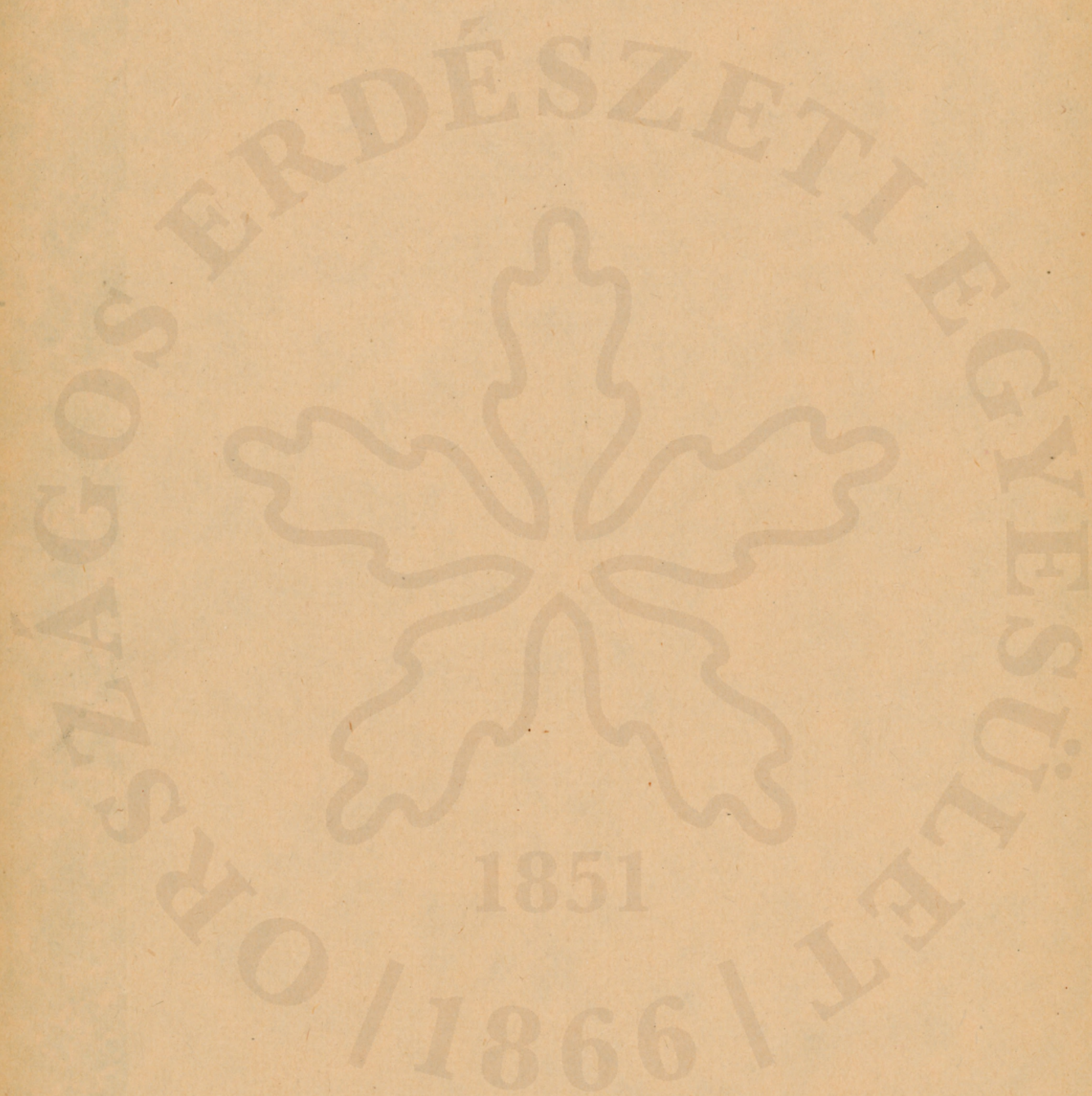




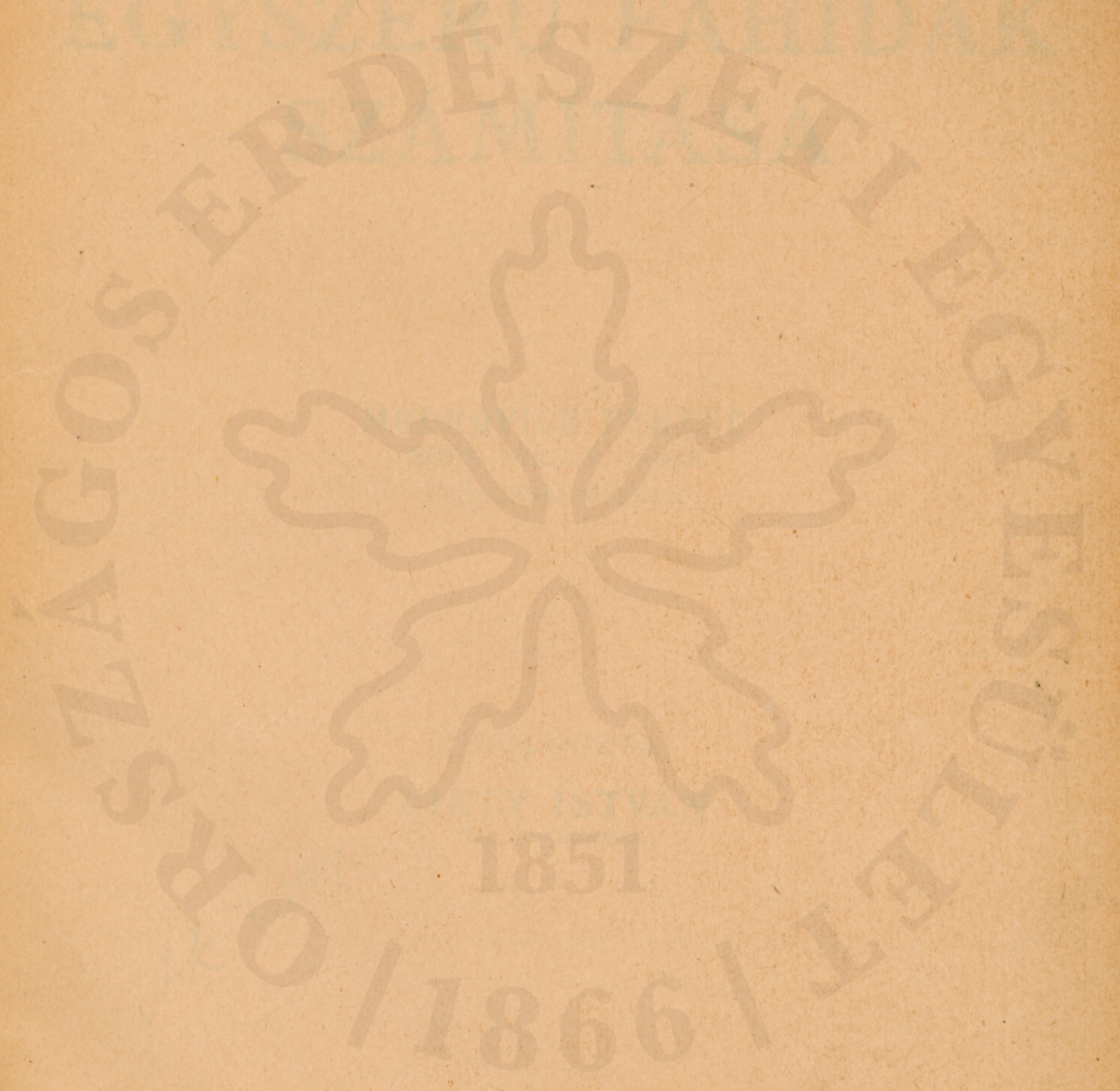
F. 10.



1866

1866

EGYSZERŰ FAHIDAK



1851

/1866/

1866

R/100.

EGYSZERŰ FAHIDAK SZÁMÍTÁSA

MODROVICH FERENC

FŐISK. NYILV. R. TANÁR

ELŐADÁSAI NYOMÁN

KIDOLGOZTA:

RIKLY ISTVÁN

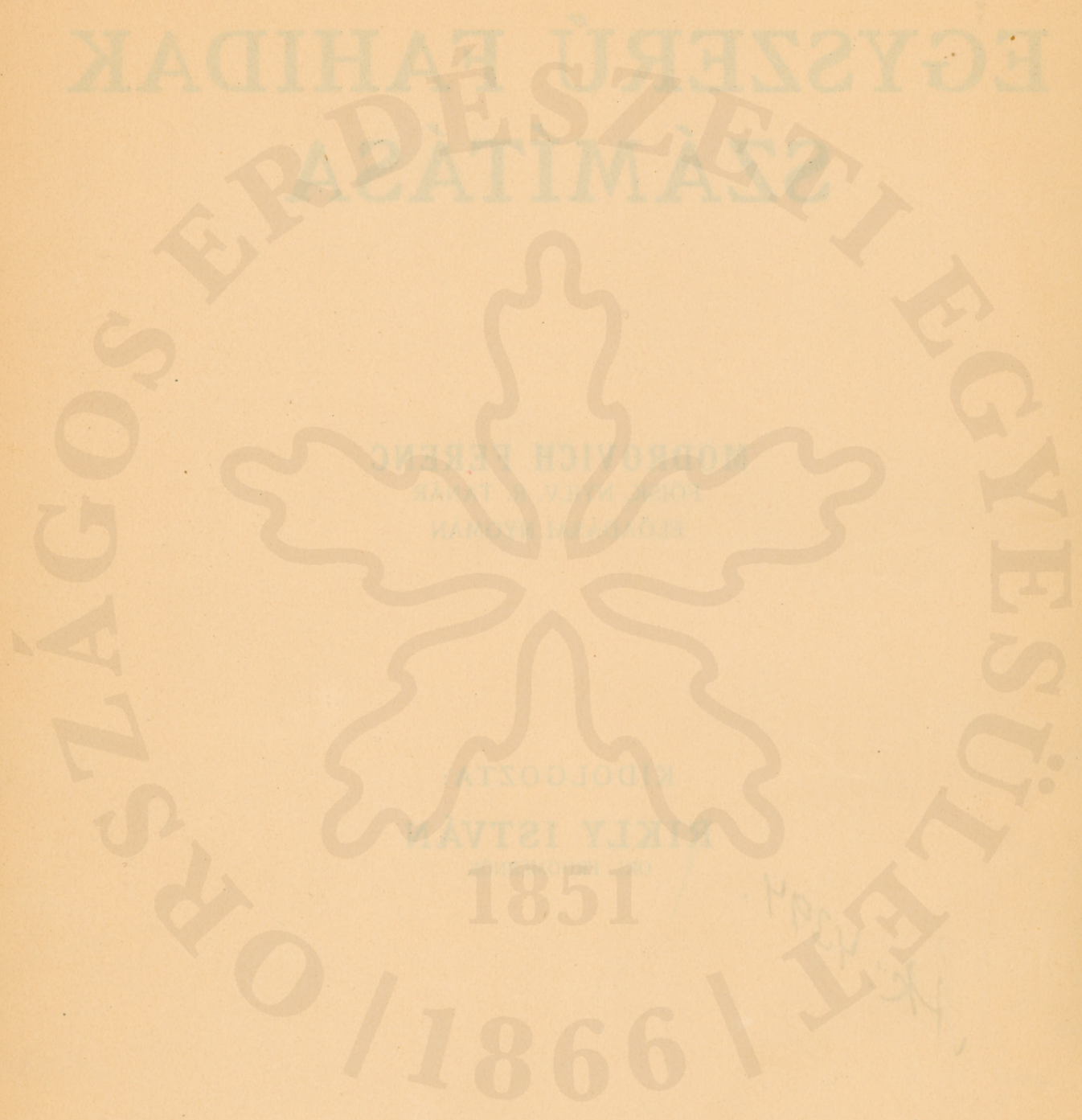
OKL. ERDŐMÉRNÖK

Jtk: 4394.



OEE Könyvtár
All. Ell. 5018

18/100



I. Állandó terhelések.

Fahidak önsúlya :E Winkler szerint:!

A, Vasúti hidak önsúlya a hid folyóméterére:

Tartószerkezet	Nyomtávolság		
	Szabv.	100 m	076 m
	Kilogramm		
Egyszerű és erősbitett gerenda	615+74L	370+55L	260+46L
Fogazott gerenda	615+80L	370+65L	260+56L
Ékelt gerenda	615+70L	370+55L	260+48L

B, Közúti hidak önsúlya hídterület m²-kint:

A hídnyírá neme	A tartószerkezet		
	Egyszerű v. erősbitett gerenda	Fogazott gerenda	Ékelt gerenda
	Kilogramm		
Egyszerű pallóborítással	130+13L	130+16L	130+13L
Kettős pallóborítással	170+16L	170+17L	170+14L
Faburkolattal	300+16L	300+17L	300+14L
Kavicsolva	380+17L	380+18L	380+15L
Kövezve	690+18L	690+18L	690+15L

A gyaloghidak önsúlya 150 kg/m². A pallóborítás súlya megközelítőleg puha fándl 9.v "g/m², kemény fándl 10.v "g/m², ahol „v” jelenti a palló vastagságát cm.-ben

„L” a hid nyírá

Teljes pontossággal úgy kapjuk a fahidak tényleges önsúlyát, ha a fenti képletek segítségével kiszámított méretek alapján végezzük el az önsúly számítását. Ilyenkor a tényleges önsúly alapján a híd szerkezeti részek újból méretezendők

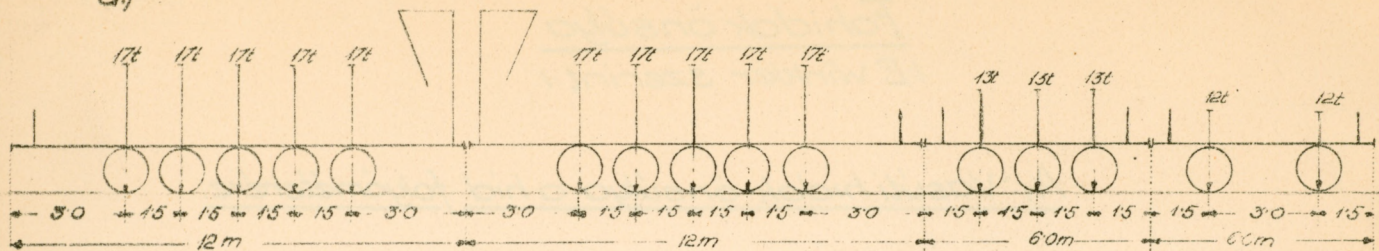
II. Esetleges terhelések.

A, Vasúti hidakon mozgó terhelés gyandnt általában két legkedvezőtlenebb helyzetben összekapcsolt mozdonyt és egyoldalon utánuk kapcsolt megfelelő számú nehéz teherkocsiból összedíllított vonatot kell felvenni.

A különböző nyomtávú vasútak tehersémáit az 1907. évi 30666/1006 számú kereskedelemügyi ministeri rendelet írja elő.

1, Fővasúti hidakon:

a,

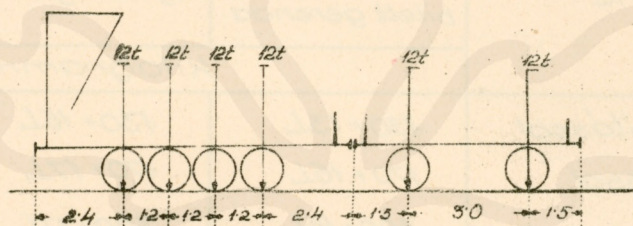


1. ábra

b, Kisebb nyílású hidaknál, amennyiben ez kedvezőtlenebb igénybevételt okoz mint az a, alatt feltüntetett mozdony, akkor vagy egy 20 tonna súlyú tengely, vagy két egymástól 150m távolságban levő egyenkint 20 tonnás tengely, vagy három egymástól 150m távolságban levő egyenkint 18 tonnás tengely, vagy pedig négy egymástól 150m távolságban levő egyenkint 18 tonnás tengely veendő számításba

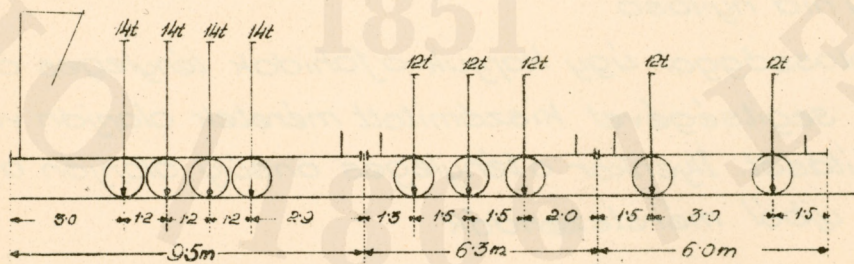
2, Szabványos nyomtávolságú helyi érdekű vasúti hidakon:

a,



2. ábra.

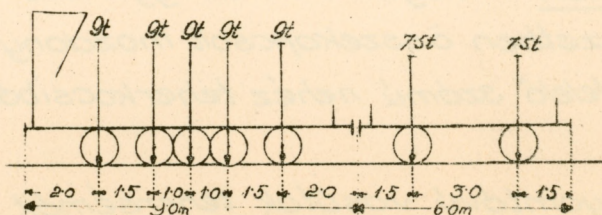
b, Hajózható folyókat áthidaló h.é. vasútak^{on} a fővasúti hidak teher sémáját, de legalább is az alábbi 3. ábrán feltüntetett terhelést kell felvenni.



3, Keskenyvágányú vasútakon:

3. ábra.

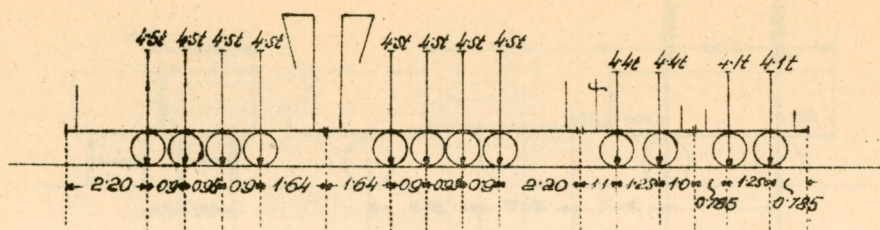
a, A bosznia-hercegovinai vasútakon:



4. ábra.

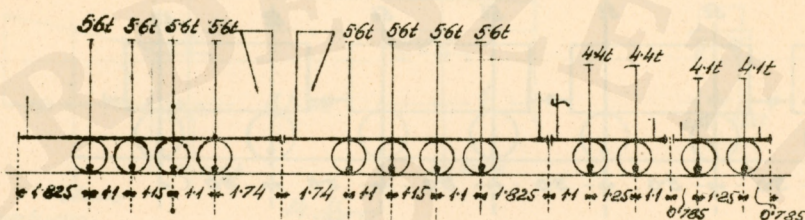
b₁ A magyarországi 760 mm nyomt. erdei vasútak hidjain.

α₁



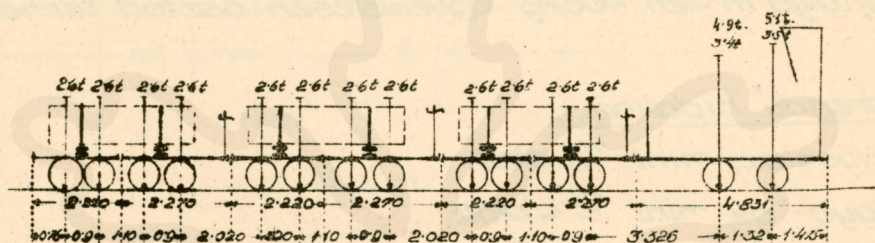
5. ábra.

β₁



6. ábra.

γ₁



7. ábra

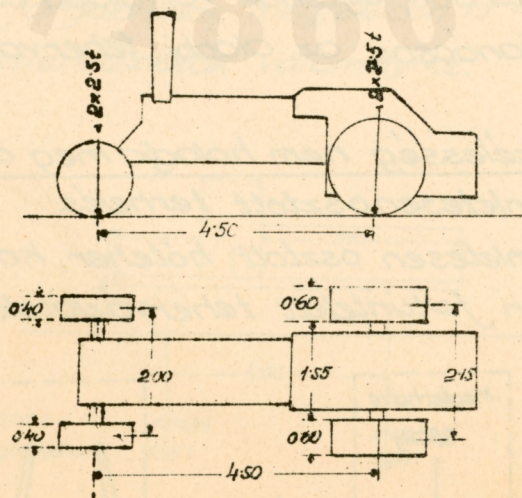
B₁ Közüti hidaknál a mozgó terhelés alapjául vagy 460-340 kg/m² egyenletesen elosztott terhelés, vagy az illető közúton közlekedő legnehezebb járművekből összeállított vonat veendő.

Ha egyenletesen elosztott terheléssel számítunk, akkor is mindig megvizsgálandó, hogy vajjon az útihenger, gőzeke stb. nem okoz-e nagyobb igénybevételt, mint az egyenletesen elosztott teher.

A 33034/1910. számú kereskedelemügyi ministeri rendelet szerint a közúti hidak méretezésénél az alábbi tehervázlatokat kell alapul venni.

1, Elsőrendű hidakon.

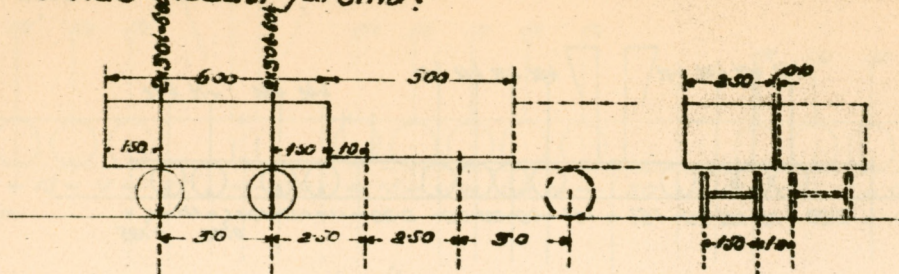
α, Gőzeke.



8. ábra.

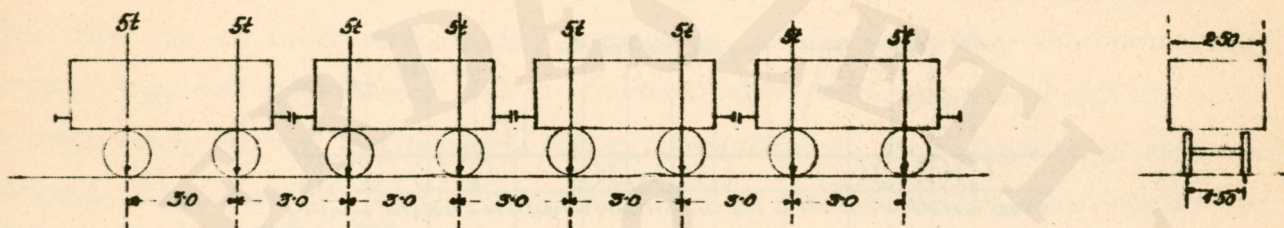
b,

12 tonnás közúti jármű.



9. ábra

c, 8 tengelyből álló egyenkint 5 tonna tengelynyomású vonat.



10. ábra

d, A hidpálya m^2 -én 400kg egyenletesen osztott terhelés.

2, Másodrendű hidakon:

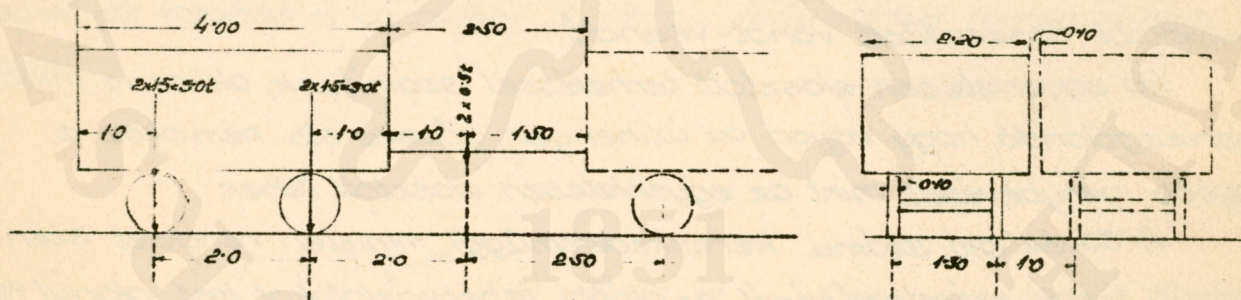
a, Ugyan az, mint 1/b alatt.

b, Ugyan az, mint 1/c alatt.

c, A hidpálya m^2 -én 350kg egyenletesen osztott terhelés.

3, Harmadrendű hidakon:

a 6 tonnás közúti jármű.



11. ábra.

b, A hidpálya m^2 -én 300kg egyenletesen megosztó súly.

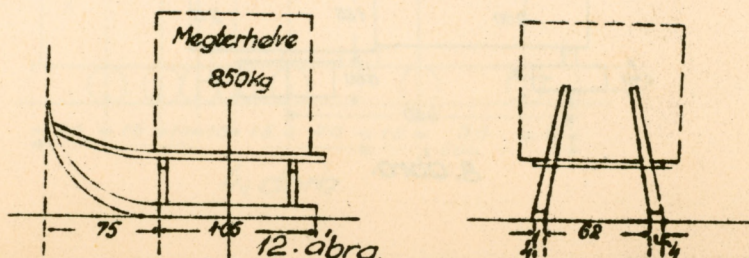
4, Az osztrák állami erdők útjainak vonalába eső hidakra nézve
J. Duhm műszaki főtanácsos az alábbi tehervázlatokat állította össze.

a, Ha az útszélesség nem haladja meg a 2,80 métert.

α , 100 kg/ m^2 egyenletesen osztott terhelés.

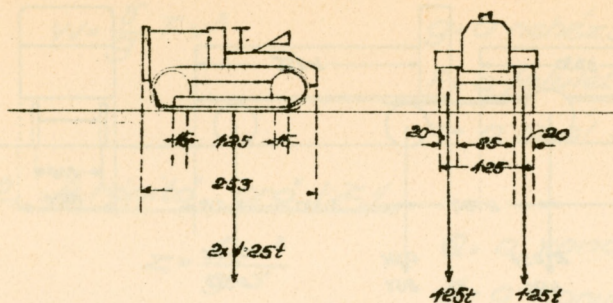
β , 75 kg/ m^2 egyenletesen osztott hőteher, kombinálva a 12, 13, 14, 15 és 16. ábrákon feltüntetett tehervázlatokkal.

