbrücken in Eisenbeton“, 1908.

Färber R.: „Dreigelenbogenbrücken“, 1908.

Balicki W.: „Einflusslinien für die Berechnung paralleler Vierendeelträger“, Forscherarbeiten, H. XII., 1910.

Weyrauch J.: „Elastische Bogenträger“, 1911.

Saliger R.: „Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion“, III. wyd, 1911.

Emperger: „Handbuch für Eisenbetonbau“, Bd. VI., 1911.

Melan J.: „Der Brückenbau“, II. Bd. 1911.

Kommerell: „Tafeln für Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern“, Berlin, 1911.

Emperger F.: „Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gusseisen“, 1913.

Jori u. Schächterle: „Neuere Bauausführungen in Eisenbeton bei der Württemberg. Staatseisenbahnverwaltung, II. Balkenbrücken“, Berlin 1913.

Braive J.: „L'ingenieur-constructeur de béton armé“, 1914.

Magny A. V.: „La construction en béton armé, théorie et pratique“, Paris et Liège, 1914.

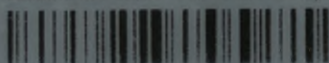
Färber R.: „Der Gewölbebau“, *Deutsche Bauztg.*, 1916.

Dr. Marcichowski Marcei: „O projektowaniu mostów betonowych“, *Rob. Publ.* 1919, z. 56, str. 54.

5. 97

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-338579

Kdn. 524. 13. IX. 54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000262740