Hézi szón:

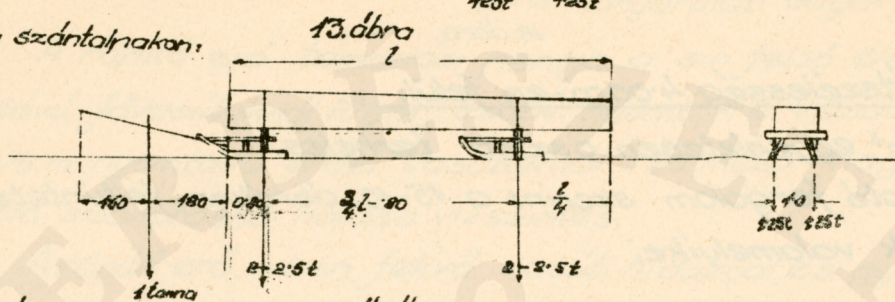


12. ábra.

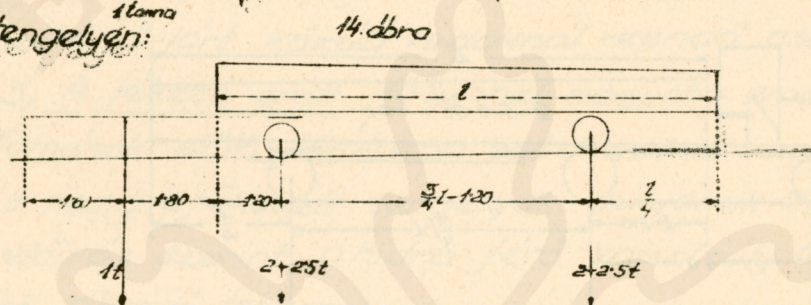
Lánctalpas traktor



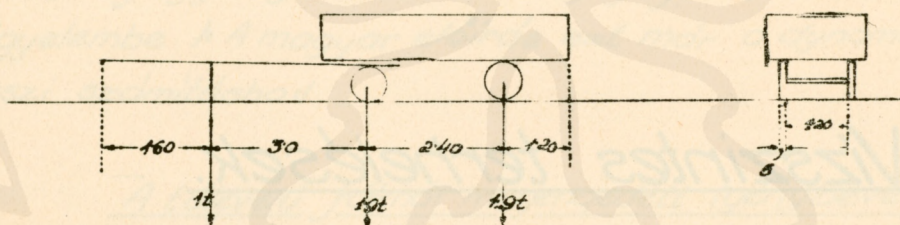
Szálfa szántalpakon:



Szálfa tengelyen:



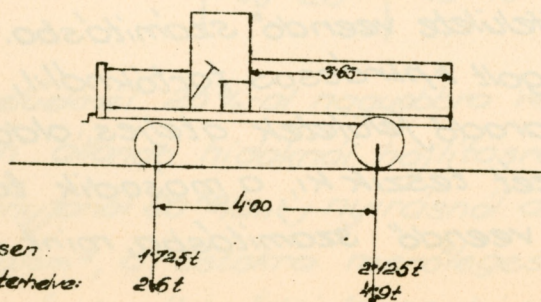
15. ábra



16. ábra

b, Útszélesség 2.80-4.00m.

- a, 150 kg/m² egyenletesen osztott terhelés.
- β, 75 kg/m² egyenletesen osztott hőterhelés, kombinálva a 14. ábrán feltüntetett tehervázlattal.
- γ, A várható forgalomnak megfelelően a 15, 16, 17, 18. ábrákban feltüntetett tehervázlatok valamelyike.

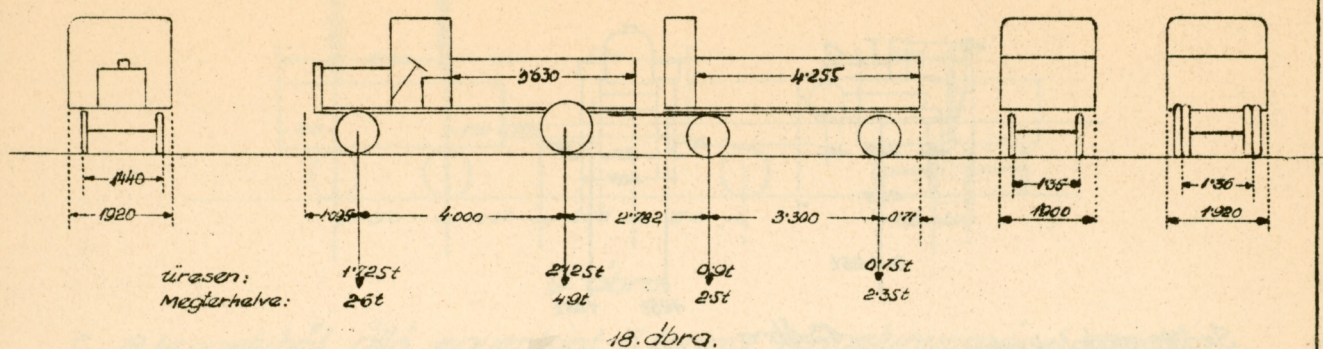


üresen:
megterhelve:

1725t
246t

2125t
490t

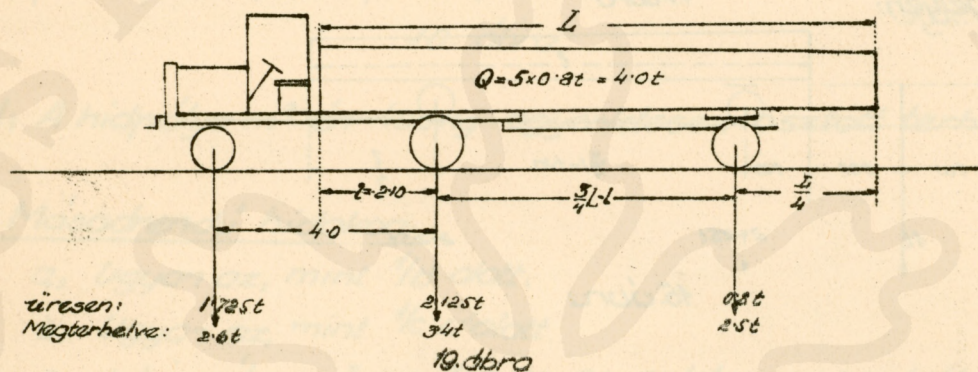
17. ábra



C, Útszélesség 4.00m-en felül:

a, 200 kg/m² egyenletesen osztott terhelés.

β, A várható forgalom szerint a 15-19. ábrákon feltüntetett teher-vázlatok valamelyike.



Vízszintes terhelések.

1. A vízszintes szélnyomás nagysága.

a, Vonattal terhelt hídon 150 kg/m²

b, terheletlen hídon 250-270 kg/m²

A kétféle terhelés közül mindig a kedvezőtlenebbet kell venni.

A „forgalmi szalag” a sín felső élétől számítva szabv. nyomtávú vasútaknál 3.00m., 0.76 m. nyomtávú 2.00m magas. Közúti hidaknál 2.00-2.50 m magas és mindig a hid egész hosszúságára számítható.

A hid oldal felületének megállapításánál első sorban a legkülső főtartó oldal felülete veendő számításba. Ha a hid oldal felülete nagyon tagolt 1. pl. rácsos tartóknál, akkor aszerint amint az üresen maradó felületek teljes oldal felületnek 0.4, 0.6, és 0.8-od részét teszik ki, a második tartó felületnek 0.2, 0.4 és 1.0 hányada veendő számításba, mint szél által támadott felület.

A hidszerkezeteknek a feldöntés ellen legalább másfél-szeres biztonsággal kell ellenállniuk.

A szélnyomás nagysága a felületre merőleges támadási irányjal:

$$W = \frac{\sigma}{g} F \cdot v^2$$

σ = a levegő fajtsúlya kg/m^3

g = a nehézségi erő okozta gyorsulás m/sec^2

F = a felület nagysága m^2 -ben

v = a szél sebessége m/sec

2, A röpítő erő 1:2:1

$$Z = \frac{Q \cdot v^2}{g \cdot S}$$

Q = a vonat súlya

S = a kanyarulati sugár.

A röpítő erő támadási pontja a sín felső élétől szabv. nyomtávú fővasútnaknál 100 m, szabv. nyomt. h.é. vasútnaknál 150 m és 0,76 m nyomtávú erdei vasútnaknál 0,80 méter magasságban veendő számításba; hatása vízszintes.

A röpítő erő ivben fekvő vasúti hidaknál és gyorsjáratú automobiloktól járt közúti hidaknál veendő csak figyelembe.

3, A fékező erők 10%-nál nagyobb emelkedésű, továbbá állomások előtti fékútakba eső hidaknál veendők számításba és pedig afékezett tengelyek súlyának 0,2-ével, ill. a magyar előírás szerint a hidra férő vonatsúly 10%-val, mint fm-kinti állandó teherrel.

4, A járóművek rendetlen járásából származó oldalnyomásokat a függőleges teher 1-tengelynyomás: 1 5%-ával vehetjük figyelembe. A magyar előírás ezt már a dinamikus tényezőnél veszi számításba.

A túlelevelű fáknaál megengedett igénybevételel:

Az igénybevételel neve	Közúti hidak		Vasúti hidak	
	ideiglenes	állandó	ideiglenes	állandó
	kg/cm ²			
Húzdó:	150-160	105-115	120-150	90-105
Nyomás:	70-75	47-50	55-70	40-50
Hajlítás:	110-120	80-85	90-110	70-80
Nyírás párhuzamosan a rostokkal:	15	10	10-13	8-10
Nyírás merőlegesen a rostokra:	16-20	12-16	12-16	10-12

Lomblevelűeknél 20%-al nagyobbra vehetők az igénybevételek. Általában állandó hidaknál hajlításra fenyőnél átlagosan 60 kg/cm², keményfánál 80 kg/cm²; nyírásnál a rostokkal párhuzamosan 10-15 kg/cm², a rostokra merőlegesen 15-20 kg/cm² a megengedett igénybevételel. Ideiglenes hidaknál 50%-al növelhetjük a fenti megengedett igénybevételeket.

Tölvevelűek faja frissen döntve	900 kg
légszárazon	600 kg
Tölgy frissen döntve	1000 kg
légszárazon	800 kg
Bükk frissen döntve	1000 kg
légszárazon	720 kg

A sztatikai számításoknál célszerű az ábrázolásnak kitett faszervezeti részeket a friss, a védett részeket a légszárazsúlyok alapján méretezni.

A felazati anyagok megengedett legn. igénybevétele nyomásra:

Közönséges téglá	1:fehérmészhabarásban:1.	3-6	kg/cm ²
- " -	- " - cement	- " -	8-10 - " -
Kongó	- " - - " -	- " -	12-15 - " -
Terméske	puhább kövekből:1:fehérmészhabarásban:1.	3-6	- " -
- " -	- " - - " - cement	- " -	5-7 - " -
Terméske	szilárd kövekből	- " -	10-25 - " -
Beton	a keverési arány és a felhasznált adalék- anyagok szerint	6-15	- " -

A talajnermek teherbírásának átlagos adatai:

Iszap, nedves tőzeg, lár.....	0 kg/cm ²
Húmusz.....	0.5-1-
Nedves agyag.....	0.5-2.0-11-
Száraz márga.....	1.2-2.0-11-
Száraz, homokos agyag 1: legalább 3.0 m vast. réteg 1...	2.5-5.0-11-
Homok nedvesen.....	1.0-1.5-11-
- 11- szárazon.....	3.0-5.0-11-
Tömött ágyazású, egyenletes szemnagys. kavics..	3.0-8.0-11-
Lágy kőzetek.....	7.0-25.0-11-
Kemény szikla.....	15.0-50.0-11-

A falazatok súlya m^3 -kint:

Tégla falazat	1600-1800 kg
Homokkő falazat	2400 "-
Mészko" -" -	2600 "-
Gránit -" -	2700 "-
Beton -" - 1: a felhasznált kőanyag szerint	1800-2200 kg.

1. példa. Egyszerű gerendatartós közúti fahíd.

Tervezendő 2x50m. nyílású közúti fahíd. A közbelső pillér cölöpözött; a nyeregfa dúccokkal kitámasztott legyen. Hídszélesség 60m.; hídnállya kettős pallóborítással. A hídfők cölöpözöttek, 30m. magasak. Szárnyfalak ferdek.

A mozgó terhelés a III. r. hidra előírt 6 tonnás közúti járművel számítandó

A tartógerenda számítása:

Atámasztóköz, mivel dúccokkal kitámasztott nyeregfőt alkalmazunk a közbelső pillérnél, lesz:

$$l' = l + 2 \times 0.15 - a = 5.30 - 10 = 4.30 \text{ m}$$

Az önsúlyból eredő max. nyomaték:

$$\text{Önsúly: } g = 170 + 16l = 238.8 \text{ kg/m}^2$$

Az ember csődületből eredő nyomás:

Ha az egyik kerék atartógerenda közepén áll, akkor az ábra szerint:

$$p_1 \cdot 10 - 300 \cdot 0.45 \cdot 0.225 = 0 \quad \text{ebből}$$

$$p_1 = \frac{300 \cdot 0.45 \cdot 0.225}{10} = 30.375 \text{ kg/m}$$

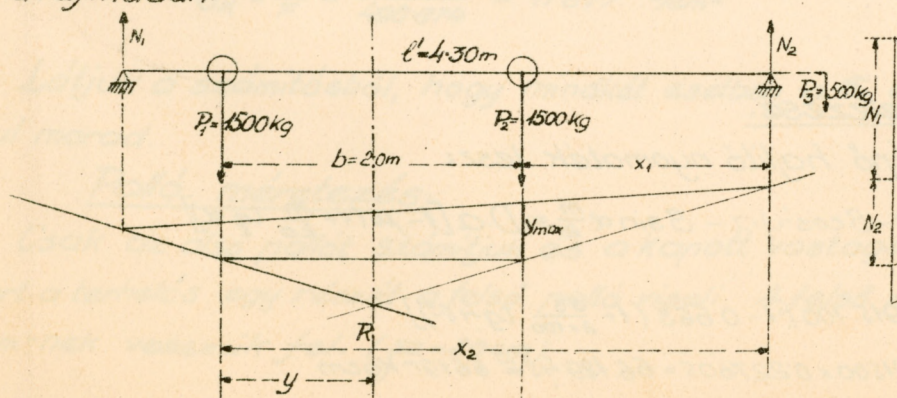
Az önsúlyból és embercsődületből eredő max. nyomaték tehát lesz:

$$Q = g + p_1 = 238.8 + 30.375 = 269.175 \approx 270 \text{ kg}$$

$$M_0 = \frac{Ql^2}{8} = \frac{270 \times 4.30^2}{8} = \frac{4992.30}{8} = 624.037 \text{ kgm} = 62404 \text{ kgcm}$$

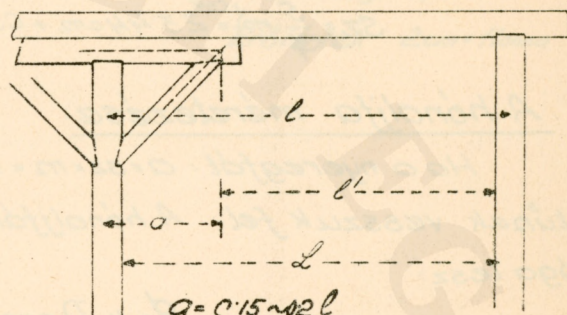
A mozgóterhelésből keletkező max. nyomaték megállapítása

1. Grafikusan



$$M_{\text{mozgó}} = y_{\text{max}} \cdot l = 760 \text{ kg} \times 2.50 \text{ m} = 1900 \text{ kgm} = 190000 \text{ kgcm}$$

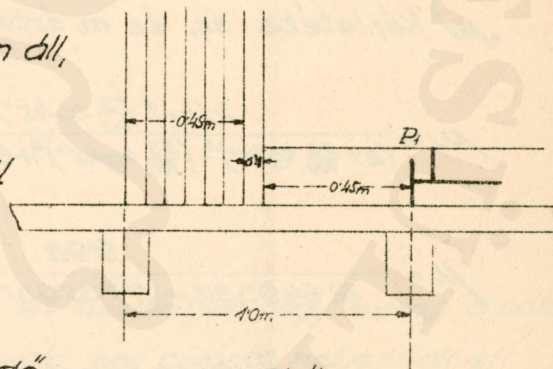
20. ábra



$$a = 0.15 \cdot 12l$$

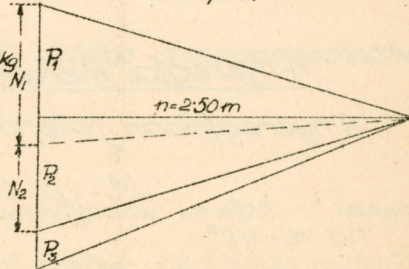
$$a = 10 \text{ m (felvéve)}$$

$$P = 300 \text{ kg/m}^2$$



21. ábra

Hosszúlagi lépték 1:50
Erőlépték 1cm = 1tonna



22. ábra.

Számítással.

$$R_y = \sum R_x \text{ innen } y = \frac{\sum P_x}{R} = \frac{P_1 \cdot 20}{P_1 + P_2} = \frac{1500 \cdot 2}{3000} = 1 \text{ m}$$

$$M_m = N_1(l - x_2) - P_1 b = \frac{P_2(x_1 + x_2)(l - x_1)}{2} - P_1 b$$

$$x_1 = \frac{l}{2} - \frac{a}{2} = 2.15 - 0.50 = 1.65 \text{ m}$$

$$x_2 = x_1 + b = 1.65 + 2.0 = 3.65 \text{ m}$$

$$M_m = \frac{1500 \cdot 5.30 \cdot 2.65}{4 \cdot 30} - 2 \cdot 1500 = 4899.42 - 3000 = 1899.42 \text{ kgm} = 189942 \text{ kgcm}$$

$$M_{\text{összes}} = M_m + M_0 = (189942 + 62404) \text{ kgcm} = 252346 \text{ kgcm}$$

$$M_{\text{összes}} = 252346 \text{ kgcm} = W_5 = \frac{sz \cdot m^2}{6} \cdot \sigma = \frac{5 \text{ m}^3}{42} \cdot 60$$

$$\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$sz = \frac{5}{7} \text{ m}$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{252346 \cdot 42}{60 \cdot 5}} = \sqrt[3]{35.32844} = 32.81 \text{ cm}^2 \approx 33 \text{ cm}$$

$$sz = \frac{5}{7} \text{ m} \stackrel{\text{cső}}{=} 23.44 \text{ cm} + \text{csőátmérő} \approx 25 \text{ cm}$$

A hónaljfa méretezése:

Ha a nyeregfdt: $a \times sz \times m_1 = 100 \times 33 \times 25 \text{ cm}^3$, a hónaljfat, $25 \times 25 \text{ cm}$ méretűnek vesszük fel. A hónaljfa ható, 8° erő külpontosan hat és nagysága lesz:

$$S = \mu D \sec \alpha$$

a - nyeregfa hossza

m - " magassága

sz - " szélessége

m_1 - a hónaljfa magassága

sz_1 - " szélessége

$$\alpha = 45^\circ$$

$$\mu = \frac{2(4 + 3 \frac{m}{a} \operatorname{tg} \alpha)}{(2 + \frac{m}{a} \operatorname{tg} \alpha)^3 - (\frac{m}{a} \operatorname{tg} \alpha)^3 + 6 \frac{sz \cdot m}{sz_1 \cdot m_1} \cdot \frac{m^2}{a^2} \cdot \frac{\sec^2 \alpha}{\sin \alpha}}$$

μ képletébe sz , és m értékét felvéve lesz:

$$\mu = \frac{2(4 + 3 \frac{33}{100} \operatorname{tg} 45^\circ)}{(2 + \frac{33}{100} \operatorname{tg} 45^\circ)^3 - (\frac{33}{100} \operatorname{tg} 45^\circ)^3 + 6 \frac{33 \cdot 25}{25 \cdot 25} \cdot (\frac{33}{100})^2 \frac{\sec^2 45^\circ}{\sin 45^\circ}}$$

$$\mu = \frac{9.98}{12.649337 - 0.035937 + 2.43048} = \frac{9.98}{15.05288} = 0.663$$

$$S = 0.663 D \sec 45^\circ = 0.663 \times 2915 \times \frac{1}{0.7071} \approx 2733 \text{ kg}$$

A hónaljfaban fellépő igénybevétel lesz:

$$\sigma = \frac{S}{sz_1 \cdot m_1} + \frac{S \frac{m_1}{2}}{\frac{1}{6} m_1^2 \cdot sz_1} = \frac{4S}{m_1 \cdot sz_1} = \frac{2733 \times 4}{25^2} = \frac{10932}{625} = 17.49 \text{ kg/cm}^2$$

Tehát látjuk, hogy a hónaljfa a terhelésnek megfelelő biztonsággal áll ellent.

A nyeregfa méretezése.

A nyeregfaban fellépő hajlító nyomaték lesz:

$$M_1 = (D - S \cos \alpha) a - S \sin \alpha \frac{m}{2} = D a [1 - \mu (1 + \frac{m}{2a} \operatorname{tg} \alpha)]$$

ha $\alpha = 45^\circ$

$$M_1 = 2915 \cdot 100 [1 - 0.663 (1 + \frac{33}{2 \cdot 100} \operatorname{tg} 45^\circ)]$$

$$M_1 = 291500 \times 0.227605 = 66189.45 \approx 66190 \text{ kgcm}$$

$$M_1 = 66190 = W_6 = \frac{sz \cdot m^2}{6} \cdot \sigma = \frac{5 \text{ m}^3}{42} \cdot 60$$

$$\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{66190 \cdot 42}{5 \cdot 60}} = \sqrt[3]{9266.6} \approx 21 \text{ cm}$$

$$sz = 14.999 \approx 15 \text{ cm}$$

Tehát látjuk, hogy a tartógerendával egyenlő $33 \times 25 \text{ cm}$ méretű nyeregfa megfelel.

Az a hosszúság, mellyel a nyeregfa a dúcbekötésénél túl kell nyúlnia lesz:

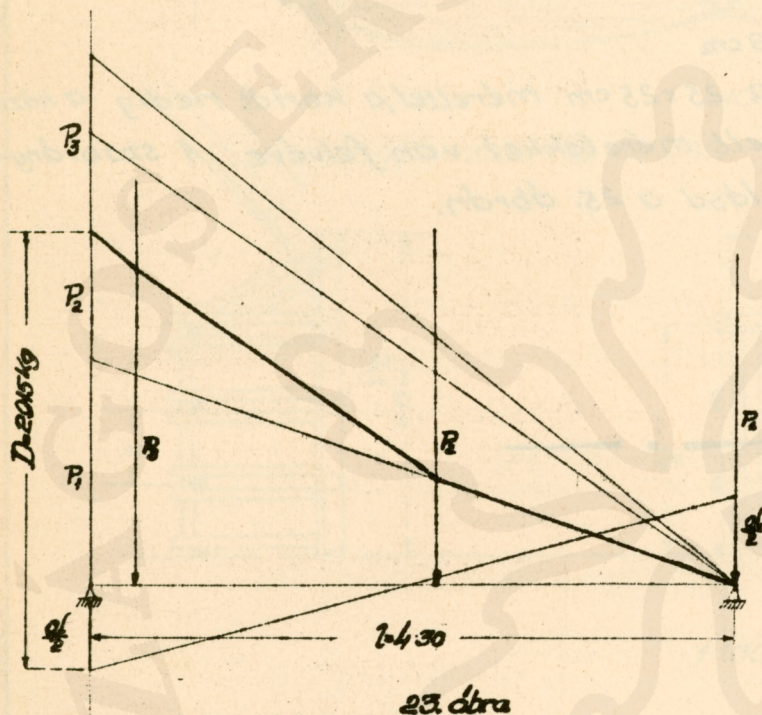
$$l \times sz \times \sigma_{ny} = S \sin \alpha \quad \text{ebből}$$

$$l = \frac{S \sin \alpha}{sz \cdot \sigma_{ny}} = \frac{\mu D \tan \alpha}{sz \cdot \sigma_{ny}} = \frac{0.663 \cdot 2915}{25 \cdot 10} = \frac{1932.65}{250} = 7.73 \text{ cm}$$

Max. nyíróerők ábrája.

Hosszúsági lépték 1:50

Erőlépték 2 cm = 1 tonna



Cölöpszámítás:

A cölöpöket 25 cm átmérővel vesszük fel és kiszámítjuk, hogy mennyi a cölöpben fellépő igénybevétel. Minden tartógerenda alá egy cölöpöt helyezünk el.

A hídfejnél:

$$P = Q_{max} + \frac{qL}{2} = F \sigma_k = \frac{d^2 \bar{\kappa}}{4} \sigma_k$$

$$\sigma_k = \frac{P}{F} = \frac{2915}{452.39} \approx 5.938 \text{ kg/cm}^2$$

A pillérnél:

$$P = 2(Q_{max} + \frac{qL}{2}) = F \sigma_k = \frac{d^2 \bar{\kappa}}{4} \sigma_k$$

$$\sigma_k = \frac{P}{F} = \frac{5830}{490.874} \approx 11.877 \text{ kg/cm}^2$$

Látjuk a számításból, hogy mindkét esetben a σ_k értéke a megengedettnél alul marad.

Palló méretezés:

Csak az alsó pallót számítjuk és a kapott vastagságnak a 80%-t vesszük, mert a terhelés egy részét a felső palló viseli. A felső pallót számítás nélkül 5 cm-nek vesszük fel. ($sz = 20 \text{ cm}$)

$$M_{összes} = \frac{g_1 \times t_1^2}{8} + \frac{P t_1}{4}$$

$$M_0 = \frac{28 \times 0.85^2}{8} + \frac{1500 \times 0.85}{4} =$$

$$= \left[\frac{28 \times 0.7225}{8} + \frac{1500 \times 0.85}{4} \right] \text{kgcm}$$

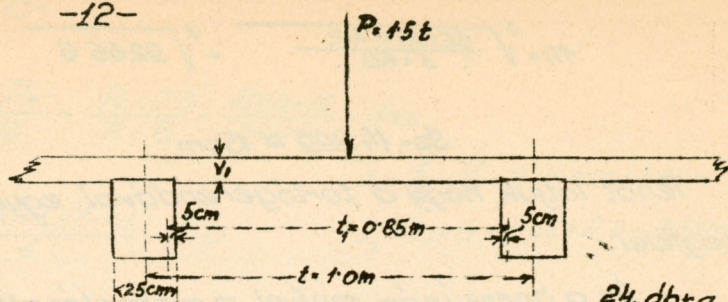
$$M_0 = 252.9 + 31875 \approx 32127.9 \text{ kgcm}$$

$$M_0 = 32128 \text{ kgcm} = W \sigma = \frac{20 \cdot v^2}{6} 80$$

$$v = \sqrt{\frac{32128 \times 6}{20 \times 80}} = \sqrt{120.48} = 10.98 \text{ cm}$$

$$v_1 = 10.98 \times 0.8 = 8.784 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

A szárnyfal süvegfdja 25x25 cm mérettel, a korlátt pedig a közúti szabványtervben feltüntetett méretekkel van felvéve. A szabványterv szerinti méreteket lásd a 25. ábrán.



$$g = 140 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ tölgynél}$$

$$t_1 = 100 - 25 + 2 \times 5 = 85 \text{ cm}$$

$$g_1 = g \times 0.20 = 28 \text{ kg/m}$$

— • —

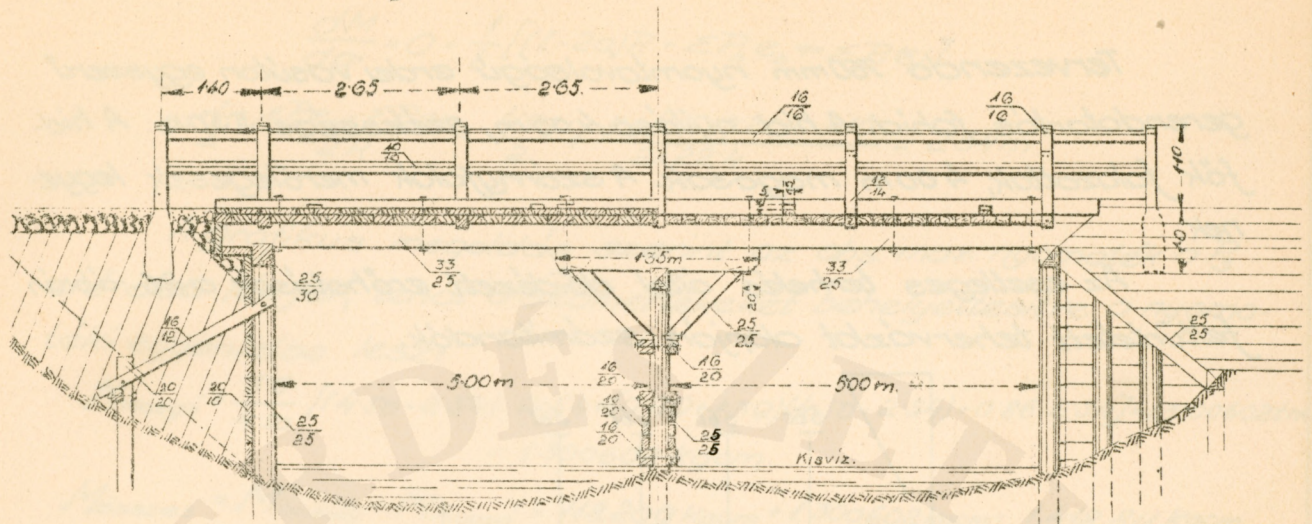
1851

/1866/

EGYSZERÜ GERENDATARTÓS KÖZÜTI FAHID.

Hosszúsági metszet.

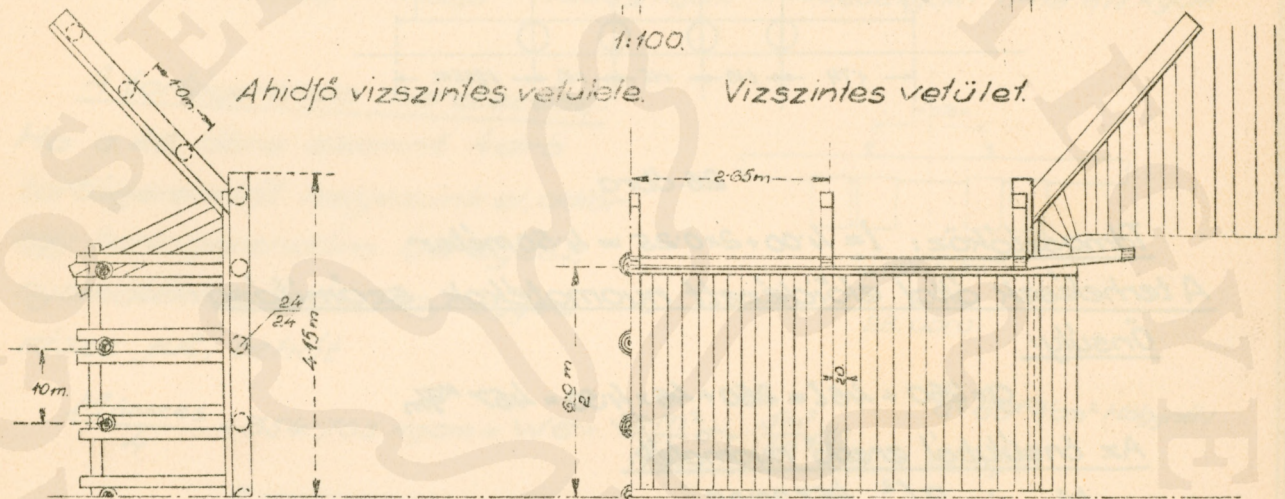
Oldalvetület.



1:100.

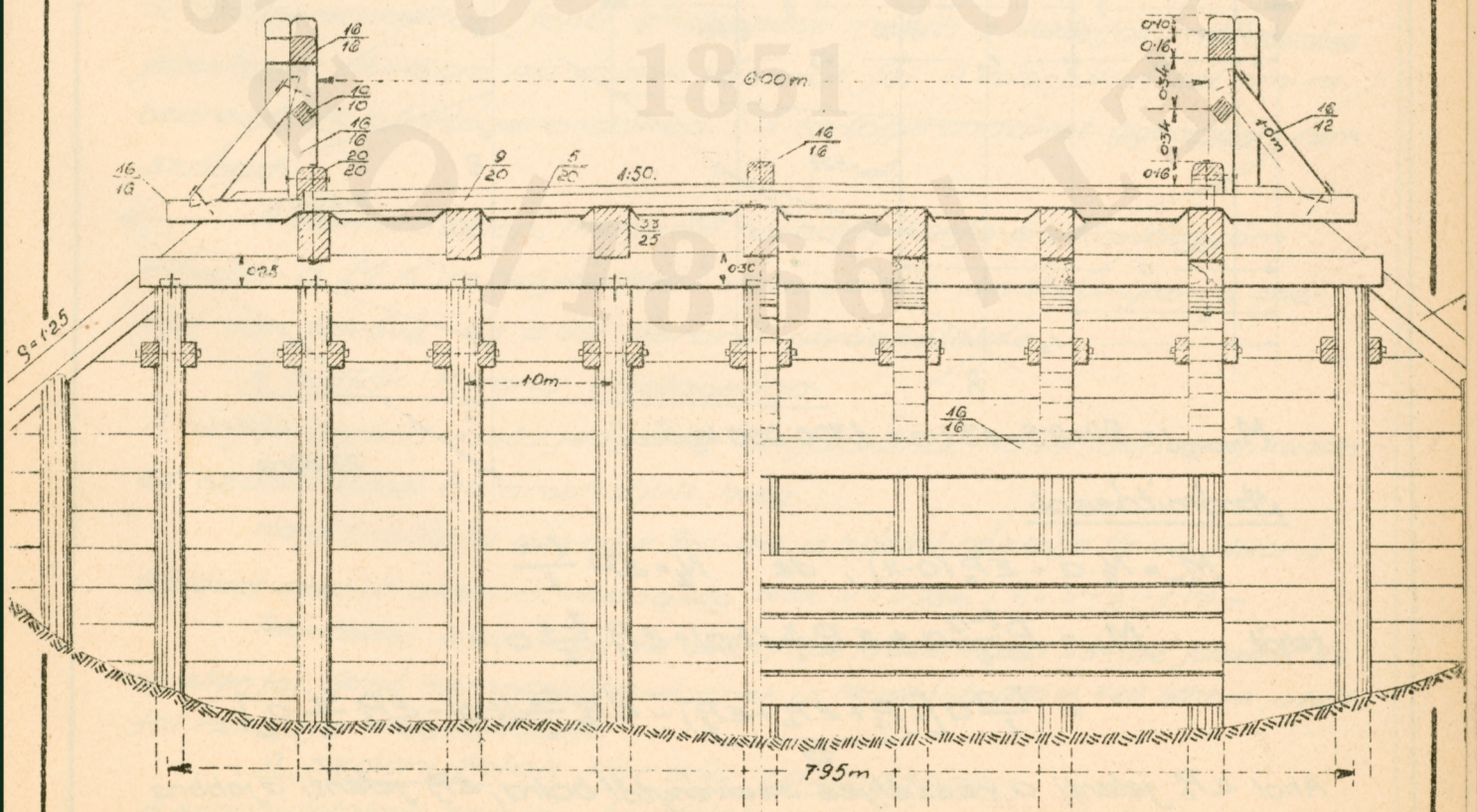
Ahídfő vízszintes vetülete.

Vízszintes vetület.



1:100.

Keresztmetszet



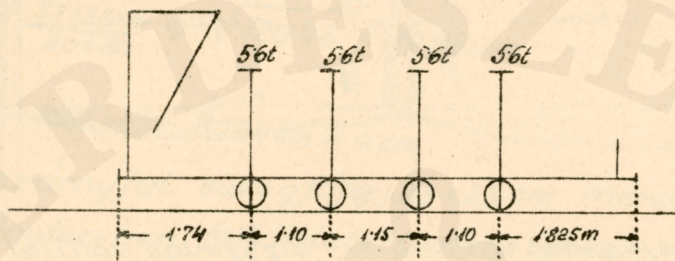
1:50.

25. ábra.

2. példa Egyszerű gerendatartós vasúti fahíd.

Tervezendő 760 mm nyomtávolságú erdei vasúton egyszerű gerendatartós fahíd. A híd nyílása 4,00 m, szélessége 3,50 m. A hídfők falazottak, 4,00 m magasak. A szárnyfalak merőlegesek legyenek.

Az esetleges terhelés által előidézett erőhatások a 26. ábrán feltüntetett tehervázlat alapján számíthatók.



26. ábra.

Támasztóköz: $l = 4,00 + 2 \times 0,25 = 4,50$ méter

A terhelések által előidézett nyomatekók számítása:

Önsúly:

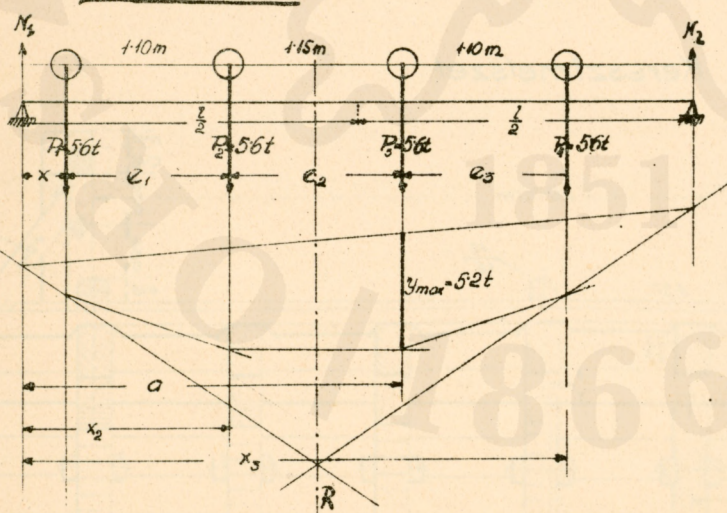
$$g = 260 + 45l = 260 + 45 \times 4,50 = 457 \text{ kg/m}$$

Az önsúlyból eredő nyomatek:

$$M_{\text{önsúly}} = \frac{g l^2}{8} = \frac{457 \cdot 20,25}{8} = 1182,09 \text{ Kgm} = 118209 \text{ Kgcmm}$$

A mozgó terhelésből eredő nyomatek:

Grafikusan:



$$M_{\text{mozgó}} = 52 \cdot 2,5 = 13 \text{ tm} = 1300.000 \text{ Kgcmm}$$

Számítással:

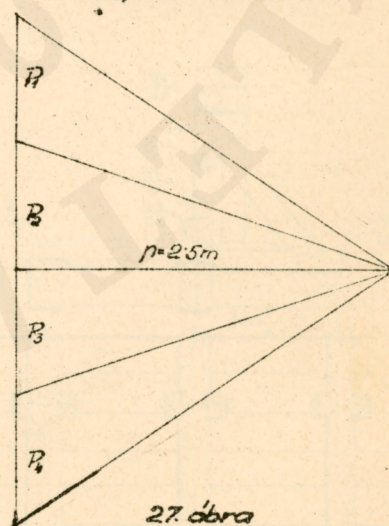
$$M_m = N_2 \cdot a - \epsilon P_0 (a - x), \text{ de } N_2 = \epsilon P \frac{l-x}{l}$$

$$\text{tehát } M_m = P \frac{l-a}{l} a + \epsilon P_0 \frac{x}{l} (l-a) + \epsilon P \frac{l-x}{l} a =$$

$$= \frac{l-a}{l} a \left[\underbrace{(P_0 + \epsilon P_0 + \epsilon P)}_R - \epsilon P_0 \frac{a_0}{l} (l-a) - \epsilon P \frac{a_1}{l} a \right]$$

Ahol ϵP_0 jelenti a veszélyes szelvénytől balra, ϵP jelenti a jobbra eső erőket.

Hosszúsági lépték 1:50
Erőlépték 1t=3 mm



27. ábra

A veszélyes szelvény helyét kapjuk, ha a fenti egyenlet első differenciálhányadosát egyenlővé tesszük 0-val és ebből kiszámítjuk „a” értékét.

$$\frac{dM}{da} = 0 = \frac{1}{l} [(l-2a)R + EPe_b + EPe_j]$$

$$a = \frac{l}{2} + \frac{EPe_b - EPe_j}{2R} = \frac{4.50}{2} + \frac{56(15+225) - 110}{2 \times 22.4} = 2.54 \text{ m.}$$

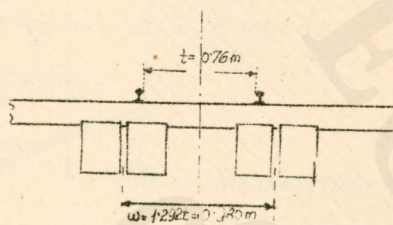
A grafikus megoldás szerint az abs. max. nyomaték a P_b erő alatt lép fel, tehát a számértékeket behelyettesítve a nyomatéki egyenletbe lesz:

$$M_{mozgó} = \frac{56}{4.50} [(4.50 - 2.54) \cdot 2.54 + (0.29 + 1.39)(4.50 - 2.54) + 0.86 \cdot 2.54] = 13.00602 \text{ tm} = 1300602 \text{ kgcm.}$$

$$M_{összes} = M_{önsúly} + M_{mozgó} = 118.209 \text{ kgcm} + 1.300.602 \text{ kgcm} = 1.418.811 \text{ kgcm.}$$

A tartógerenda méretezése:

Ha a 28. ábra szerint 4 db tartógerendát helyezünk el, akkor egy tartógerendára az egész nyomatéknak csak egynegyed része jut, tehát



28. ábra.

$$\frac{M_{összes}}{4} = 354.703 \text{ kgcm} = W\sigma = \frac{Sz \cdot m^2}{6} \sigma = \frac{5m^3}{42} 80 \quad \begin{matrix} \sigma = 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ táblánál} \\ Sz = \frac{5}{7} m \end{matrix}$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{354.703 \times 42}{5 \times 80}} = \sqrt[3]{37.2438} = 33.39 \text{ cm} \approx 34 \text{ cm}$$

$$Sz = \frac{5}{7} m + \text{csavar átm.} = 23.85 + \text{csavar átm.} \approx 26 \text{ cm}$$

A különfa és a korlát:

A tartógerendáknak fenti elhelyezése mellett a különfák méretezése felesleges, 16x16 cm méretűnek vesszük fel. A különfákat két cm-re beeresztjük a tartógerendákba. A tartógerendákat gyengíteni nem szabad.

A korlát oszlop, merevítő heveder, korfa és korlátgyám méretei a M.A.V. helyi érdekű vasútjainak szabványterve szerint van felvéve és a 29. ábráról olvashatók le.

A hidfők korona vastagsága:

A hidfők korona vastagságát a támfalakéhoz hasonlóan grafikusan és számítással határozhatjuk meg.

Ha a homlokfal rézsűje 1/20-ad, a hátfal rézsűje 1/5-öd, akkor a táblázat szerint a korona vastagság lesz $V = 0.98 \text{ m}$, $V_1 = V + \frac{l}{5} = 1.78 \text{ m}$

Tekintettel arra, hogy az ellenfalat, a szerkezeti kö fölé falaztuk és az ellenfal felső koronaszélességének is legalább 0.70 m kell lennie, a hátfal rézsűje megváltozott.

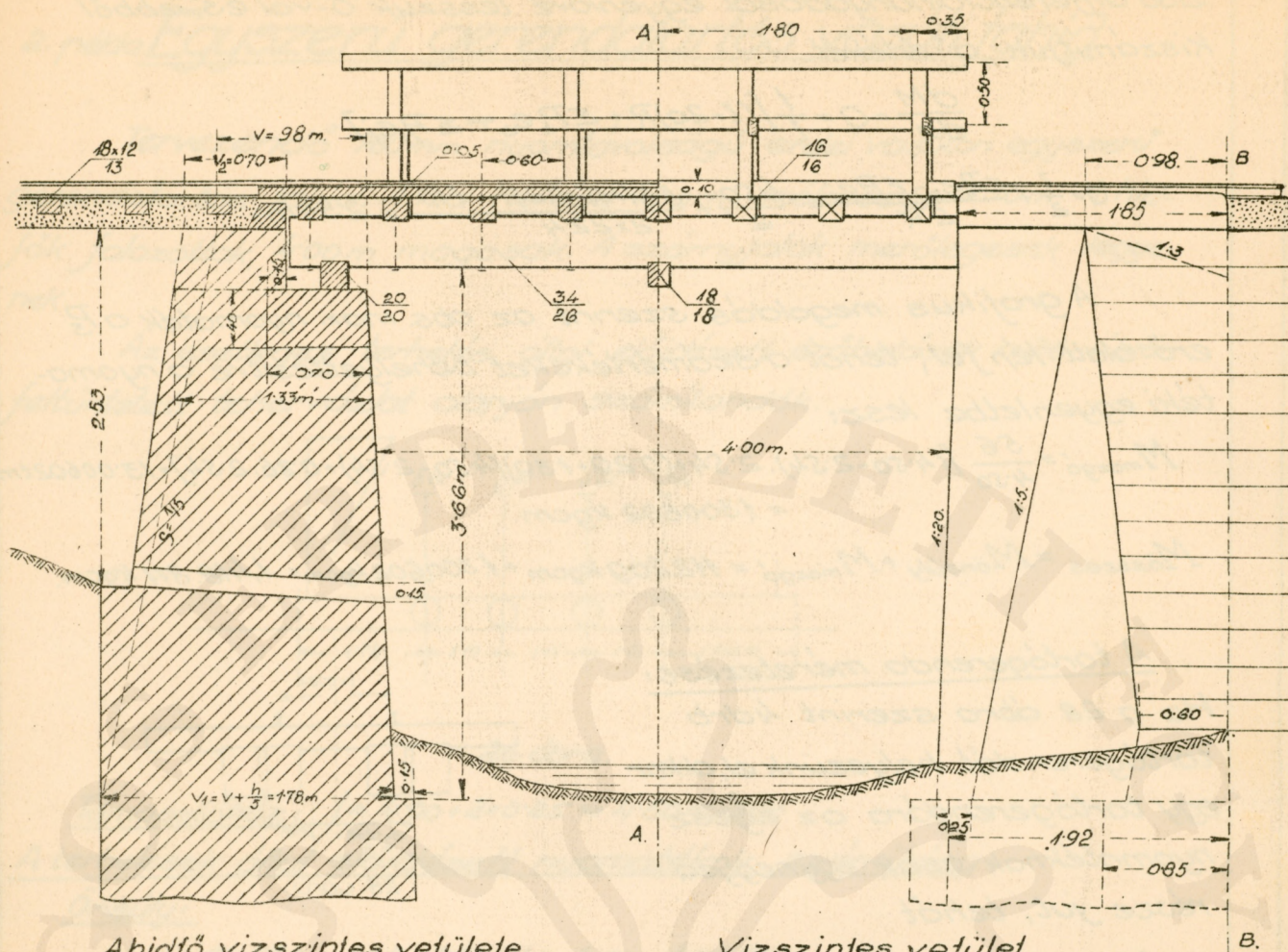
A szárnyfalak korona vastagsága:

A szárnyfalakat szintén támfalak módjára kell méretezni. A korona vastagság fent a szegélyknél 0.98 m, lent a szárnyfal külső szélén 0.60 m.

EGYSZERÜ GERENDATARTÓS VASÚTI FAHID.

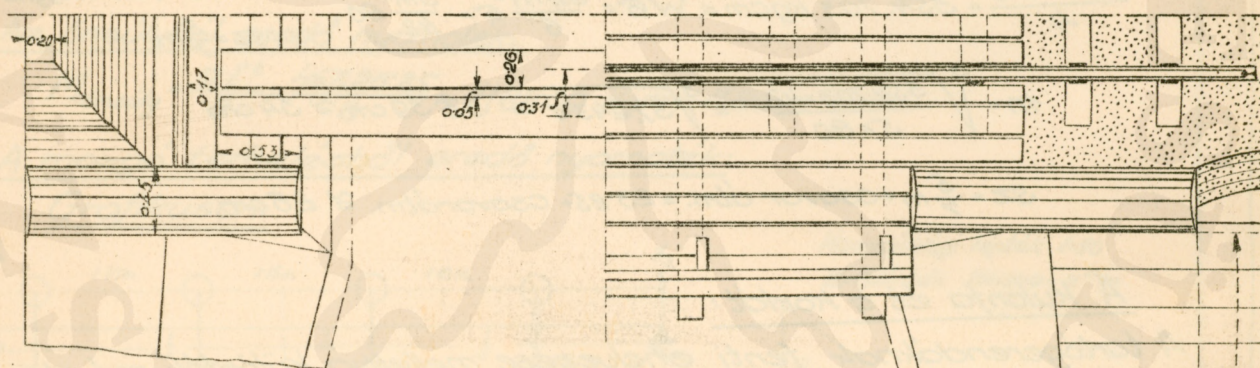
Hosszanti metszet.

Oldalvetület.



Ahídő vízszintes vetülete.

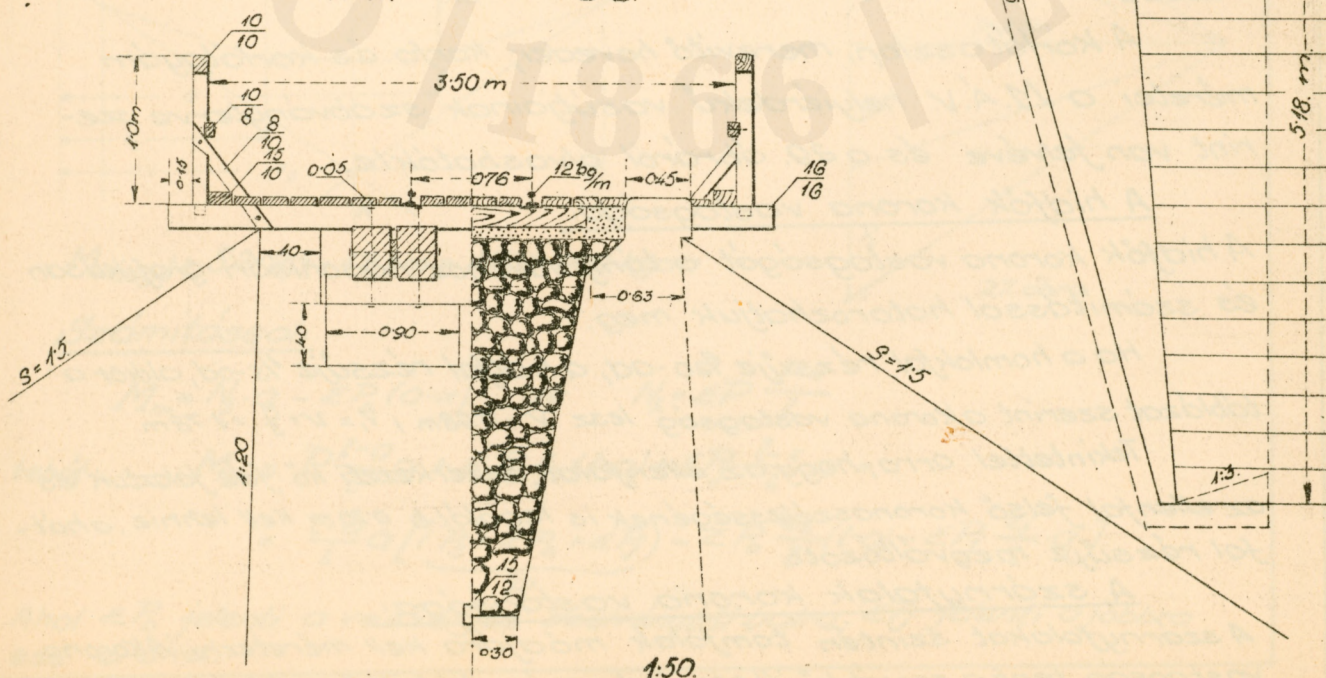
Vízszintes vetület.



Keresztmetszetek.

A-A.

B-B.



3. példa. Ékelt gerenda-tartós közúti fahíd.

Tervezendő közúton 7,00 m nyílású, 6,00 m széles fahíd. A tartószerkezet ékelt-gerenda. A hidpálya kettős pallóborítással képezendő ki. A hidfők falazottak, 3,00 méter magasak. Aszfaltfalak párhuzamosak; fűlakkúppal.

Az esetleges terhelésekből eredő erőhatásokat a III. rendű közúti hídra előírt 6 tonnás jármű alapján kell számítani.

Támasztóköz: $l = 7,00 + 2 \cdot 0,25 = 7,50$ méter.

Önsúly: $g = 170 + 14,2 = 275 \text{ kg/m}^2$

Az embercsődületből eredő nyomás: $p = 30,375 \text{ kg/m}^2$ Számítását lásd az 1. példánál!

$$q = g + p = 275 + 30,38 = 305,38 \text{ kg/m}^2 \approx 306 \text{ kg/m}^2$$

Az állandó terhelésből eredő nyomaték, ha minden méterre helyezünk el egy-egy tartógerendát lesz:

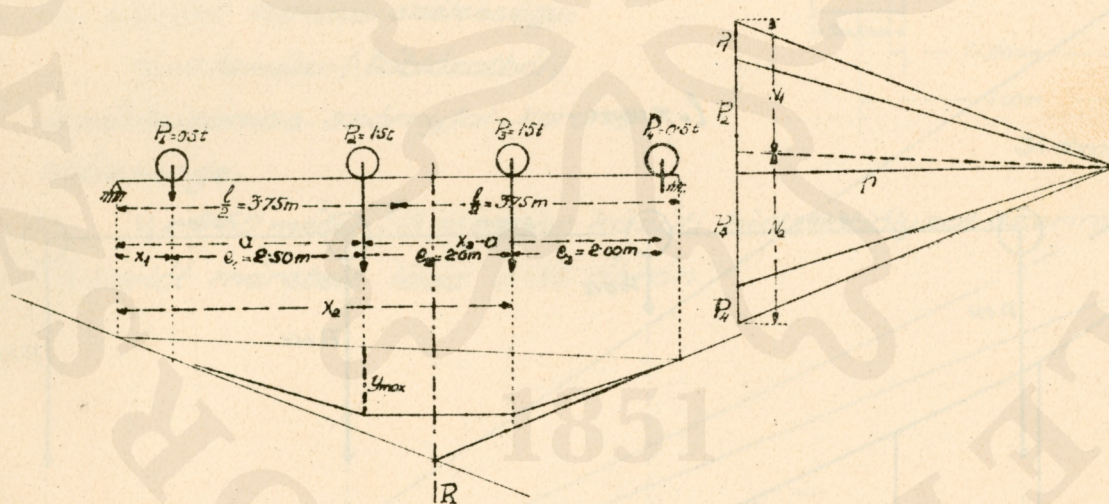
$$M_{\text{önsúly}} = \frac{q l^2}{8} = \frac{306 \cdot 7,5^2}{8} = 2151,56 \text{ kgm} = 215,156 \text{ kgcm}$$

A mozgó terhelésből eredő max. nyomaték:

Grafikusan:

Hosszúsági lépték 1:100

Erőlépték: 1cm = 1tonna



30. ábra

$$M_{\text{mozgó}} = y_{\text{max}} \cdot p = 0,9 \cdot 5 = 4,5 \text{ tm} = 450,000 \text{ kgcm}$$

Számítással:

$$a = \frac{l}{2} + \frac{\varepsilon P_2 e_2 - \varepsilon P_3 e_3}{2R} = 3,75 + \frac{0,5 \cdot 2,5 - (1,5 \cdot 2 + 0,5 \cdot 4)}{2 \cdot 4} = 3,28 \text{ m}$$

$$M_{\text{mozgó}} = P \left[\frac{l-a}{l} \cdot a + \varepsilon P_2 \frac{x}{l} (l-a) + \varepsilon P_3 \frac{l-x}{l} a \right]$$

$$= \frac{1}{7,50} \left\{ (7,50 - 3,28)(1,5 \cdot 3,28 + 0,5 \cdot 0,78) + 3,28 [1,5(7,50 - 5,28) + 0,5(7,50 - 7,28)] \right\} = 4,49213 \text{ tm}$$

$$M_{\text{mozgó}} = 449,213 \text{ kgcm}$$

$$M_{összes} = M_{ön súly} + M_{mozgó} = 215,156 \text{ kgcm} + 449,213 \text{ kgcm} = 664,369 \text{ kgcm}$$

A tartó gerenda méretezése:

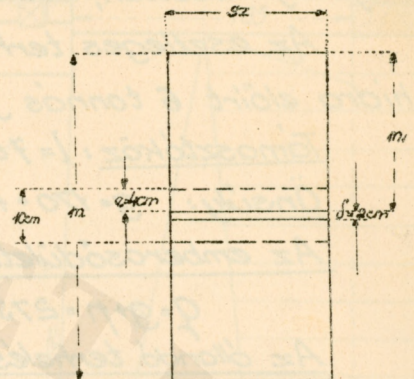
$$M_{összes} = 664,369 \text{ kgcm} = W_6 \eta = \frac{sz \cdot m^2}{6} \cdot \eta = \frac{0,45 \cdot m^3}{6} \cdot 60 \cdot 0,7 \text{ ebből}$$

$$\begin{aligned} \eta &= 0,7 \\ \sigma &= 60 \text{ kg/cm}^2 \\ sz &= 0,45 \text{ m} \\ s &= 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{664,369 \times 6}{0,45 \times 60 \times 0,7}} = 59,53 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

$$sz = 60 \times 0,45 + 3 \text{ csavar átm.} = 30 \text{ cm}$$

$$m_1 = \frac{m - (n-1)s}{2} = \frac{60 - 2}{2} = 29 \text{ cm}$$



31. ábra

A tartógerendának fenti méretezése után el kell végeznünk az ellenőrzést még arra nézve is, hogy vajon a nyíró igénybevétel nem lépi-e túl a megengedett határértéket.

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{Q_{max}}{sz \cdot m} = 15 \frac{4160}{1620} = 2,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = 4 \text{ cm}$$

$$z = 0,36 = 0,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1,489 \text{ táblázatból}$$

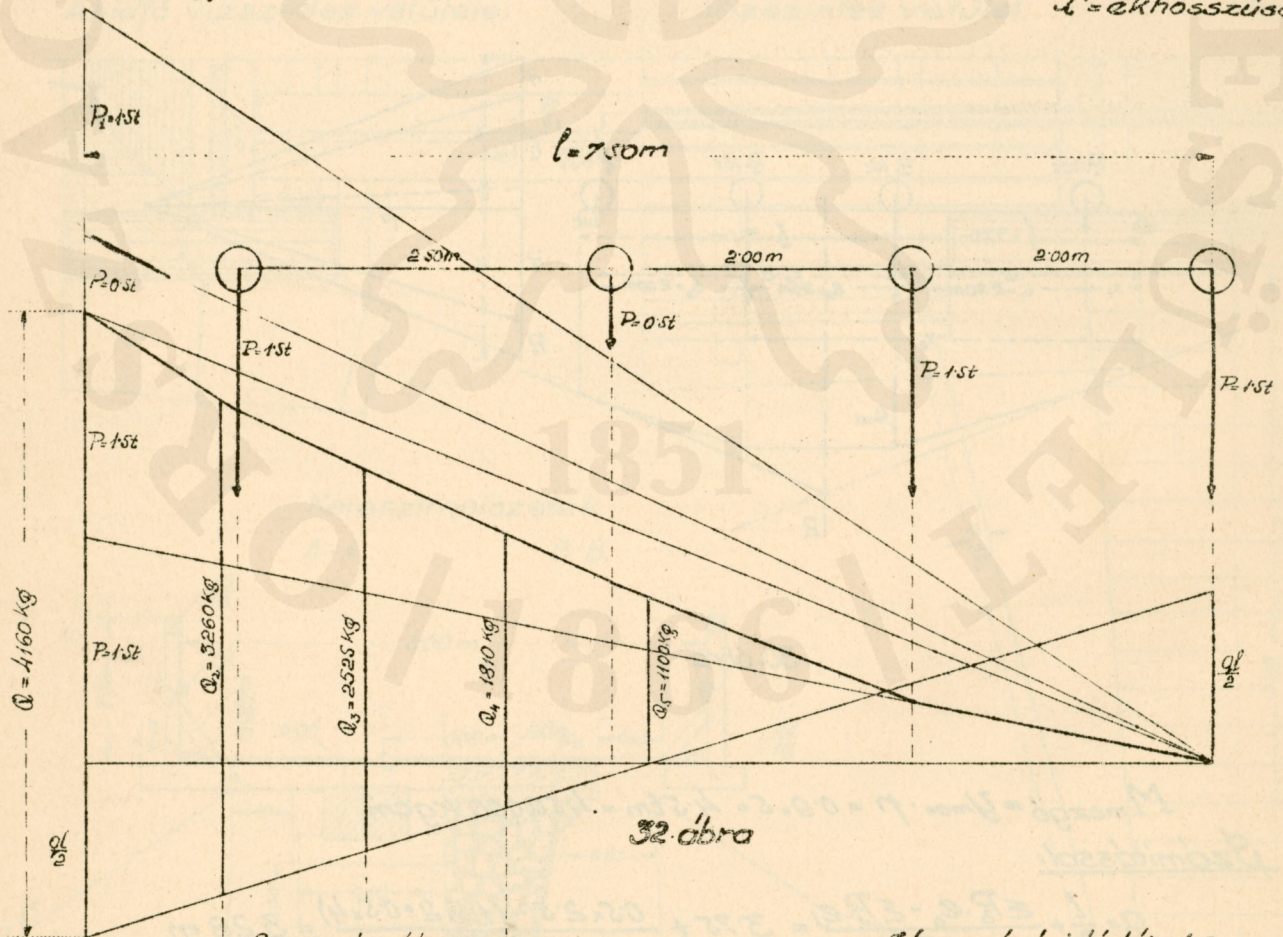
$$e = \text{éktávolság}$$

$$e' = \text{ékhosszúság}$$

Ék elosztás:

$$sz \cdot e \cdot z = sz \cdot e' \cdot \tau' \text{ ebből } e = \frac{e' \cdot \tau'}{\tau}; \tau' = C \cdot \frac{Q}{sz \cdot m}$$

A nyíró erőket a max. nyíró erők ábrájából (lásd 32. ábrát) olvassuk le.



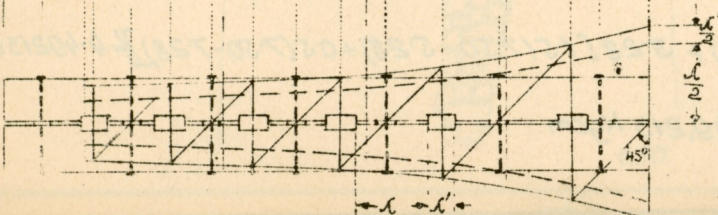
32. ábra

Csavar elosztás:

$$0,60 \rightarrow 0,53 \rightarrow 0,56 \rightarrow 0,60 \rightarrow 0,75 \rightarrow 0,70$$

Ék elosztás:

$$0,60 \rightarrow 0,53 \rightarrow 0,55 \rightarrow 0,60 \rightarrow 0,68 \rightarrow 0,37 \rightarrow 0,60$$



Hosszúsági lépték 1:50

Erőlépték 1tonna = 2cm

33. ábra

$$L = \frac{z \cdot e \cdot m \cdot sz}{0.0} = \frac{24 \cdot 4 \cdot 60 \cdot 30}{1489} \cdot \frac{1}{0.0} = \frac{116.051}{0.0}$$

$$L_1 = \frac{116.051}{4160} = 27.90 \text{ cm}$$

$$L_4 = \frac{116.051}{1810} = 64.18 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{116.051}{3260} = 35.60 \text{ cm}$$

$$L_5 = \frac{116.051}{1100} = 105.50 \text{ cm}$$

$$L_3 = \frac{116.051}{2525} = 45.96 \text{ cm}$$

Az éktávolságok és a szerkesztési eljárás a 33. ábrán látható.

Ék méret:

$$\tau^* = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$L' > \frac{z \cdot e}{\tau^*} > 12$; felvesszük 20 cm-nek, lesz tehát az ék mérete 20 x 10 cm.

A pallók méretezése:

$$L_{min} = 4 \cdot e$$

Az alsó palló vastagságát kiszámítjuk, a felső pallót számítás nélkül 5 x 25 cm méretűnek vesszük fel.

$$M = \frac{P}{2} \times \frac{0.80}{2} = \frac{1500 \cdot 0.80}{4} = 30,000 \text{ kgcm}$$

$$30,000 \text{ kgcm} = Ws = \frac{sz \cdot v^2}{6} = \frac{25 \cdot v^2}{6} \cdot 80$$

$$v = \sqrt{\frac{30000 \cdot 6}{25 \cdot 80}} = 9.49 \text{ cm}$$

$$sz = 25 \text{ cm}$$

A hidfő méretezése:

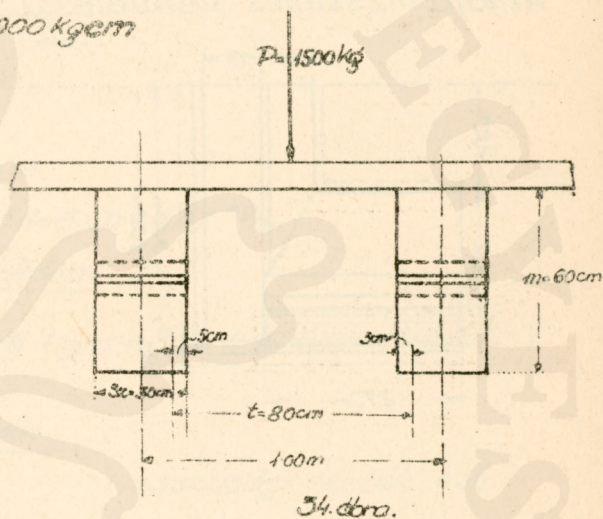
Az ellenfal korona-szélessége:

$$v_1 = 0.79 \text{ méter / táblázatból /}$$

A párhuzamos szórnyfal korona-szélessége:

$$v_2 = 0.60 \text{ méter (A magyar közúti híd szabályzat szerint)}$$

A kerlát méreteit lásd a 35. ábrán.



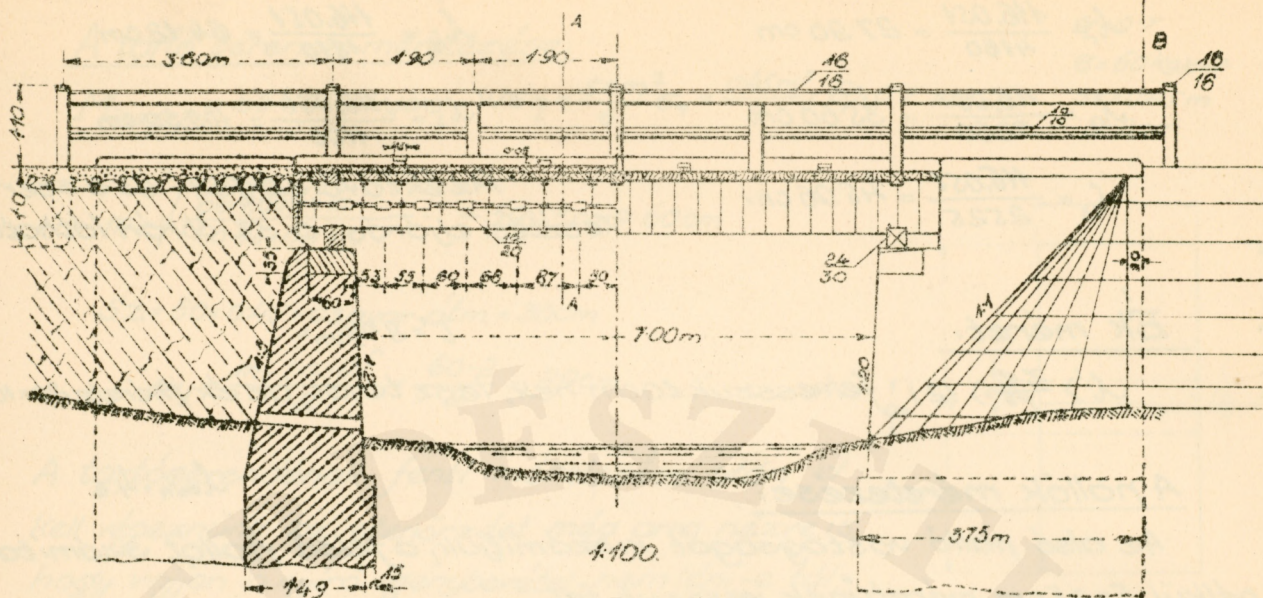
1851

1866

ÉKELT-GERENDATARTÓS KÖZÜTI FAHID.

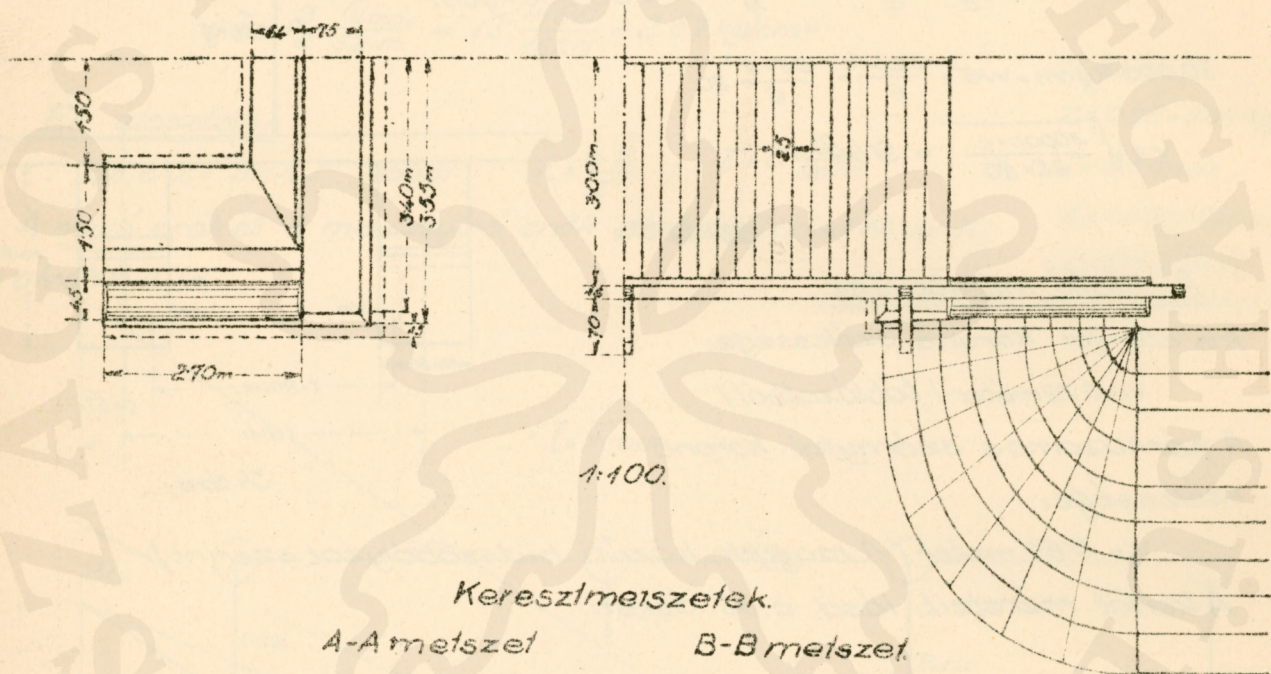
Hosszanti módszer.

Oldalvetület.



A hidjő vízszintes vetülete.

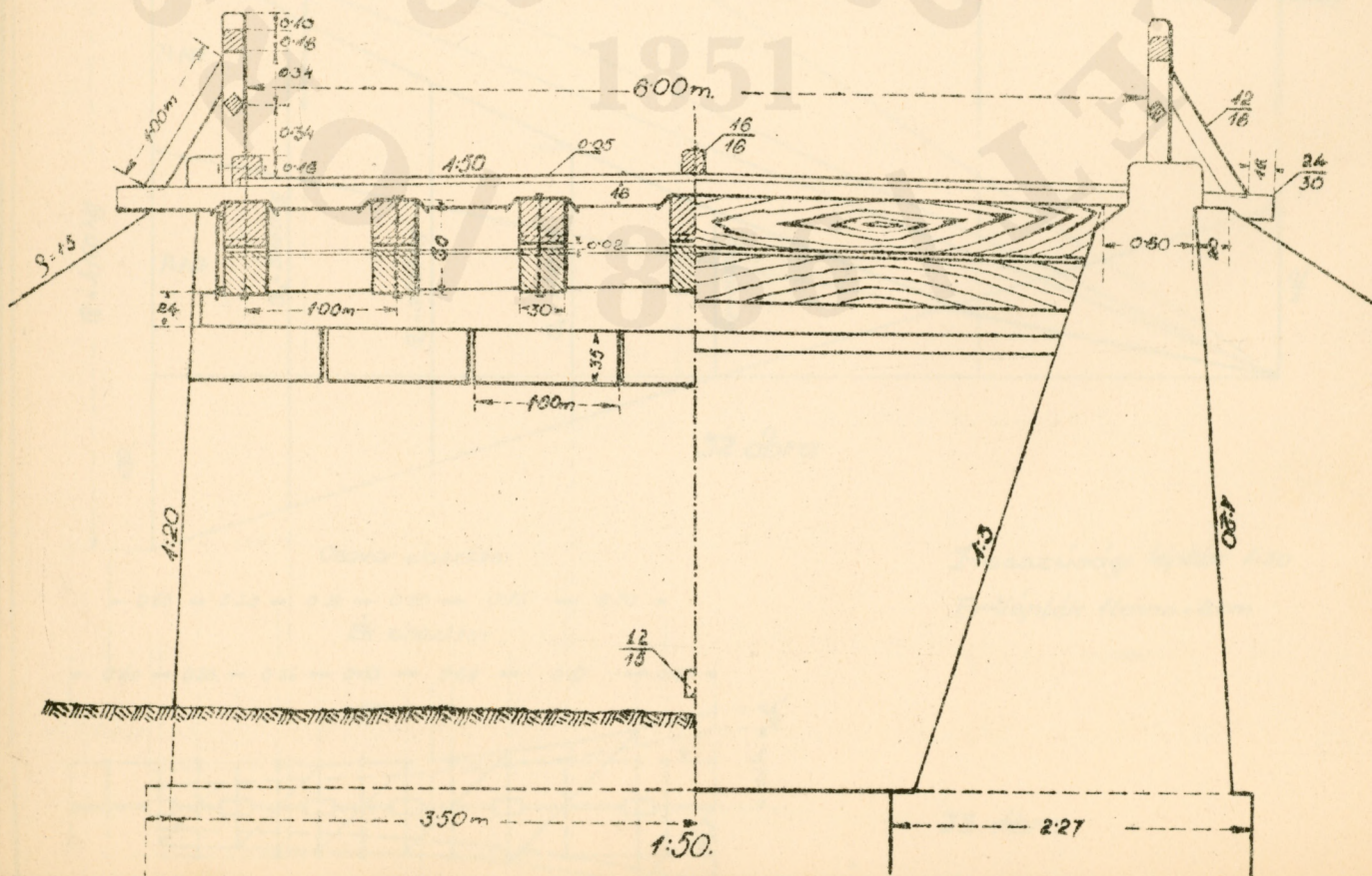
Vízszintes vetület.



Keresztmetszetek.

A-A metszet

B-B metszet



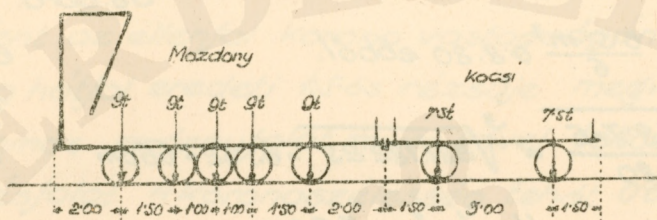
35 a'ora.

4. példa. Fogazott gerenda-tartós vasúti fahíd.

760 mm nyomtávolságú erdei vasúton kétnyílású fahíd tervezendő. A híd nyílása 2×6 m; szélessége 3,50 m. A híd tartószerkezete fogazott fagerenda.

A hídfők magassága az alapozási előfoktól a pályaszínéig 4,00 m. Ugy a hídfők, mint a pillér betonból készítenők. A szárnyfalak ndr. huzamosak legyenek, kőkúpokkal.

Az esetleges terhelés vázlata a 36. ábrán látható.



36. ábra.

Támasztóköz: $L = 6.00 + 2 \times 0.25 = 6.50$ m

Önsúly: $g = 260 + 58L = 260 + 58 \times 6.50 = 637 \text{ kg/m}$

Az önsúlyból eredő nyomaték számítása:

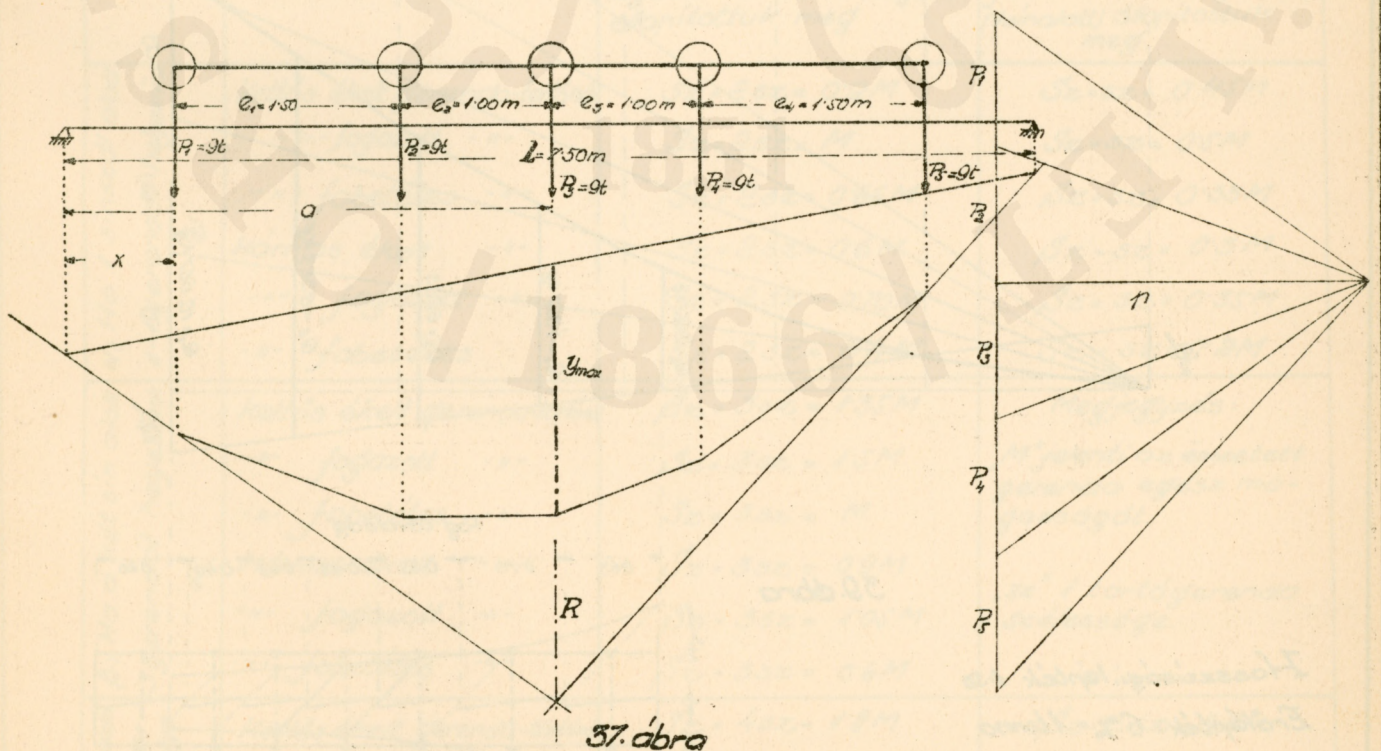
$$M_{\text{önsúly}} = \frac{gL^2}{8} = \frac{637 \cdot 42.25}{8} = 3364.16 \text{ kgm} = 336.416 \text{ kgcm}$$

A mozgó terhelésből eredő nyomaték.

Grafikusan:

Hosszúsági lépték 1:50

Erlőlépték: 1 tonna = 2 mm.



37. ábra

$$M_{\text{mozgó}} = y_{\text{max}} \cdot p = 16.6 \cdot 2.5 = 41.5 \text{ tonnáméter} = 415000 \text{ kgcm}$$

Számitásai:

$$a = \frac{l}{2} + \frac{\varepsilon P_0 e_0 - \varepsilon P_0 e_1}{2R} = 3.25 + \frac{9[(2.5+1) - (1+2.5)]}{90} = 3.25 \text{ méter}$$

$$M_{mozgó} = \frac{\varepsilon P}{2} \cdot a - \varepsilon P_0 e_0 = 22.5 \times 3.25 - 9(2.5+1) = 41.625 \text{ tm} = 4,162,500 \text{ kgcm}$$

$$\underline{M_{összes} = M_{önsúly} + M_{mozgó} = 336,416 + 4,162,500 = 4,498,916 \text{ kgcm}}$$

A tartógerenda méretezése:

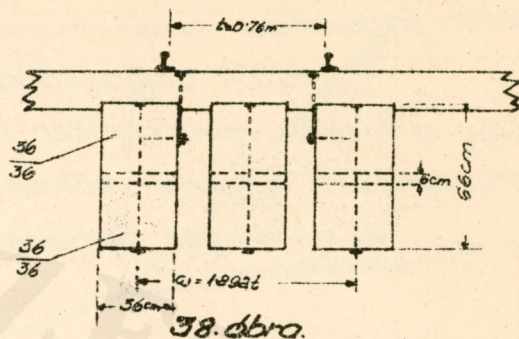
3 gerenda elhelyezése esetén lesz:

$$\frac{M_{összes}}{3} = 1,499,638.7 \text{ kgcm} = W_6 \cdot \eta =$$

$$= \frac{sz \cdot m^2}{6} \cdot 0.8 \cdot 80 = \frac{0.5 \cdot m^3}{6} \cdot 0.8 \cdot 80 \text{ ebből}$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{1,499,638.7 \times 6}{0.5 \times 0.8 \times 80}} = \sqrt[3]{281.18225} = 65.52 \approx 66 \text{ cm}$$

$$sz = 0.5 \cdot m + \text{csavar átmérő} = 36 \text{ cm}$$



$$\sigma_c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

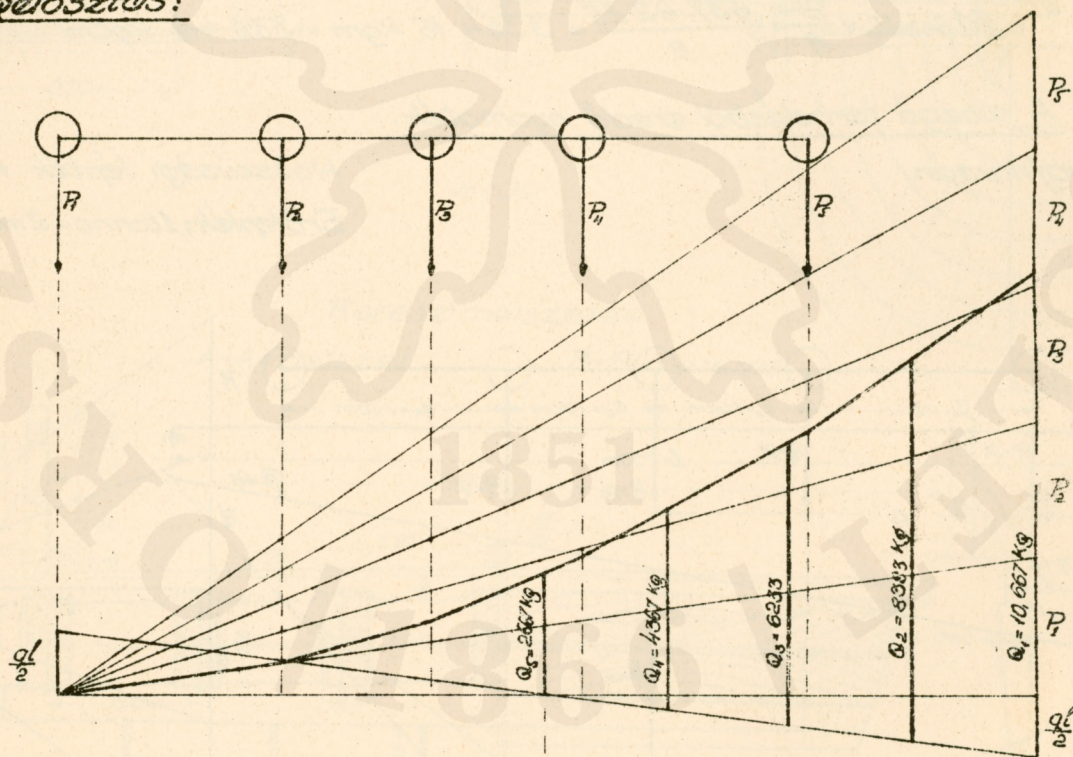
$$\eta = 0.8$$

$$sz = 0.5 \text{ m}$$

Ellenőrzés nyírássra:

$$T = \frac{3}{2} \frac{Q}{sz \cdot m} = 1.5 \frac{10667}{2178} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

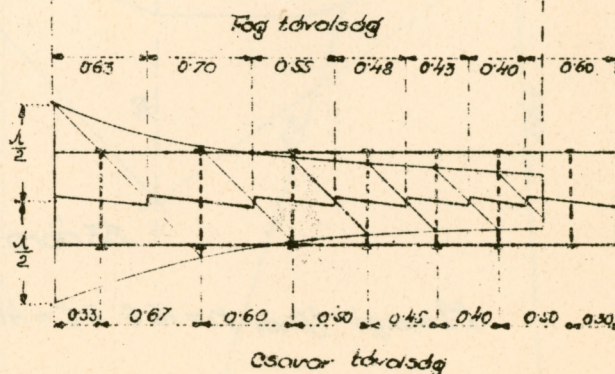
Fogelosztás:



39. ábra

Hosszúsági lépték 1:50

Erőlépték: 6% = 1 tonna



40. ábra

$$L = \frac{e \cdot z \cdot m \cdot sz}{c \cdot Q} = \frac{6 \cdot 40 \cdot 66 \cdot 33}{15} \cdot \frac{1}{Q} = \frac{348.480}{Q}$$

ahol $C = 1.5$
 $e = 6 \text{ cm}$
 $z = 40 \text{ kg/cm}^2$

$$L_1 = \frac{348.480}{10.667} = 32.67 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{348.480}{8383} = 41.57 \text{ cm}$$

$$L_3 = \frac{348.480}{6233} = 55.91 \text{ cm}$$

$$L_4 = \frac{348.480}{4367} = 79.80 \text{ cm}$$

$$L_5 = \frac{348.480}{2667} = 130.66 \text{ cm}$$

A fenti számításnál a csavarok megfeszüléséből eredő súrlódást figyelmen kívül hagytuk.

A hidfők méretezése:

Az ellenfal korona vastagsága: $V = 0.98 \text{ méter}$ (támfal táblázatból)

$$V_1 = V + \frac{h}{5} = 1.78 \text{ méter}$$

Miután fent az ellenfal korona vastagságának legalább 0.70 méternek kell lennie, a hátfal eredeti 1.5-ös rézsúja megváltozott.

A párhuzamos szárnyfalat, mivel kövel töltöttük ki, úgy méretezzük mint a belésfalat. A koronaszélesség tehát 0.63 méter.

A pillér méretezése:

$$V_2 = 1.00 + 0.03l = 1.00 + 0.03 \cdot 8.5 = 1.20 \text{ méter}$$

A különfőnek és a korlát szerkezeti részeinek, valamint a merevítéseknek a méretei a 41. ábráról olvashatók le.

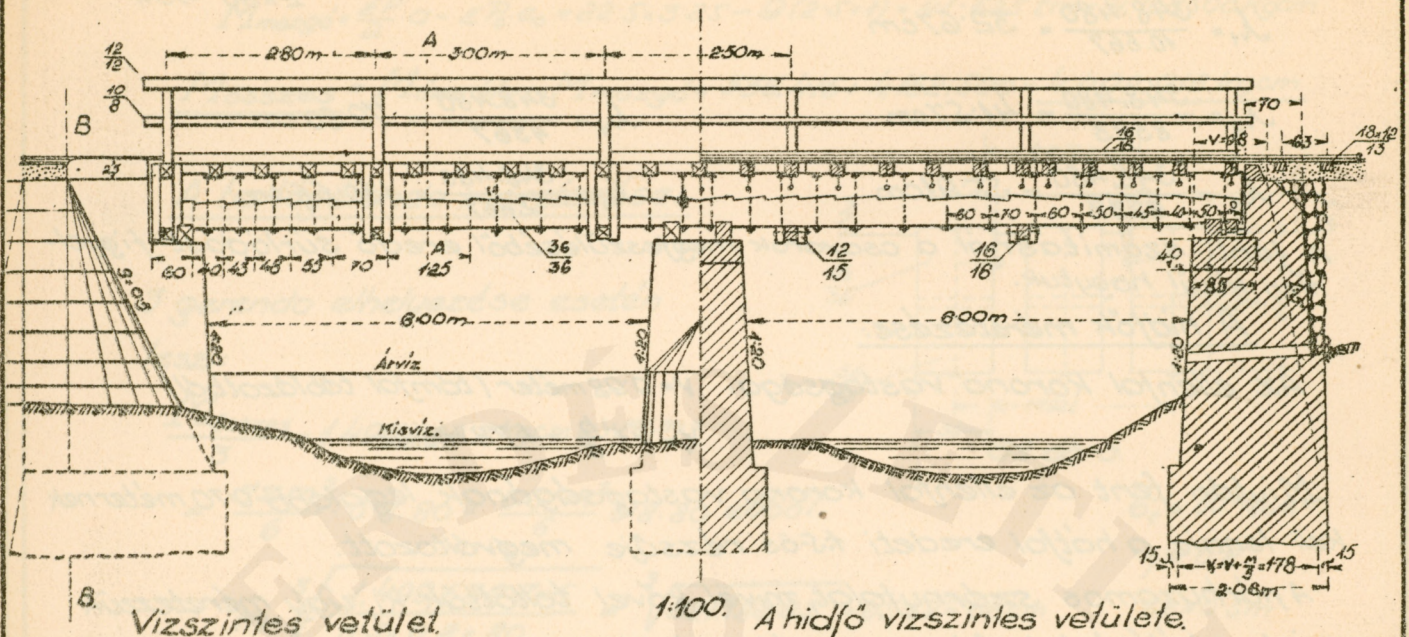
A vasúti hidaknál a gerenda egész magassága és szélessége között alkalmazható viszony:

		Ha a nyomatékot az egész hid szélességére állapítottuk meg	Ha a nyomatékot a félhid szélességére (tsinalatti) állapítottuk meg
a) Ha 1 sín alatt 1-1 gerendát helyezünk el	Kettős ékelt gerenda-tartónál	$Sz = 2sz = 0.9M$	$Sz = sz = 0.45M$
	- " - fogazott - "	$Sz = 2sz = M$	$Sz = sz = 0.5M$
	- " - fabetétes - "	$Sz = 2sz = 0.66M$	$Sz = sz = 0.33M$
	Hármas ékelt - "	$Sz = 2sz = 0.6M$	$Sz = sz = 0.3M$
	- " - fogazott - "	$Sz = 2sz = 0.70M$	$Sz = sz = 0.35M$
	- " - fabetétes	$Sz = 2sz = 0.4M$	$Sz = sz = 0.2M$
b) Ha a két sín alatt 3 gerendát helyezünk el	Kettős ékelt gerenda-tartónál	$\beta Sz = 3sz = 1.35M$	Megjegyzés: "M" jelenti az összetett gerenda egész magasságát. "sz" 1 tartógerenda szélessége.
	- " - fogazott - "	$\beta Sz = 3sz = 1.5M$	
	- " - fabetétes - "	$Sz = 3sz = M$	
	Hármas ékelt - "	$\beta Sz = 3sz = 0.9M$	
	- " - fogazott - "	$\beta Sz = 3sz = 1.05M$	
	- " - fabetétes - "	$\beta Sz = 3sz = 0.6M$	
c) Ha 1-1 sín alatt 2-2 gerendát helyezünk el	Kettős ékelt gerenda-tartónál	$\beta Sz = 4sz = 1.8M$	$\beta Sz = 2sz = 0.9M$
	- " - fogazott - "	$\beta Sz = 4sz = 2M$	$\beta Sz = 2sz = M$
	- " - fabetétes - "	$\beta Sz = 4sz = 1.33M$	$\beta Sz = 2sz = 0.66M$

FOGAZOTT GERENDA-TARTÓS VASÚTI FAHID.

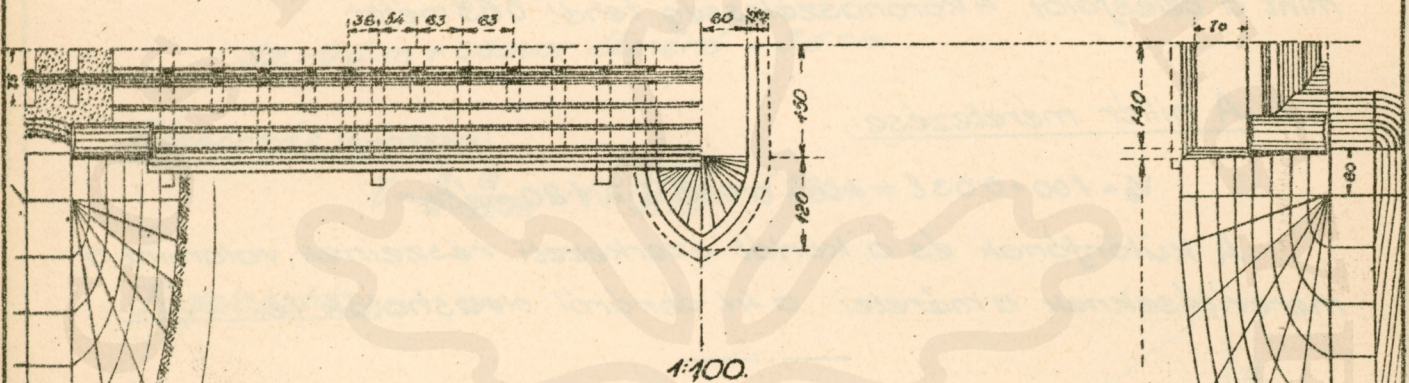
Oldal vetület.

Hosszanti metszet.



Vízszintes vetület.

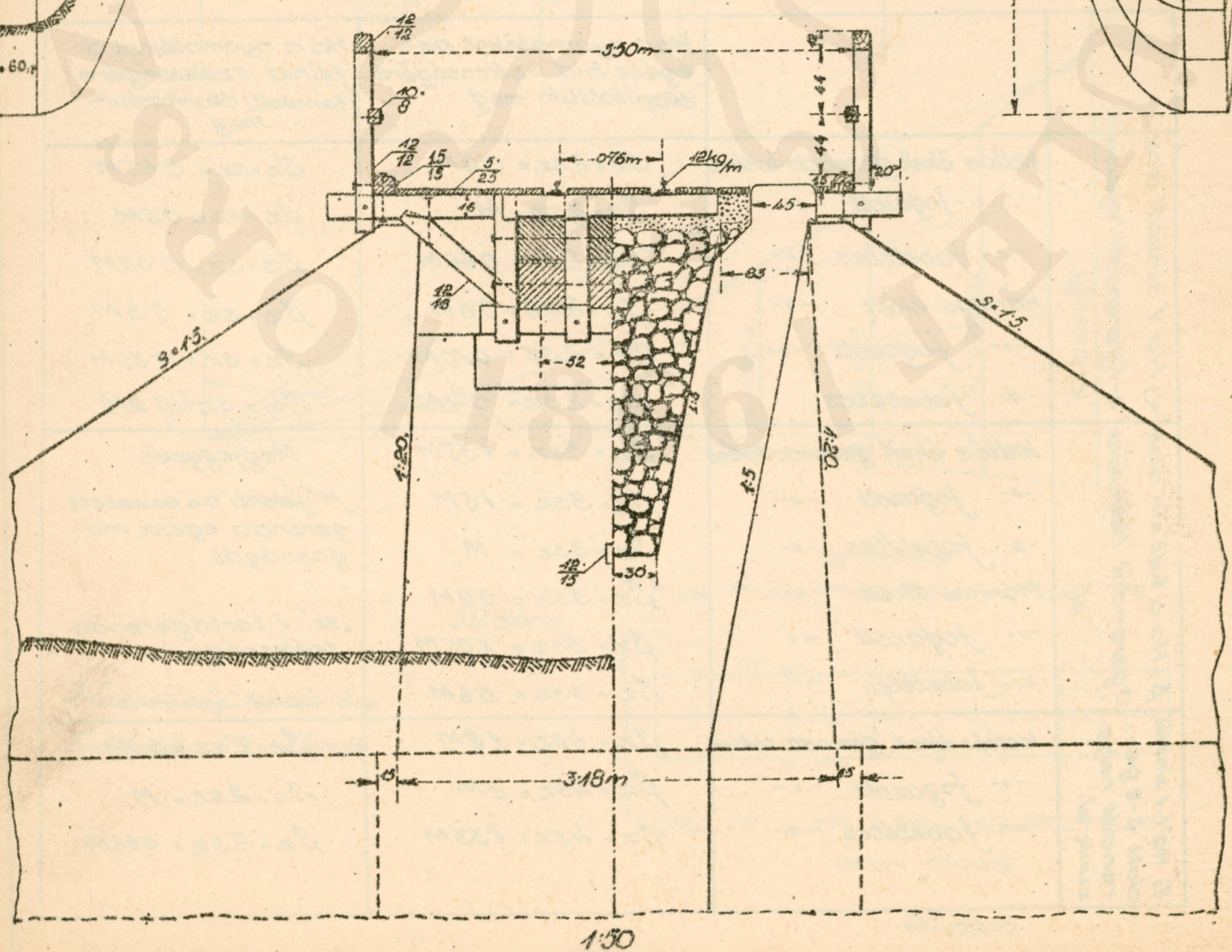
1:100. A hidfő vízszintes vetülete.



Keresztmetszetek.

A-A metszet.

B-B metszet.



4. tábla.

5. példa. Egyszerű függesztöműves közúti fahíd.

Tervezendő 70 méter nyílású, 6,0 méter széles közúti fahíd. A híd tartószerkezete egyszerű függesztömű; a tartógerendák egy darabból készíthetők. A hídnálva egyszerű palló borítással képezendő ki.

A hídfők falazottak, 3,0 m magasak, a szárnyfalak merőlegesek.

A hídon keresztül haladó leg súlyosabb esetleges terhelés, a 4 tonnás közúti járdómű.

Támasztávok:

$$L = 70,0 + 2 \cdot 0,25 = 71,50 \text{ méter}$$

$$l = \frac{L}{2} = 35,75 \text{ méter.}$$

Önsúly, ha egymástól 1-1 méter távolságra helyezzük el a tartógerendákat:

$$g = 130 + 13 \cdot l + \text{a függesztömű súlya} = 130 + 48,75 + 50 = 228,75 \text{ kg/m}$$

Az ember csődületből eredő nyomás:

$$p = 30 \cdot 375 \text{ kg/m} \quad \text{! Számítását lásd az 1. példánál!}$$

$$q = g + p = 228,75 + 30 \cdot 375 = 259,13 \text{ kg/m} = 260 \text{ kg/m}$$

Az önsúlyból és embercsődületből eredő negatív nyomaték a közbenso alátámasztásnál:

$$M_{\text{Cöns.}} = - \frac{q l^2}{8} = - \frac{260 \cdot 35,75^2}{8} = - 457,05 \text{ kgm} = - 45,705 \text{ kgcm}$$

A mozgó terhelésből eredő max. negatív nyomaték:

Ha a hosszúsági tartók - mint a jelen esetben is - egy darabból készülnek, akkor leghelyesebb úgy a közbenso alátámasztás fölött fellépő max. negatív nyomatékot, mint a függőoszlopban fellépő húzó erőt grafikusán, behatási ábrák segítségével meghatározni.

A max. negatív nyomaték meghatározásához szükséges behatási ábrát a Clapeyron-féle egyenletből levezetett alábbi képlet segítségével szerkesztjük meg, ha, mint az rendszeren az egyszerű függesztő- és feszítöműveknél szokásos, az alátámasztás az átmenő gerenda közepére esik, vagyis $l_1 = l_2$

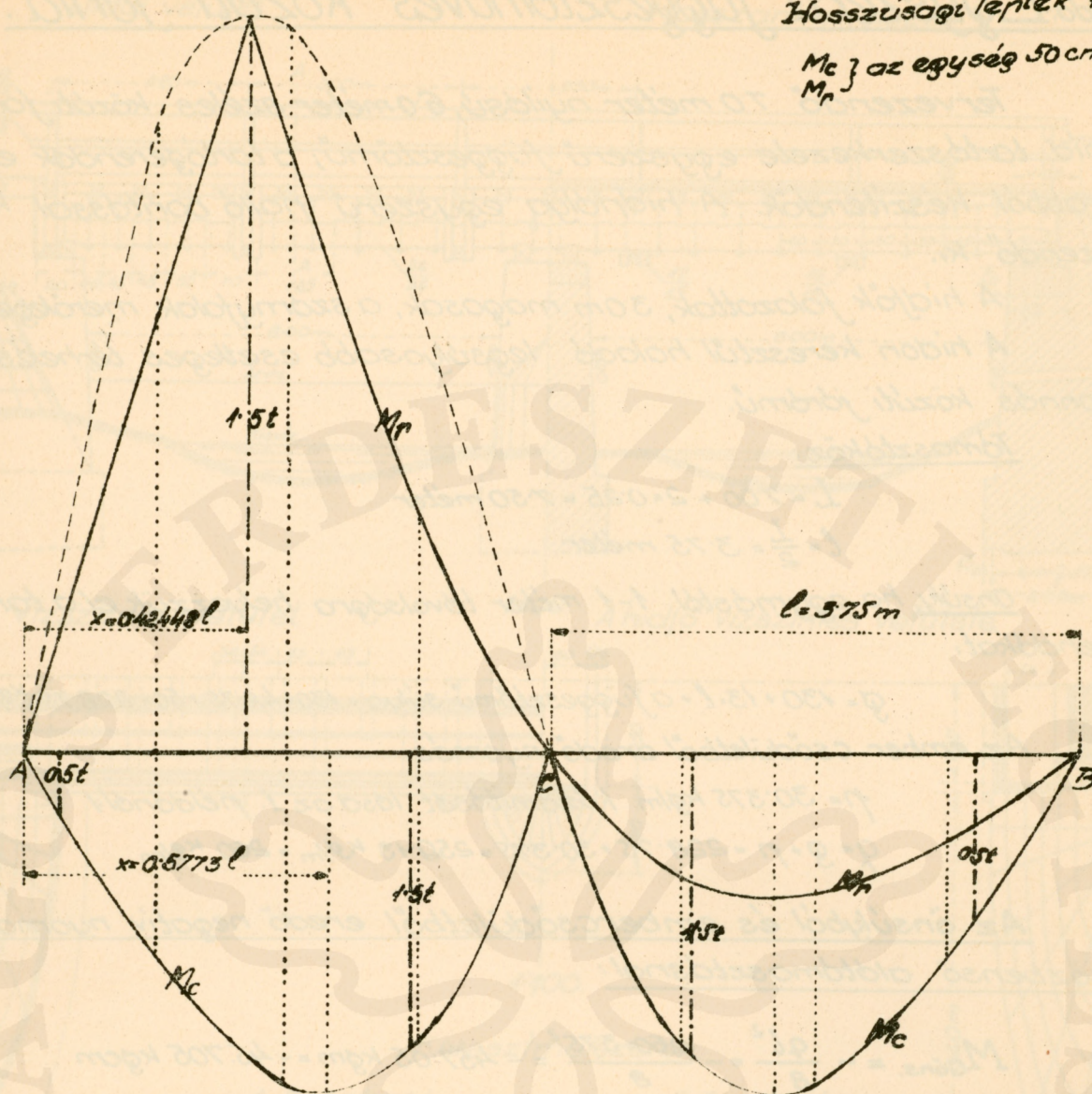
$$M_{\text{Cmozgó}} = - P \cdot x \cdot \frac{l^2 - x^2}{4 \cdot l^2}$$

A 42. ábra segítségével a max. negatív nyomaték meghatározása most úgy történik, hogy a tehersémet egy deltászó szalmonapírra hordjuk fel és úgy helyezzük el a behatási ábrán, hogy az ordináták összege a tengelynyomások

nagyságot is figyelembe véve - maximális legyen.

Hosszúsági lépték 1:50

M_c } az egység 50 cm
 M_p



42. ábra

Most minden ordinátát a neki megfelelő keréknyomással és „l” hosszúsággal megszorozva, kapjuk a max. negatív nyomatékot.

$$M_{C_{mozgó}} = -0.187 l P = 0.187 \cdot 3.75 \cdot 1000 = -701.25 \text{ kgcm} = 70.125 \text{ kgcm}$$

$$M_{C_{összes}} = M_{C_{önsúly}} + M_{C_{mozgó}} = -45.705 \text{ kgcm} - 70.125 \text{ kgcm} = -115.830 \text{ kgcm}$$

Ezek után meghatározzuk a tartón fellejő max. pozitív nyomatékot is és amelyik nyomaték nagyobb, annak alapján méretezzük a tartógerendát.

A max. pozitív nyomaték meghatározása:

A mozgó terhelésből eredő max. pozitív nyomatékot szintén legcélszerűbb a 42. ábrán megszerkesztett behatási ábra segítségével meghatározni.

$$M_p = 0.219 l P = 0.219 \cdot 3.75 \cdot 1000 = 821.25 \text{ kgcm} = 82.125 \text{ kgcm.}$$

Ugyoncsak ebben a szelvényben az önsúlyból eredő max. poz. nyom. lesz:

$$M_{P_{önsúly}} = \frac{q \cdot 0.75 l}{2} \cdot 0.42448 l - \frac{q (0.42448 l)^2}{2} = 252.60 \text{ kgcm} = 25.260 \text{ kgcm}$$

$$M_{\text{összes}} = 82.125 \text{ kgcm} + 25.250 \text{ kgcm} = 107.385 \text{ kgcm}$$

A tartógerendát tehát a negatív nyomaték alapján méretezzük.

A tartógerenda méretezése.

A tartógerenda hajlításra és húzásra van igénybe véve, elegendő azonban csak hajlításra méretezni.

$$M_{\text{összes}} = -115.830 \text{ kgcm} = W \sigma = \frac{sz m^2}{6} \sigma = \frac{5 m^3}{42} 60 \quad \sigma_{\text{anyag}} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$m^3 = \sqrt[3]{\frac{115.830 \cdot 42}{300}} = \sqrt[3]{16.2162} = 25.32 \text{ cm} \approx 26 \text{ cm}$$

$$sz = \frac{5}{7} m = 18.57 \text{ cm} \approx 19 \text{ cm} + 18 \text{ g}$$

A függőoszlopban működő húzó erő

Az önsúlyból:

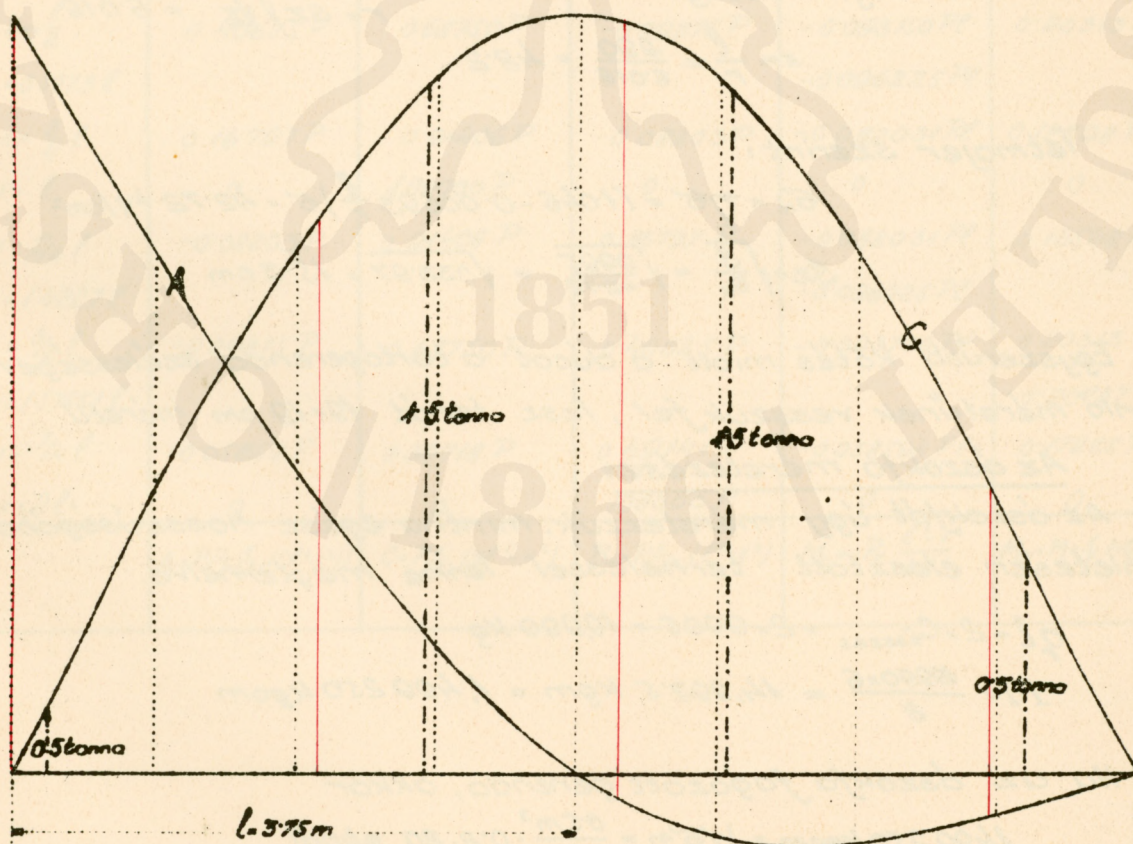
Q = az egész híd önsúlya

$$C_{\text{öns}} = \frac{5 \cdot Q}{8 \cdot 2} = \frac{5}{8} 229 \cdot 75 \cdot 3 = 3220.31 \text{ kg}$$

Az embercsődületből keletkező húzó erő, ha a félhid szélességében egy kocaisort helyezünk el:

$$C_e = \frac{5}{8} \cdot 300 \cdot 0.7 \cdot 75 = 984.375 \text{ kg}$$

A mozgó terhelésből keletkező max. húzóerőt legcélszerűbb a 43. ábrán feltüntetett behatási ábráról leolvasni.



Hosszusági lépték 1:50

43. ábra

(A,C) léptéke 10 cm = 1 tonna

A behatási óbra megszerkesztéséhez felhasznált képlet:

$$C = P \frac{x}{2l^3} (3l^2 - x^2)$$

$$C_{mozgó} = \eta P = 193 \cdot 3000^x = 5790 \text{ kg}$$

$$C_{összes} = 3220.31 + 984.375 + 5790 = 9994.69 \text{ kg} \approx 9995 \text{ kg}$$

A függőoszlop méretezése:

$$C_{összes} = F \cdot \sigma \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \sigma = \frac{d^2 \cdot 3.14}{4} \cdot 700 \quad \sigma = 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{9995 \cdot 4}{700 \cdot 3.14}} = \sqrt{18.189} = 4.26 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

A dúcokra ható erő:

$$F = \frac{C_{összes}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{9995}{2 \cdot 0.422618} = 11.825 \text{ kg} \quad \alpha = 25^\circ$$

A dúcok méretezése:

A dúcok kihajlásra vannak igénybe véve, ezért először Euler szerint méretezzük, majd a karcsúsági viszonyt meghatározva amennyiben ez kisebb 100-nál Tetmojer szerint számítunk:

$$F = 11.825 \text{ kg} = \frac{\pi^2 \cdot I_{min} \cdot E}{l^2 \cdot \beta} = \frac{9.8696 \cdot 32^4 \cdot 110.000}{414^2 \cdot 10 \cdot 12} \quad \text{ebből}$$

$$32 = \sqrt[4]{\frac{20.557 \cdot 256 \cdot 24}{108 \cdot 566}} = \sqrt[4]{189.353 \cdot 13} = 20.86 \text{ cm}$$

A karcsúsági viszony:

$$r = 32 \sqrt{\frac{I}{A}} = 6.016$$

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{290}{6.016} = 48.2$$

Tetmojer szerint:

$$\sigma_k = \eta \sigma = (1046 - 0.00693 \cdot \frac{l}{r}) \cdot \sigma = 42.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$32 = \sqrt{\frac{F}{\sigma_k}} = \sqrt{\frac{9995}{42.72}} = \sqrt{233.97} = 15.3 \text{ cm}$$

Egyszerűbb kötés miatt a dúcot a tartógerenda szélességével egyenlő méretűnek vesszük fel, lesz tehát 19x19 cm méretű

Az ászokfa méretezése:

Az ászokfát úgy méretezzük, mintha egész hosszúságban egyenletesen elosztott terheléssel lenne megterhelve.

$$q \cdot l = 2 \cdot C_{összes} = 2 \cdot 9995 = 19.990 \text{ kg}$$

$$M = \frac{19.990 \cdot 6}{8} = 14.992.5 \text{ kgcm} = 1.499.250 \text{ kgcm}$$

Ha az ászokfa fogazott gerenda, akkor

$$1.499.250 \text{ kgcm} = W \cdot \sigma \cdot \eta = \frac{0.5 m^3}{6} \cdot 0.8 \cdot 80 \quad \text{ebből}$$

$$32 = 0.5 \text{ m}$$

$$\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 0.8$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{1.499.250 \cdot 6}{0.5 \cdot 0.8 \cdot 80}} \approx 66 \text{ cm}$$

**Hefesín 2000 kg*

A fogazott gerendát tehát két darab 36×36 cm méretű gerendából fogjuk készíteni

A fogelosztás a 4. ábrán látható

$$S_2 = 0.5 \text{ m} + \text{Csavar átm.} = 36 \text{ cm}$$

Palló méretezés:

$$M = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{1000 \cdot 91}{4} = 22.750 \text{ kgcm} = \frac{25 \cdot v^2}{6} \cdot 80$$

$$v = \frac{22.750 \cdot 6}{25 \cdot 80} = 8.26 \text{ cm}$$

A fenti méretet kopás miatt 10 cm-re egészítjük ki, lesz tehát a palló szelvény mérete 25×10 cm

Az ellenfal korona-szélessége 0.79 m (táblázatból)

A szárnyfal korona-szélessége 0.60 m (a magyar előírás szerint)

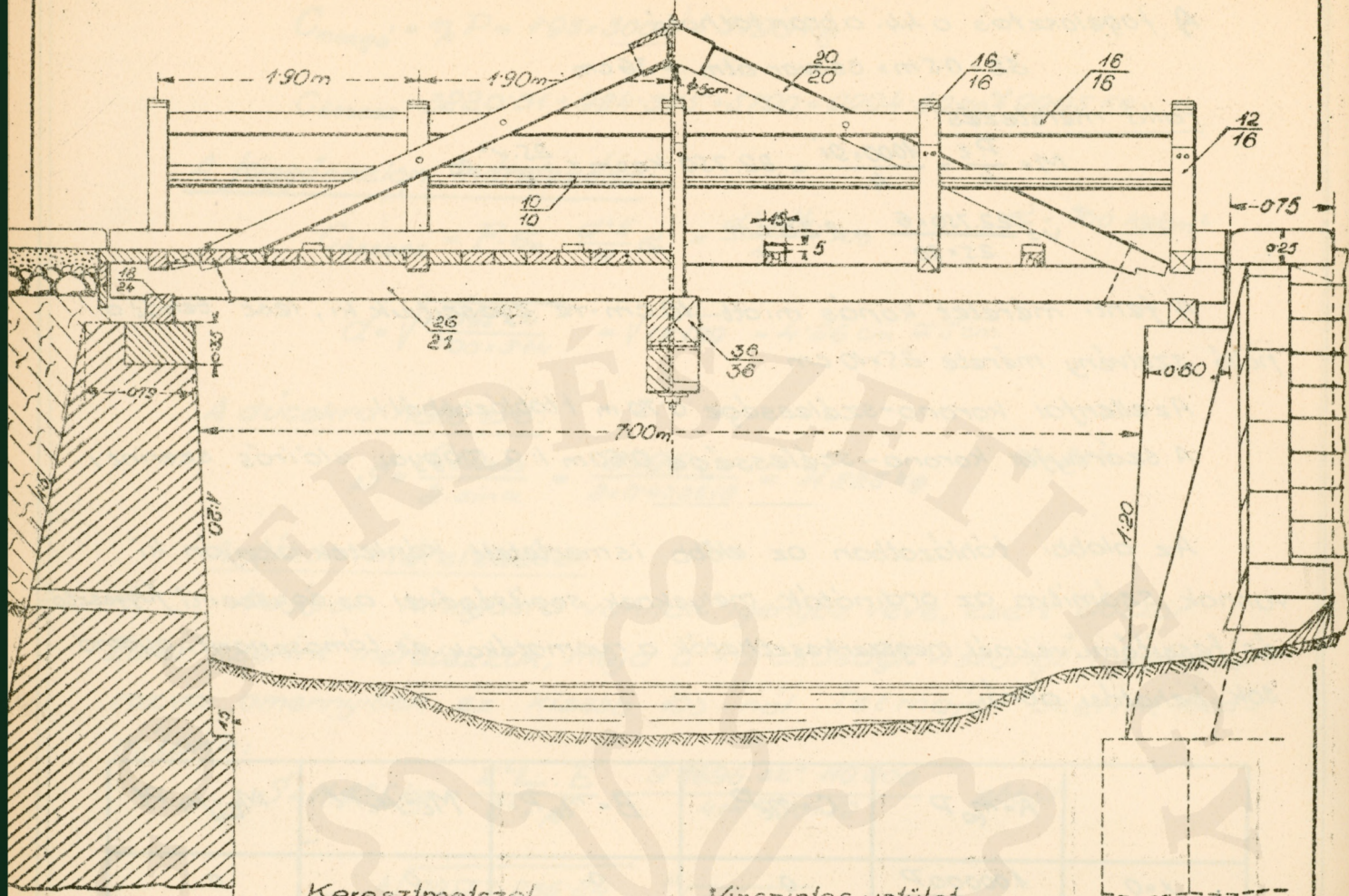
Az alábbi táblázatban az előbb ismertetett képletek alapján ki vannak számítva az ordináták, melyeknek segítségével az egyszerű függeszto- és feszítőműveknél megszerkeszthetők a nyomtérképek és támaszponti nyomások behatási ábrái.

	$A = \eta_a P$	$C = \eta_c P$	$B = \eta_b P$	$M_c = \mu_c Pl$	$M_p = \mu_p Pl$
$x = 0$	$100000 P$	0	0	0	0
$x = \frac{1}{4} l$	$0.69141 P$	$0.36718 P$	$-0.05859 P$	$-0.058594 Pl$	$0.17285 Pl$
$x = 0.42448 l$					$0.20737 Pl$
$x = \frac{1}{2} l$	$0.40625 P$	$0.68750 P$	$-0.09375 P$	$-0.093750 Pl$	$0.20313 Pl$
$x = 0.57773 l$				$-0.096225 Pl$	
$x = \frac{3}{4} l$	$0.16797 P$	$0.91406 P$	$-0.08203 P$	$-0.082031 Pl$	$0.12598 Pl$
$x = l$	0	$1.00000 P$	0	0	0
$x = \frac{5}{4} l$	$-0.08203 P$	$0.91406 P$	$0.16797 P$	$-0.082031 Pl$	$0.12598 Pl$
$x = 1.4227 l$				$-0.096225 Pl$	
$x = \frac{3}{2} l$	$-0.09375 P$	$0.68750 P$	$0.40625 P$	$-0.093750 Pl$	$0.20313 Pl$
$x = 1.57551 l$					$0.20737 Pl$
$x = \frac{7}{4} l$	$-0.05859 P$	$0.36718 P$	$0.69141 P$	$-0.058594 Pl$	$0.17285 Pl$
$x = 2 l$	0	0	$100000 P$	0	0
	$A = P \left[1 - \frac{x}{l} \left(3l^2 - x^2 \right) \right]$	$C = P \frac{x}{2l^3} (3l^2 - x^2)$	$B = -P \frac{x}{4l^3} (l^2 - x^2)$	$M_c = -P \frac{l^2 - x^2}{4l^2}$	$M_p = M_c + \frac{x}{l} M_c$

EGYSZERÜ FÜGGESZTŐMŰVES KÖZÚTI FAHÍD.

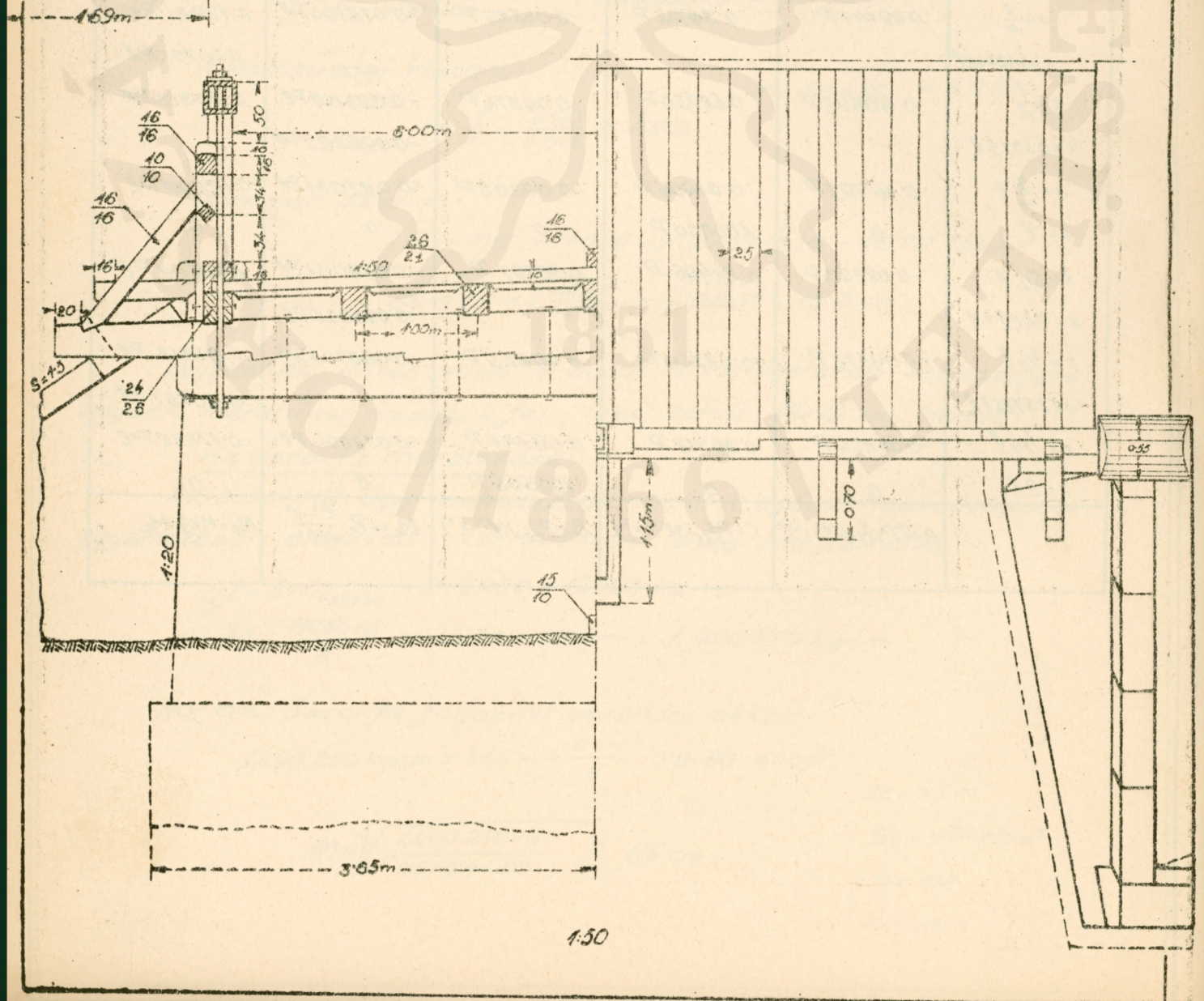
Hosszanli metszet.

Oldalvetület.



Keresztmetszet.

Vízszintes vetület.



1:50

44. ábra

6. példa. Egyszerű feszítőműves közúti fahíd.

Tervezendő 7,20 m. nyílású, 6,00 m. széles közúti fahíd. A híd tartószerkezete egyszerű feszítőmű. A hidndílya kettős pallóborításos.

A hidfők cölöpözöttlek, 5,0 m magasak; szárnyfalak párhuzamosak.

Az esetleges terhelés a III. rendű közúti hidakra előírt 6 tonnás járómű.

Támasztávok:

$$L = 7,20 + 2 \times 0,15 = 7,50 \text{ méter}$$

$$\ell = \frac{7,50}{2} = 3,75 \text{ méter}$$

Önsúly: Ha a 6,00 méter széles hídon a tartógerendákat egymástól 1-1 méterre helyezzük el és minden tartógerendát feszítőművel támasztunk alá, akkor

$$q = 170 + 16\ell + \text{a feszítőmű súlya} = 170 + 60 + 60 = 290 \text{ kg/m}^2$$

Az embercsődületből eredő terhelés: $p = 30 \cdot 3,75 \text{ kg/m}$ 1. számítását lásd 1. példánál!

Összes állandó terhelés: $q = q + p = 290 + 30 \cdot 3,75 \approx 321 \text{ kg/m}^2$

Az állandó terhelésből eredő nyomaték:

$$M_{\text{önsúly}} = -\frac{1}{8} q \ell^2 = -\frac{321 \cdot 3,75^2}{8} = -564,258 \text{ kgm} = -56,426 \text{ kgcm}$$

A mozgó terhelésből eredő max. negatív nyomaték meghatározása:

Ha a hosszúsági tartók egy darabból készülnek, akkor ugyanúgy, mint azt már az egyszerű függesztőműves hídnál láttuk, legcélszerűbb a nyomatékokat és a támaszponti nyomásokat behatási ábrák segítségével meghatározni. A 42. ábra szerint, a mozgó terhelésből eredő negatív nyomaték a közbenso alótámasztásnál lesz:

$$M_{\text{mozgó}} = -0,187 \ell P = -0,187 \cdot 3,75 \cdot 1500 = -1051,88 \text{ kgm} = -105188 \text{ kgcm}$$

$$M_{\text{összes}} = M_{\text{öns}} + M_{\text{mozgó}} = -564,26 \text{ kgcm} - 105188 \text{ kgcm} = -161614 \text{ kgcm}$$

Most meghatározzuk még a max. pozitív nyomatékokat is és amelyik a két nyomaték közül nagyobb eredményt ad, arra méretezzük a tartógerendát.

A max. pozitív nyomaték meghatározása:

A mozgó terhelésből eredő max. pozitív nyomaték a 42. ábrán feltüntetett behatási ábránál lesz:

$$M_p = 0,219 \ell P = 0,219 \cdot 3,75 \cdot 1500 = 1251,88 \text{ kgm} = 125188 \text{ kgcm}$$

Az állandó terhelésből eredő max. pozitív nyomaték lesz ugyan ebben a szelvényben

$$M_{\text{öns}} = \frac{q \cdot 0,75 \ell}{2} = \frac{321 \cdot 0,75 \cdot 3,75}{2} = 31,187 \text{ kgcm}$$

$$M_{\text{összes}} = M_{\text{öns}} + M_{\text{mozgó}} = 31,187 \text{ kgcm} + 125,188 \text{ kgcm} = 156,375 \text{ kgcm}$$

Miután a negatív nyomaték nagyobb, ezért a tartógerendát ennek alapján fogjuk méretezni

A tartógerenda méretezése:

$$M_{\text{összes}} = -161,614 \text{ kgcm} = W \sigma = \frac{s z m^2}{6} = \frac{5 m^3}{42} 60 \text{ ebből}$$

$$s z = \frac{5}{7} m$$

$$\sigma_{\text{fanyó}} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = \sqrt[5]{\frac{161.614 \cdot 42}{60.5}} = 28.3 \text{ cm}$$

$$SZ = \frac{5}{7}m + \text{csavar átm.} = 23 \text{ cm}$$

A közberső alátámasztásnál fellépő max. nyomás meghatározása.
 Önsúlyból:

$$C_{\text{öns}} = \frac{5}{4} q l = \frac{5}{4} 321 \cdot 3.75 = 1504.69 \approx 1505 \text{ kg}$$

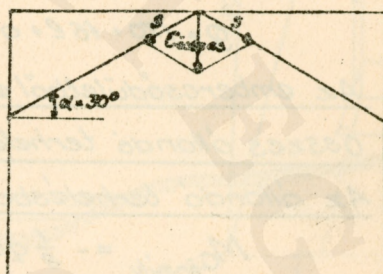
A mozgó terhelésből: 1. a 43. ábrából leolvastva

$$C_{\text{mozgó}} = 1.93 \cdot 1500 = 2895 \text{ kg}$$

$$C_{\text{összes}} = C_{\text{önsúly}} + C_{\text{mozgó}} = 1505 + 2895 = 4400 \text{ kg}$$

A feszítő dúcokban működő nyomó erő:

$$S = \frac{C_{\text{összes}}}{2 \sin \alpha} = \frac{4400}{2 \sin 30^\circ} = \frac{4400}{2 \cdot 0.5} = 4400 \text{ kg}$$



45. ábra.

A feszítő dúc méretezése:

Egyszerűbb számítás és szerkezeti kötés miatt, a feszítő dúcot a tartógerenda szélességével egyforma méretűnek vesszük fel és mivel kihajlásra van igénybe véve, négyzetes szelvényű lesz. Az így fel vett méretek mellett azután végesszük az ellenőrző számítást arra nézve, vajjon nem léptük-e túl a megengedett igénybevételt.

$$\sigma_k = \frac{S}{F} = \frac{4400}{529} = 832 \text{ kg/cm}^2$$

Látjuk tehát, hogy az igénybevétel nem lépi túl a megengedettet.

A palló méretezése:

Az önsúly elhanyagolásaóval csak az alsó palló méretét számítjuk ki, a felső pallót 5 cm vastagsággal vesszük fel.

$$M = \frac{P \cdot t}{4} = \frac{1500 \cdot 87}{4} = 32.625 \text{ kgcm}$$

$$t = 100 - 23 + 2 \cdot 5 = 87 \text{ cm.}$$

$$32.625 \text{ kgcm} = W \sigma = \frac{32 \cdot \sigma^2}{6} 80 = \frac{25 \cdot \sigma^2}{6} 80$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{32.625 \cdot 6}{25 \cdot 80}} = 9.9 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

A cölöpök méretezése:

A cölöpöket 25 cm átmérővel vesszük fel és csak az ellenőrző számítást végesszük el arra nézve, vajjon a cölöpre nehezedeő terhelés nem eredményez-e a megengedettnél nagyobb igénybevételt.

Ha minden tartógerenda alá egy cölöpöt helyezünk el, akkor egy cölöpre eső terhelés lesz:

Az önsúlyból:

$$A_{\text{önsúly}} = q \ell = 321,3 \cdot 3,75 = 1203,75 \text{ kg}$$

A mozgó terhelésből eredő függőleges nyomás a behatási ábráról (43. ábrán pirossal feltüntetve) úgy határozható meg, hogy az „A”-val jelölt támaszponti nyomáshoz hozzáadjuk a feszítő dúban működő nyomásnak a függőleges komponensét.

$$A_{\text{mozgó}} + \frac{C_{\text{mozgó}}}{2} = \sum P_n = 1500(10 + 0,366) - (500 \cdot 0,03 + 1500 \cdot 0,056) + \\ + \frac{1}{2} [1500(0,725 + 0,37) + 500 \cdot 0,98] = 3016,25 \text{ kg.}$$

A cölöpre ható összes terhelés:

$$D = A_{\text{önsúly}} + A_{\text{mozgó}} + \frac{1}{2} C_{\text{mozgó}} = 1203,75 \text{ kg} + 3016,25 \text{ kg} = 4220 \text{ kg}$$

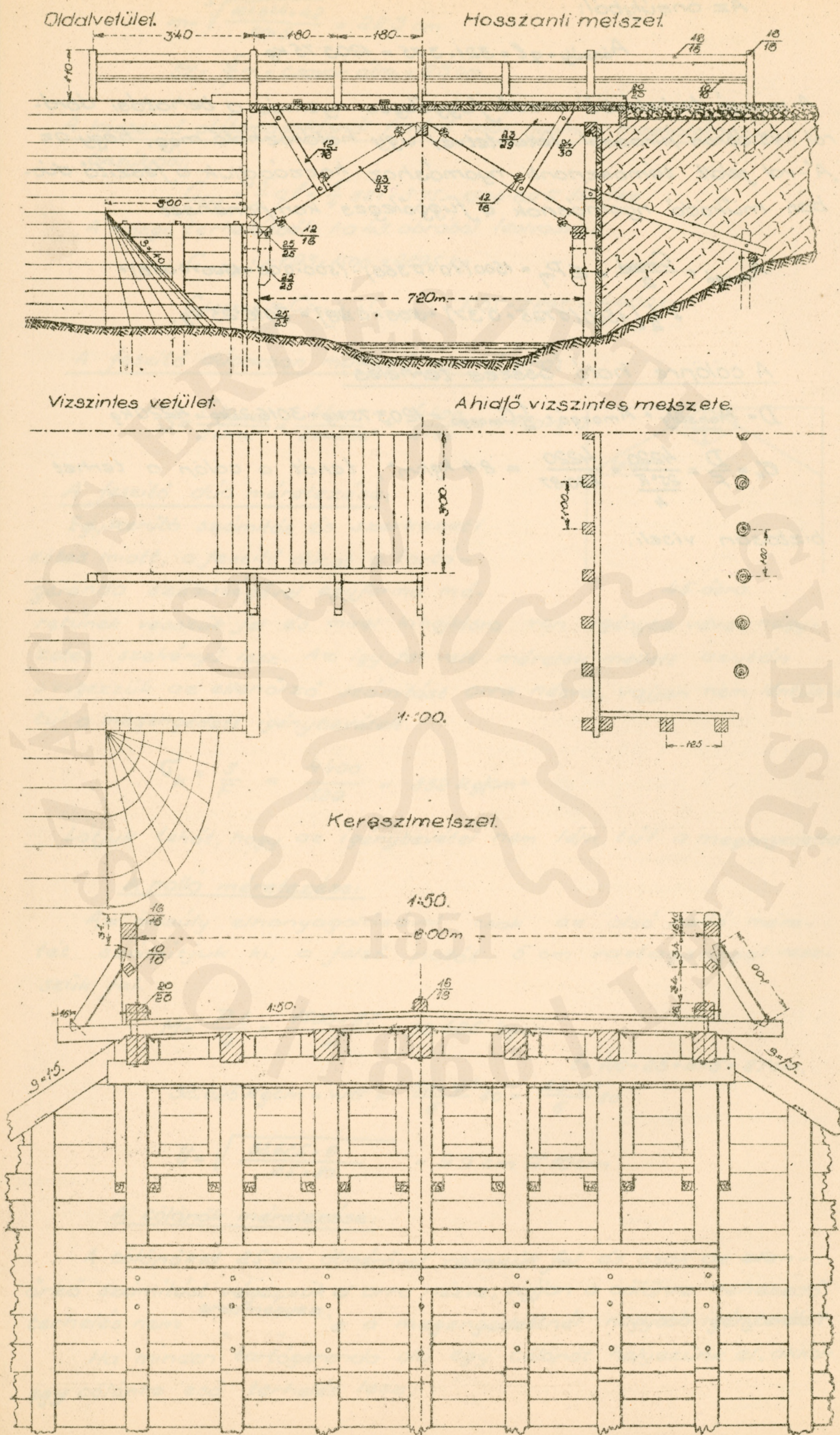
$$\sigma_k = \frac{D}{F} = \frac{4220}{\frac{25^2 \pi}{4}} = \frac{4220}{490,87} = 8,4 \text{ kg/cm}^2, \text{ tehát a cölöp a terhet}$$

biztosan viseli.

1851

/1866/

EGYSZERŰ FESZÍTŐMŰVES KÖZÚTI FAHID.



46. ábra.

7. feladat. Kettős függesztőműves közúti fahíd.

Erdei úton 9,50 méter nyílású, 4,00 méter széles fahíd tervezendő. A híd tartószerkezete kettős függesztőmű. A tartógerenda, mint folytonos tartó méretezendő. A hídnyálka kettős pallóborítással képezendő ki.

A hídfők falozottak, 3,00 méter magasak; a szárnyfalak párhuzamosak, földkupokkal.

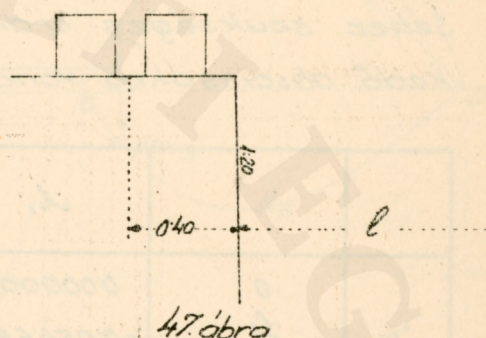
A hídon keresztül haladó legsúlyosabb esetleges teher sémája a 16. ábrán látható.

Támasztóköz:

$$L = l + 2 \cdot 0,40 = 9,50 + 0,80 = 10,30 \text{ méter}$$

Ha a szélső mezőket l_1 , illetőleg l_3 -al, a közbeneső mezőt l_2 -vel jelöljük, akkor

$$l_1 : l_2 : l_3 = 3 : 4 : 3 = 3,09 : 4,12 : 3,09$$



47. ábra

Önsúly. Összesen öt darab tartógerendát fogunk elhelyezni, tehát minden méterre jut egy tartógerenda.

$$g = (170 + 16L) = 334,8 \text{ kg/m}^2$$

Az embercsődületből eredő nyomás:

$$p = 30,375 \text{ kg/m}$$

$$q = g + p = 334,8 + 30,375 = 365,175 \text{ kg/m} \approx 366 \text{ kg/m}$$

Az állandó terhelésből eredő max. negatív nyomaték:

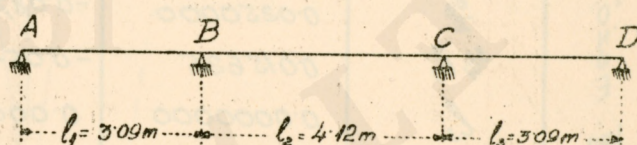
A max. negatív nyomaték a „B”, vagy pedig a „C” alótámasztásoknál keletkezik és nagysága lesz:

$$M_B = M_C = - \frac{q}{4} \left(\frac{l_1^3 + l_2^3}{2l_1 + 3l_2} \right)$$

$$\text{Ha } \alpha = \frac{l_2}{l_1} = 1,33, \text{ akkor}$$

$$M_B = M_C = - \frac{1}{4} q l_1^2 \frac{1 + \alpha^3}{2 + 3\alpha} =$$

$$= - \frac{91}{648} q l_1^2 = - \frac{91}{648} \cdot 366 \cdot 3,09^2 = - 480,75 \text{ kgm} = - 48,075 \text{ kgcm}$$



48. ábra

A mozgó terhelésből eredő max. negatív nyomaték meghatározása:

A mozgó terhelésből eredő nyomatékokot és felszabadító erőket legcélszerűbb grafikus úton, behatási ábrák segítségével meghatározni. A behatási ábrákat a Clapeyron-féle egyenletekből levezetett alábbi képletek alapján szerkeszthetjük meg:

$$M_B = - \sum P_1 x_1 \frac{2(l_1^2 - x_1^2)(l_2 + l_1)}{l_1(2l_1 + 3l_2)(2l_1 + l_2)} - \sum P_2 x_2 \frac{l_2^2(4l_1 + 3l_2) - 6l_2 x_2(l_1 + l_2) + x_2^2(2l_1 + 3l_2)}{l_2(2l_1 + 3l_2)(2l_1 + l_2)} +$$

1.

$$+ \varepsilon P_3 x_3 \frac{l_2(2l_1^2 - 3l_1x_3 + x_3^2)}{l_1(2l_1 + 3l_2)(2l_1 + l_2)}$$

Ha $l_2 = \alpha l_1$, továbbá $x_1 = \eta_1 l_1$, $x_2 = \eta_2 l_2 = \eta_2 \alpha l_1$, $x_3 = \eta_3 l_1$, akkor:

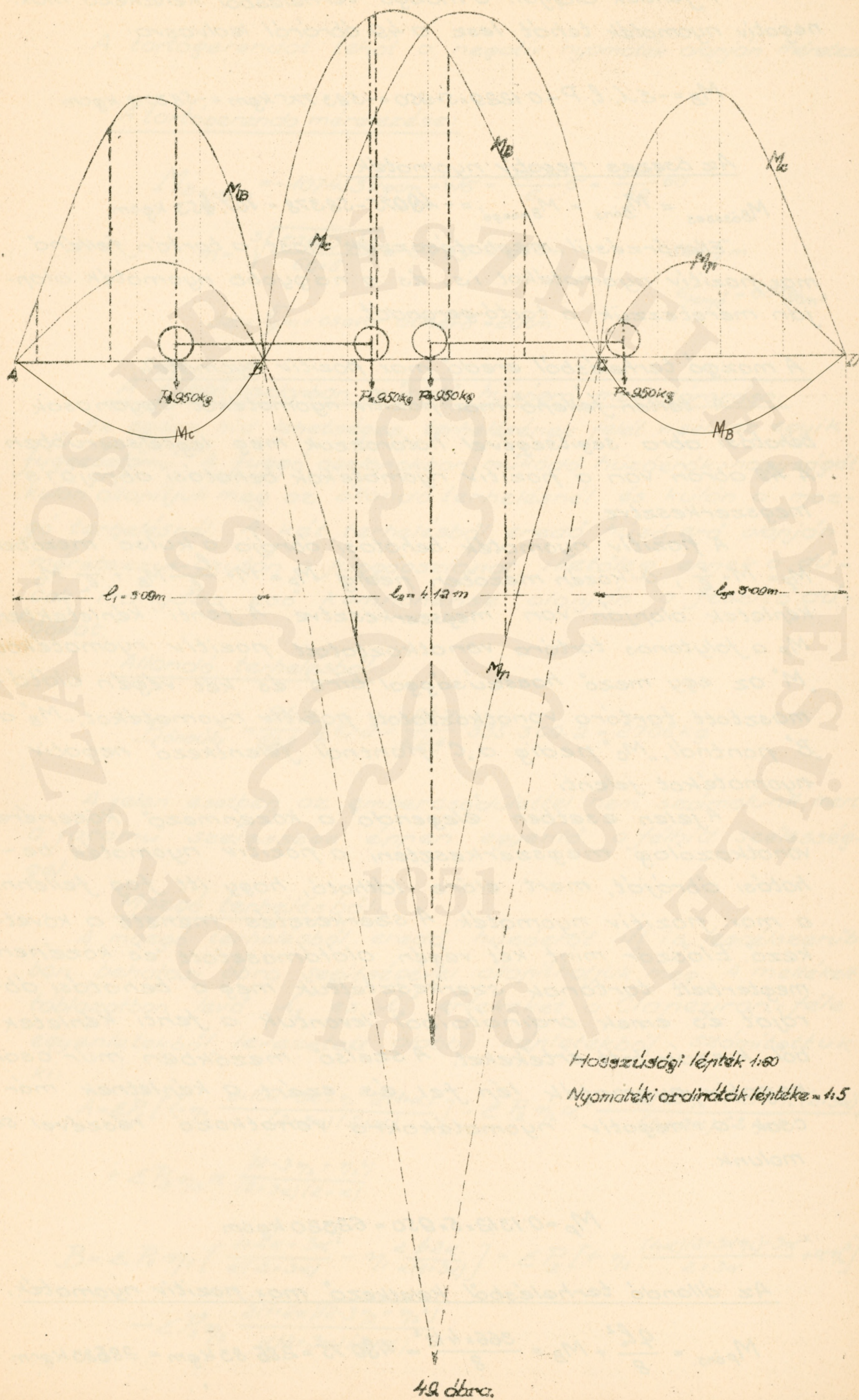
$$M_b = -\varepsilon P_1 \eta_1 l_1 \frac{2(1+\alpha)(1-\eta_1^2)}{(2+3\alpha)(2+\alpha)} - \varepsilon P_2 l_1 \eta_2 \alpha^2 \frac{4+3\alpha-6\eta_2(1+\alpha)+\eta_2^2(2+3\alpha)}{(2+3\alpha)(2+\alpha)} + \\ + \varepsilon P_3 l_1 \eta_3 \alpha \frac{(2-3\eta_3+\eta_3^2)}{(2+3\alpha)(2+\alpha)}$$

Hosszadalmas számítások elkerülése végett, az alábbi táblázatban már kiszámítva találjuk a negatív nyomaték és a támaszponti nyomások behatási ábráinak megszerkesztéséhez szükséges ordinátákat $\frac{l_1}{4}$, illetve $\frac{l_2}{4}$ értékekkel növekedő abszcisszákra vonatkoztatva.

		l_1	l_2	l_3	l_4
I. mező.	0	0.0000000	0.0000000	1.0000000	0.0000000
	$\frac{l_1}{4}$	-0.0546875	0.015625	0.695313	0.3574218
	$\frac{l_1}{2}$	-0.0875000	0.0250000	0.4125000	0.671875
	$\frac{3}{4}l_1$	-0.0765625	0.0218775	0.1734375	0.9003906
	l_1	-0.0000000	0.0000000	0.0000000	1.0000000
II. mező.	$\frac{l_2}{4}$	-0.1083333	-0.0583333	-0.1083333	0.86875
	$\frac{l_2}{2}$	-0.1111111	-0.1111111	-0.1111111	0.5833333
	$\frac{3}{4}l_2$	-0.0583333	-0.1083333	-0.0583333	0.256250
	l_2	0.0000000	-0.0000000	0.0000000	0.0000000
III. mező.	$\frac{l_3}{4}$	0.0218775	-0.0765625	0.0218775	-0.090834
	$\frac{l_3}{2}$	0.0250000	-0.0875000	0.0250000	-0.103125
	$\frac{3}{4}l_3$	0.015625	-0.0546875	0.015625	-0.064453
	l_3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	-0.0000000
		$M_b = \varepsilon l_1 \cdot l_1 \cdot P$	$M_c = \varepsilon l_2 \cdot l_1 \cdot P$	$A = \varepsilon l_3 \cdot P$	$B = \varepsilon l_4 \cdot P$

A 49. ábrán a „B”, illetve „C” pontnál fellépő negatív nyomaték behatási ábrája úgy van a fenti táblázat alapján megszerkesztve, hogy a „ l_1 ” illetve „ l_2 ” értéke már „ l_1 ”-el meg van szorozva.

A mozgó terhelésből eredő max. negatív nyomaték meghatározása most úgy történik, hogy a behatási ábra hosszúsági léptékével megegyező léptékben, átlátszó papírra felhordott terhelési sémát úgy helyezzük el a behatási



ábrán, hogy a keréknyomások nagyságának figyelembe vételével kapott ordináták összege, maximális legyen.

A fentiek alapján a mozgó terhelésből keletkező max. negatív nyomaték tehát lesz a 49. ábráról leolvasva:

$$M_B = -E \cdot l \cdot P = -0.1229 \cdot 5 \cdot 950 = -583.775 \text{ kgcm} = -583.78 \text{ kgcm}$$

Az összes negatív nyomaték:

$$M_{B_{\text{összes}}} = M_{B_{\text{öns.}}} + M_{B_{\text{mozgó}}} = -490.75 - 583.78 = -1074.53 \text{ kgcm}$$

Ellenőrzésül meghatározzuk most a tartón fellépő max. pozitív nyomatékot is, és a nagyobb nyomaték alapján méretezzük a tartógerendát.

A mozgó terhelésből eredő max. pozitív nyomaték:

A tartón fellépő max. pozitív nyomatékot ugyan csak behatási ábra segítségével határozzuk meg legcélszerűbben. A 49. ábrán van a pozitív nyomatékok behatási ábrája is megszerkesztve.

A pozitív nyomaték behatási ábrája a külső mezőben $M_p = M \cdot \frac{x}{l}$, a közén mezőben pedig $M_p = M \cdot \frac{l-x}{l} \cdot M_B + \frac{x}{l} \cdot M_C$ képletek alapján van megszerkesztve. A fenti képletekben M_p a folytonos tartóra vonatkoztatott pozitív nyomatékot, „M” az egy mező hosszúságával bíró és két végén alátámasztott tartóra vonatkoztatott pozitív nyomatékot, „ M_B ” a „B” pontnál, „ M_C ” pedig a „C” pontnál jelentkező negatív nyomatékot jelenti.

A jelen esetben elegendő a közénmező közénére vonatkozólag megszerkeszteni a pozitív nyomaték behatási ábráját, mert előre látható, hogy itt fog fellépni a max. pozitív nyomaték. A szerkesztés menete a következő. Először mint két végén alátámasztott és közénen megterhelt tartónak szerkesztettük meg a behatási ábráját és ennek ordinátaiból levontuk a fenti képletekből kiszámított értékeket. A szélső mezőkben már csak negatív nyomaték lép fel és ezért a képletnek már csak a negatív nyomatékokra vonatkozó részével számolunk.

$$M_p = 0.1312 \cdot 5 \cdot 950 = 623.20 \text{ kgcm}$$

Az állandó terhelésből keletkező max. pozitív nyomaték:

$$M_{p_{\text{öns.}}} = \frac{q l^2}{8} + M_B = \frac{366 \cdot 4.12^2}{8} = 490.75 = 285.83 \text{ kgcm} = 285.83 \text{ kgcm}$$

Összes pozitív nyomaték:

$$M_{\text{összes}} = M_{\text{pöns.}} + M_{\text{mozgó}} = 62.320 \text{ kgcm} + 28583 \text{ kgcm} = 90.903 \text{ kgcm.}$$

A tartógerendát tehát a negatív nyomaték alapján méretezzük.

A tartógerenda méretezése:

$$M_{B\text{összes}} = -107453 \text{ kgcm} = W_b = \frac{sz \cdot m^2}{6} \cdot 6 = \frac{5m^3}{42} \cdot 60$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{107453 \cdot 42}{60 \cdot 5}} = 24.69 \approx 25 \text{ cm}$$

$$sz = \frac{5}{7} m$$

$$\sigma_{\text{feszítő}} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$sz = \frac{5}{7} m + \text{csavar átmérő} = 20 \text{ cm}$$

A függő oszlopban működő húzóerő meghatározása:

Az egész híd lehetséges terhelésének felet viseli az egyik függesztőmű. A függő oszlopokban működő húzóerők nagyságát külön állapítjuk meg az állandó terhelésnél és külön a mozgó terhelésnél. A két terhelésből eredő húzóerő alapján méretezzük azután a függőoszlopot, illetőleg ennek a dúcok irányába eső komponense alapján a feszítő dúcokat.

Állandó terhelésből:

$$B\text{önsúly} = \frac{847}{648} \cdot 2 \cdot 1.2 = \frac{847}{648} \cdot 335 \cdot 309 \cdot 2 = 2706 \text{ kg}$$

A jelen esetben az embercsődülettel nem számolunk, mert a járómű szélessége éppen egyenlő a félhid szélességével.

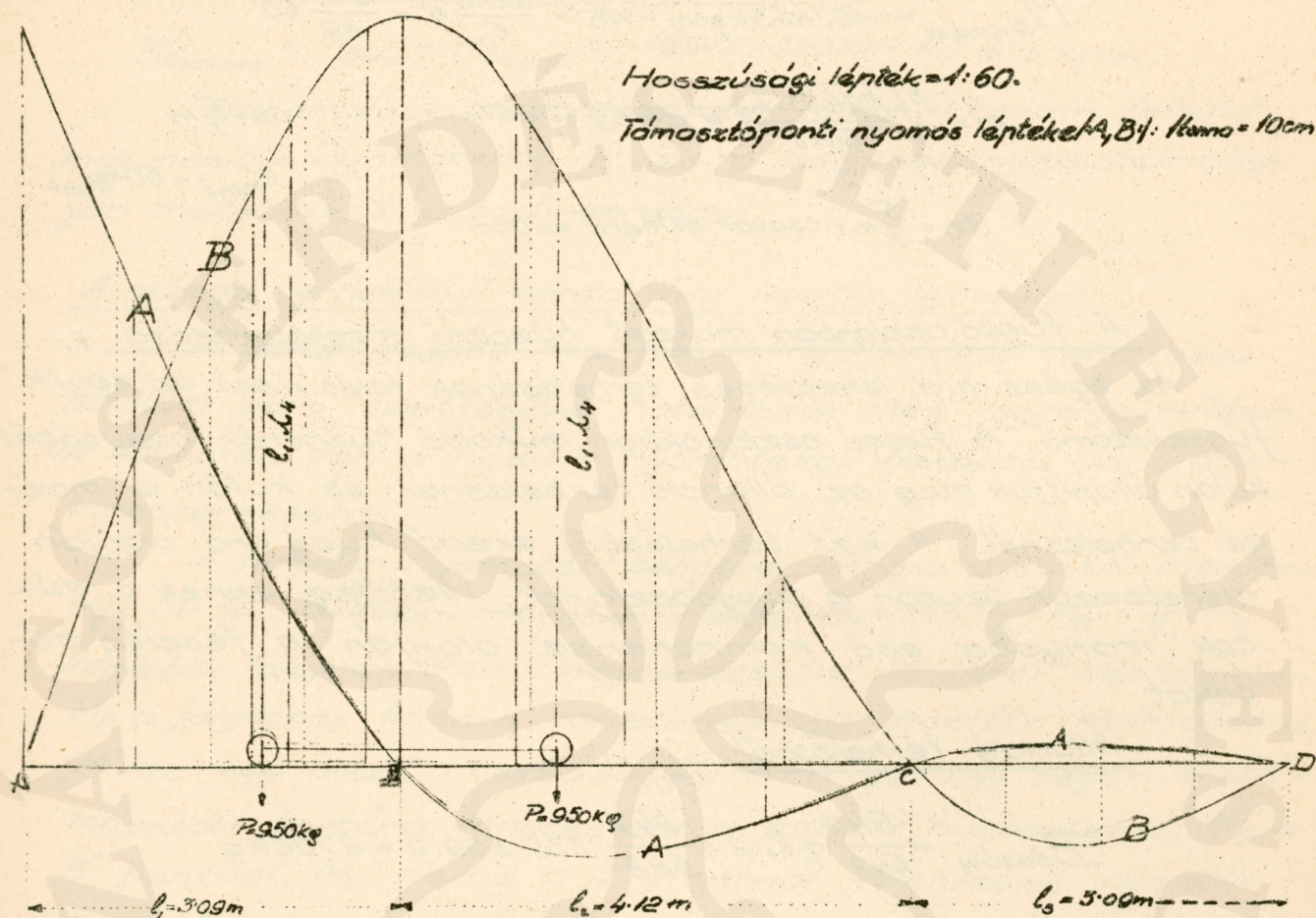
Mozgó terhelésből:

A mozgó terhelésből eredő húzóerőt itt is legcélszerűbben behatási ábra segítségével állapíthatjuk meg. A mellékelt táblázatban levő „ η_3 ” és „ η_4 ” értékeket a Clapeyron-féle egyenletekből levezetett előbbi képletekből számítottuk ki:

$$A = \varepsilon P_1 \left[1 - \eta_1 \frac{6 + 10\alpha + 3\alpha^2 - \eta_1^2 \cdot 2(1+\alpha)}{(2+3\alpha)(2+\alpha)} \right] - \varepsilon P_2 \eta_2 \alpha^2 \frac{4 + 3\alpha - 6\eta_2(1+\alpha) + \eta_2^2(2+3\alpha)}{(2+3\alpha)(2+\alpha)} + \varepsilon P_3 \eta_3 \alpha \frac{(2-3\eta_3 + \eta_3^2)}{(2+3\alpha)(2+\alpha)}$$

$$B = \varepsilon P_1 \eta_1 \left[\frac{1+4\alpha+3\alpha^2}{\alpha(2+3\alpha)} - \eta_1 \frac{2(1+2\alpha)}{\alpha(2+3\alpha)} \right] + \varepsilon P_2 \left[1 - \eta_2 \frac{(1+\alpha)(2+3\alpha\eta_2) - 3\alpha^2 + \alpha\eta_2^3}{2+3\alpha} \right] - \varepsilon P_3 \eta_3 \frac{2(1+2\alpha)(2-3\eta_3 + \eta_3^2)}{\alpha(2+3\alpha)(2+\alpha)}$$

Az „A” és „B” támasztó ponti nyomások behatási ábrái az 50. ábrán vannak megszerkesztve. A „B” pontnál alkalmazott függőoszlopban a mozgó terhelésből keletkező max. húzóerőt most úgy kapjuk, hogy az átlószó papírra rajzolt teher sémát úgy helyezzük el a behatási ábrán, hogy az ordináták a maximumot adják. A mi esetünkben tehát az 50. ábra szerint lesz:



50. ábra.

$$B_{mozgó} = \sum \lambda_k \cdot P = 161 \cdot 950 = 1529.5 \text{ kg}$$

$$B_{összes} = B_{öns} + B_{mozgó} = 2706 \text{ kg} + 1529.5 \text{ kg} = 4235.5 \text{ kg} \approx 4236 \text{ kg}$$

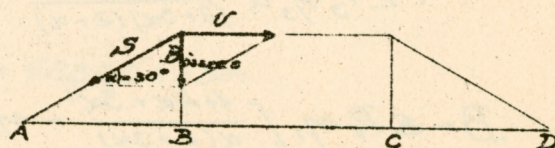
A függőoszlop méretezése:

$$B_{összes} = 4236 \text{ kg} = F \cdot \sigma = 52 \cdot 80 \text{ ebből} \quad \sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$52 = \sqrt{\frac{4236}{80}} = 7.28 \text{ cm}$$

Adúcban működő erő

$$S = \frac{B_{összes}}{\sin 30^\circ} = \frac{4236}{0.5} = 8472 \text{ kg}$$



51. ábra.

Adúc méretezése:

Adúc kihajlásra van igénybevéve. Egyszerűbb számítás vé-

gett a tartógerenda szélességével egyenlő oldalú négyzetes szelvényűnek $1 \cdot 20 \times 20 \text{ cm}$ -t vesszük fel és csak azt ellenőrizzük, hogy a terhelés következtében nem lép-e fel a feszítődúcban a megengedettnél nagyobb igénybevétel. Ha így a szükségesnél nagyobb méretű is lesz esetleg a dúc, eljárásunkat indokolja az egyszerűbb szerkezeti kötés és az, hogy a korlátkorfának a becsapozásával is gyengítjük a dűcot.

$$\sigma_k = \frac{S}{F} = \frac{8472}{20 \times 20} = 21.18 \text{ kg/cm}^2 \text{ azaz a megengedettnél kisebb.}$$

A feszítő boronában működő erő:

$$V = S \cos 30^\circ = 8472 \cdot 0.866025 = 7336.96 \text{ kg} \approx 7337 \text{ kg}$$

A feszítő borona méretezése:

A dűchoz hasonlóan szintén kihajlásra van igénybe véve ezért úgy méretezzük, mint a dűcot, azaz előre felvesszük $20 \times 20 \text{ cm}$ mérettel, és csak az igénybevételt ellenőrizzük.

$$\sigma_k = \frac{7337}{400} = 18.34 \text{ kg/cm}^2$$

Az ászokfa méretezése

Az ászokfát megközelítő pontossággal úgy méretezzük, mintha akét függőoszlopban működő erővel, mint egyenletesen elosztott terheléssel lenne megterhelve

$$\sigma_{\text{fesz}} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_L = 2 \times 4236 \text{ kg} = 8472 \text{ kg}$$

$$M = \frac{Q_L l^2}{8} = \frac{8472 \cdot 6}{8} = 6354 \text{ kgm} = 635400 \text{ kgcm} = W_5 = \frac{52 \cdot \pi \cdot 6^3}{6} = \frac{5 \pi \cdot 80}{42}$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{635400 \cdot 42}{5 \cdot 80}} = 40.56 \approx 41 \text{ cm}$$

$$52 = \frac{5}{7} m + \text{csavar átmérő} = 32 \text{ cm}$$

A kenővelő méretezése:

$$F = \frac{B \cdot \sigma_{\text{vas}}}{\sigma_{\text{vas}}} = \frac{4236}{750} = 5.648 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{vas}} = 750 \text{ kg/cm}^2$$

A függőoszlopot két db függővas erősíti az ászokfához, az egyik függővasnak keresztmetszeti területe tehát 2.824 cm^2 .

Hidpalló méretezés:

$$M = \frac{P \cdot t}{4} = \frac{950 \cdot 90}{4} = 21375 \text{ kgcm}$$

$$t = 100 - 20 + 2 \cdot 5 = 90 \text{ cm}$$

$$21375 = \frac{52 \cdot V^2}{6} \cdot 6 = \frac{25 \cdot V^2}{6} \cdot 80$$

$$52 = 25 \text{ cm}$$

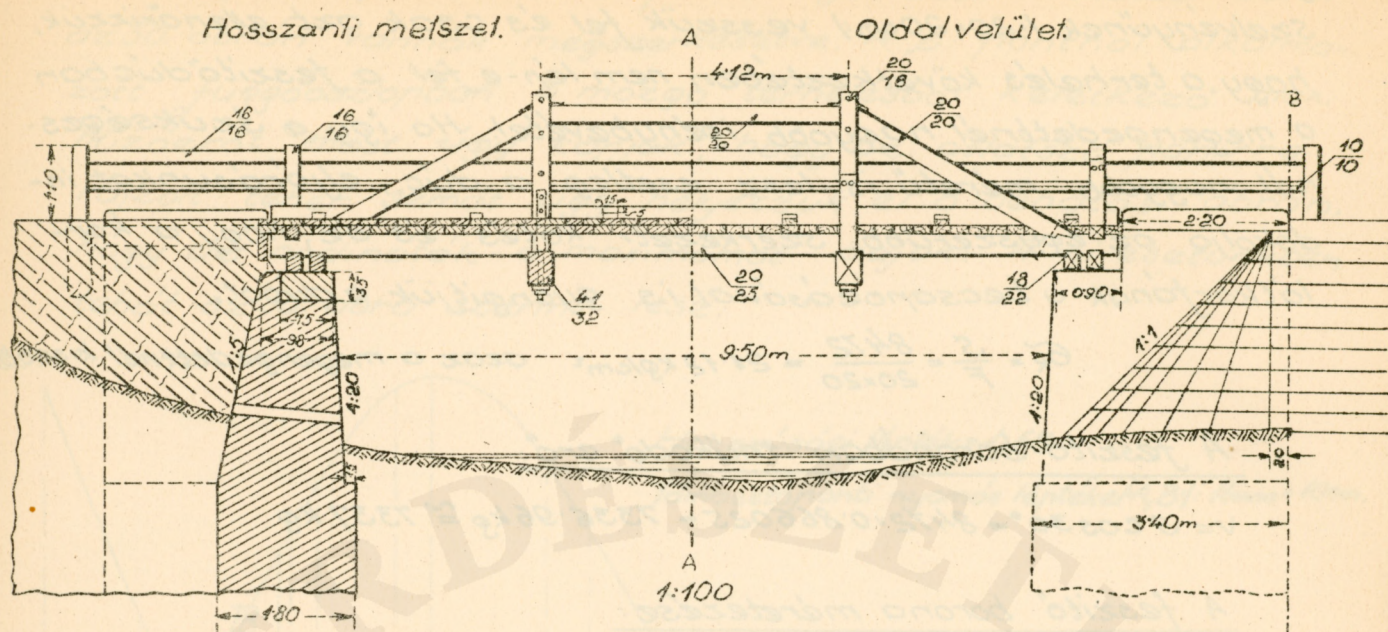
$$V = \sqrt{\frac{21375 \cdot 6}{25 \cdot 80}} = 8 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

A felső pallót számítás nélkül 5 cm vastagra vesszük fel.

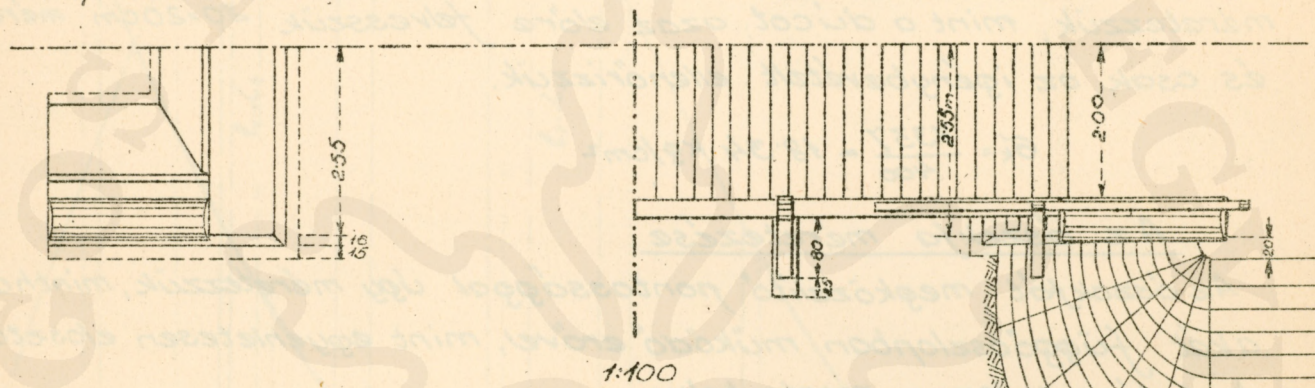
A hidfő méretezése ugyanúgy, mint az előbbi példánál tőm-fal táblázat alapján történt. Az ellenfal és szárnyfal méretei az 52. ábráról olvashatók le.

KETTŐS FÜGGESZTŐMŰVES KÖZÜTI FAHID.



A hidló vízszintes vetülete.

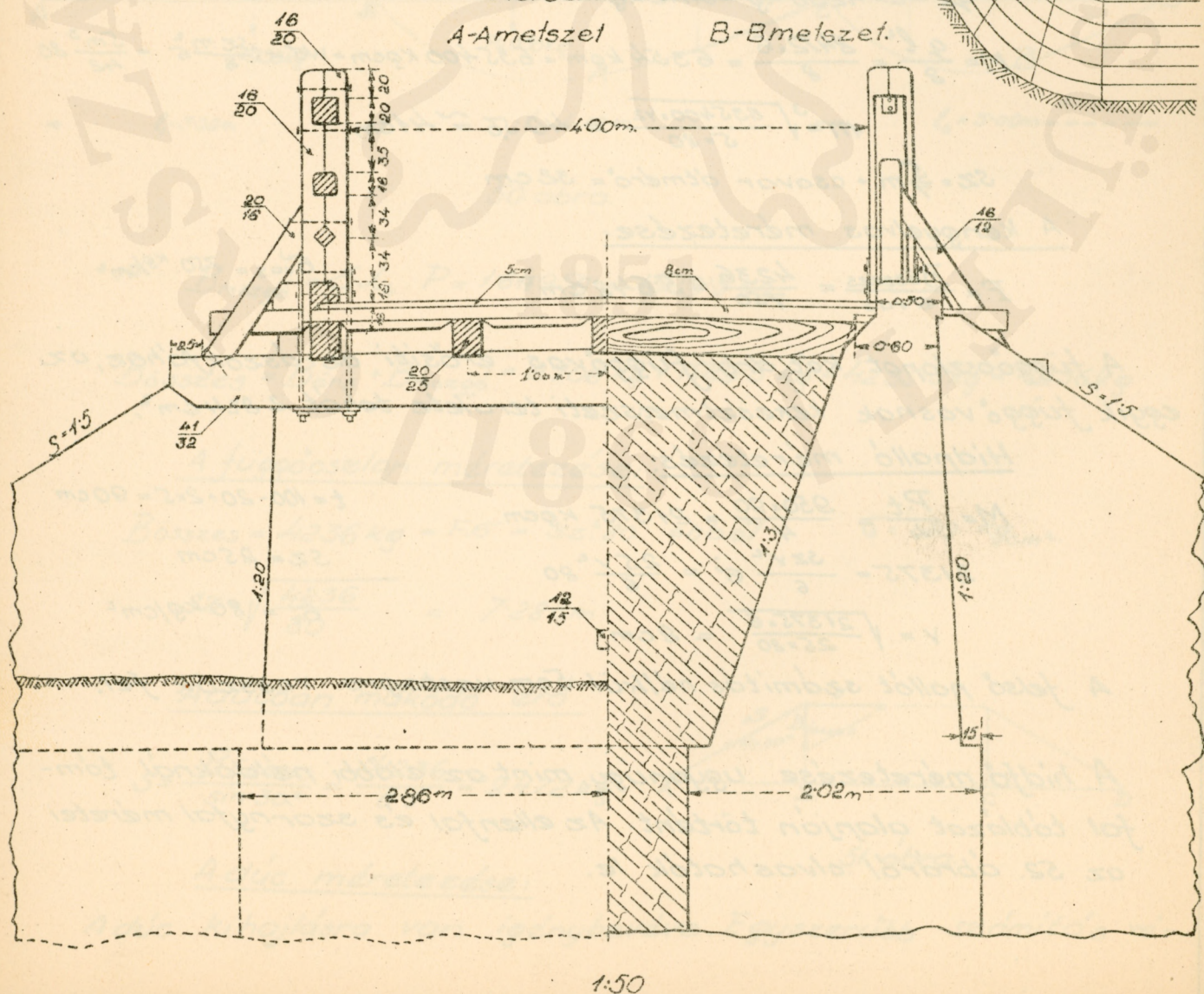
Vízszintes vetület.



Keresztmetszetek.

A-Ametszel

B-Bmetszet.



8. feladat Kettős fesszítóműves vasúti fahíd.

760 mm nyomtávolságú vasúton 10,00 m nyílású; 3,50 méter széles fahíd tervezendő. A híd tartószerkezete kettős fesszítómű. A tartógerendák egy darabból készítenők.

A hídfők cölöpözöttek, 5,00 méter magasak, a szárnyfalak merőlegesek.

Az esetleges terhelés sémája az 5. ábrán látható.
Támasztóköz:

$$L = l + 2 \times 0,15 = 10,00 + 2 \times 0,15 = 10,30 \text{ méter.}$$

$$l_1 : l_2 : l_3 = 3,4 : 3 = 3,09 \text{ m} : 4,12 \text{ m} : 3,09 \text{ m.}$$

Önsúly:

$$\begin{aligned} g &= 260 + 46 \cdot l_2 + \text{a fesszítómű önsúlya} = 260 + 46 \cdot 4,12 + 250 = \\ &= 699,52 \text{ kg/m} \approx 700 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Az állandó terhelésből eredő max. negatív nyomaték:

Ha egy sínzár alatt 2 db tartógerendát helyezünk el, akkor egy tartógerendára a közbelső alátámasztásnál fellépő max. negatív nyomatékból esik. (lásd 48. ábrát.)

$$\alpha = \frac{l_2}{l_1} = 1,33$$

$$\begin{aligned} M_B = M_C &= -\frac{1}{4} \cdot \frac{g}{4} \cdot \frac{l_1^3 + l_2^3}{2l_1 + 3l_2} = -\frac{91}{648} \cdot \frac{g}{4} \cdot l_1^2 = -\frac{91}{648} \cdot \frac{700}{4} \cdot 3,09^2 = 234,65 \text{ kgm} = \\ &= 23465 \text{ kgcm.} \end{aligned}$$

A mozgó terhelésből eredő max. negatív nyomaték:

A mozgó terhelésből eredő max. negatív nyomatékot ebben az esetben is behatási ábra segítségével határozzuk meg. A 49. ábrán ——— vonallal jelölt teherállás mellett:

$$M_{B \text{ mozgó}} = -\varepsilon_1 \cdot l_1 \cdot P = -0,2256 \cdot 5 \cdot \frac{4500}{4} = -1269 \text{ kgm} = 126,900 \text{ kgcm.}$$

Összes negatív nyomaték:

$$M_{B \text{ öns}} + M_{B \text{ mozgó}} = -23465 - 126,900 = -150,365 \text{ kgcm.}$$

A mozgó terhelésből eredő max. pozitív nyomaték:

A 49. ábráról leolvasva lesz: 1. teherállás ——— vonallal jelölve:

$$M_{p \text{ mozgó}} = 0,2667 \cdot 5 \cdot \frac{4500}{4} = 1500,19 \text{ kgm} = 150,019 \text{ kgcm.}$$

Az állandó terhelésből származó max. pozitív nyomaték:

$$r_1 = \frac{g}{4}$$

$$M_{p, \text{öns}} = \frac{q \cdot l_1^2}{8} - M_{B, \text{önsúly}} = \frac{175 \cdot 4,12^2}{8} - 234,65 = 371,32 - 234,65 =$$

$$= 136,67 \text{ kgm} = 13,667 \text{ kgcm.}$$

Az összes pozitív nyomaték:

$$M_{p, \text{összes}} = M_{p, \text{öns}} + M_{p, \text{mozgó}} = 13667 \text{ kgcm} + 150019 \text{ kgcm} = 163,686 \text{ kgcm.}$$

A tartógerenda méretezése:

A tartógerendát tekintettel arra, hogy a max pozitív nyomaték meghaladja a max. negatív nyomatékot, az előbbi nyomaték alapján méretezzük

$$M_{p, \text{összes}} = 163686 \text{ kgcm} = W_0 = \frac{sz \cdot m^2}{6} = \frac{5m^3}{42} \text{ ebből}$$

$$m = \sqrt[3]{\frac{163686 \cdot 42}{300}} = 28,4 \text{ cm} \approx 29 \text{ cm.}$$

$$sz = \frac{5}{7} m + \text{csavar átm.} \approx 23 \text{ cm.}$$

A közbelső alátámasztásra eső nyomás meghatározása:

önsúlyból:

$$B_{\text{önsúly}} = \frac{q}{2} (l_1 + l_2) + \frac{M_{\text{öns}}}{l_1} = \frac{175}{2} (3,09 + 4,12) + \frac{234,65}{3,09} = 706,81 \text{ kg.}$$

Mozgó terhelésből:

Az 50. ábrán megszerkesztett behatási ábráról leolvasható: 1. teherállás — — — vonallal jelölve.

$$B_{\text{mozgó}} = \sum L_i P = 3,402 \times \frac{4500}{4} = 3827,25 \text{ kg}$$

$$B_{\text{összes}} = 706,81 + 3827,25 = 4534,06 \text{ kg} \approx 4535 \text{ kg}$$

A feszítődúcban működő erő:

Az 53. ábra szerint

$$S = \frac{B_{\text{összes}}}{\sin 45^\circ} = \frac{4535}{0,707107} = 6413,46 \approx 6414 \text{ kg.}$$

A feszítődúc méretezése:

A feszítő-dúcot a tartógerenda szélességével egyenlő méretű, négyzetes szelvénnel vesszük fel és csak az igénybevételt ellenőrizzük:

$$\sigma_k = \frac{S}{F} = \frac{6414}{23 \cdot 23} = 12,12 \text{ kg/cm}^2.$$

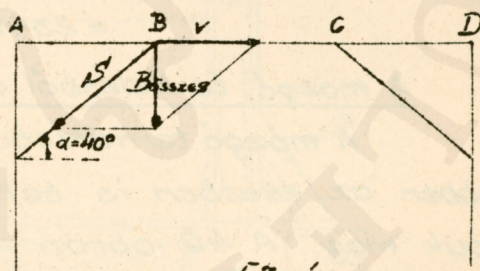
Látjuk tehát, hogy a feszítő-dúc a felvett mérettel biztosan hordja a terhelést.

A feszítő-boronában működő erő:

$$v = S \cos 45^\circ = B_{\text{összes}} \times \text{ctg } 45^\circ = 4535 \cdot 1,000 = 4535 \text{ kg.}$$

A feszítő-borona méretezése:

Egyszerűbb számítás végett, a feszítő-boronát is ugyanúgy méretezzük, mint a feszítő-dúcot, azaz felvesszük



53. ábra.

23 x 23 cm méretűnek és csak az igénybevételt ellenőrizzük:

$$\sigma_k = \frac{V}{F} = \frac{4535}{23 \times 23} = 8.57 \text{ kg/cm}^2.$$

Különfa.

Tekintettel arra, hogy egy sínszál alatt két db. tartógerendát helyeztünk el, felesleges különfát számítani, elegendő ha számítás nélkül 16 x 16 cm mérettel vesszük fel.

A hídfő méretezése:

Az 54. ábra szerint a híd önsúlyát és az esetleges terhelést külön cölönsor viseli és ezért az első cölönsor méretezésénél a földnyomást figyelmen kívül hagyjuk. A második cölönsort azaz a redő nehezede földnyomás alapján méretezzük.

A híd terhelését az 54. ábra szerint 4 db. cölön viseli, melyeket két oldalt egy-egy merevítő-cölön támaszt ki. Egy cölön tehát az egész terhelés 1/4-ed részét viseli.

Egy cölönre eső terhelés:

Önsúlyból:

$$P_1 = \frac{1}{2} g_1 L = \frac{1}{2} \frac{700}{4} 10.30 = 901.25 \text{ kg} \quad g_1 = \frac{g}{4}$$

Mozgó terhelésből:

1. Az 50. ábrán — — — — — vonallal feltüntetett teherállás mellett:

$$P_2 = \varepsilon P_L = \frac{4.5}{4} (2.000 + 2.162) + \frac{4.4}{4} 0.200 = 4.902 \text{ tonna} = 4902 \text{ kg}.$$

$$P = P_1 + P_2 = 902 + 4902 = 5804 \text{ kg}.$$

Felvesszük a cölöpöt 25 x 25 cm mérettel és elvégezzük az ellenőrzést arra nézve hogy a „P” terhelés alatt nem lép-e fel a megengedettnél nagyobb igénybevétel:

$$\sigma_k = \frac{P}{F} = \frac{5804}{25 \times 25} = 9.29 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tehát a megengedettnél kisebb}$$

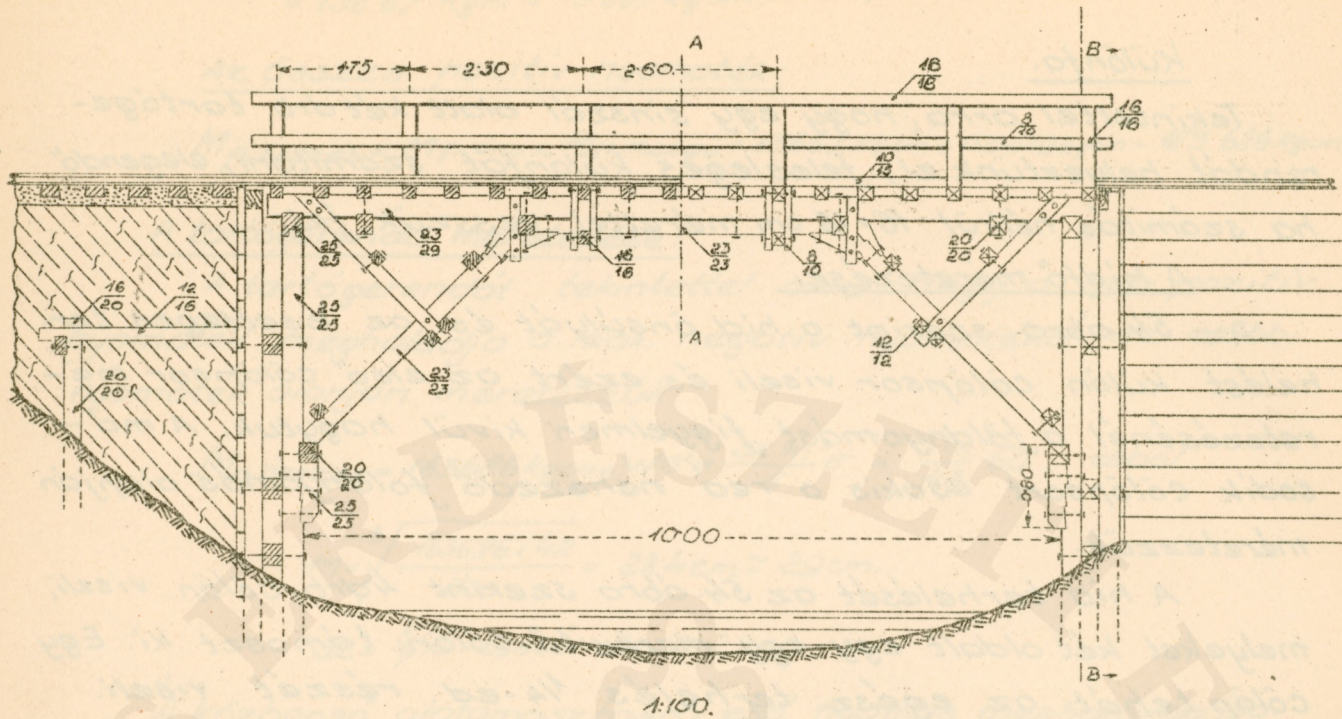
gedettnél kisebb

A híd szerkezeti részeinek méretei az 54. ábrán láthatók.

KETTŐS FESZITŐMŰVES VASÚTI FAHID.

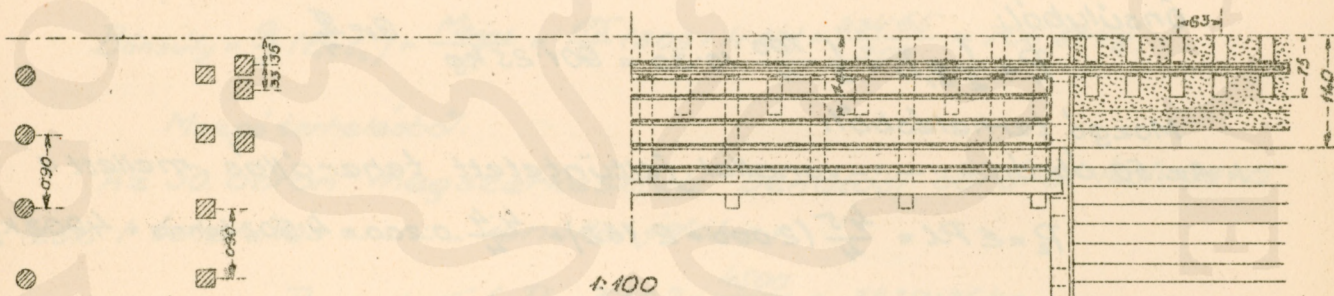
Hosszanti metszet.

Oldalvetület.



A híd fő vízszintes metszete.

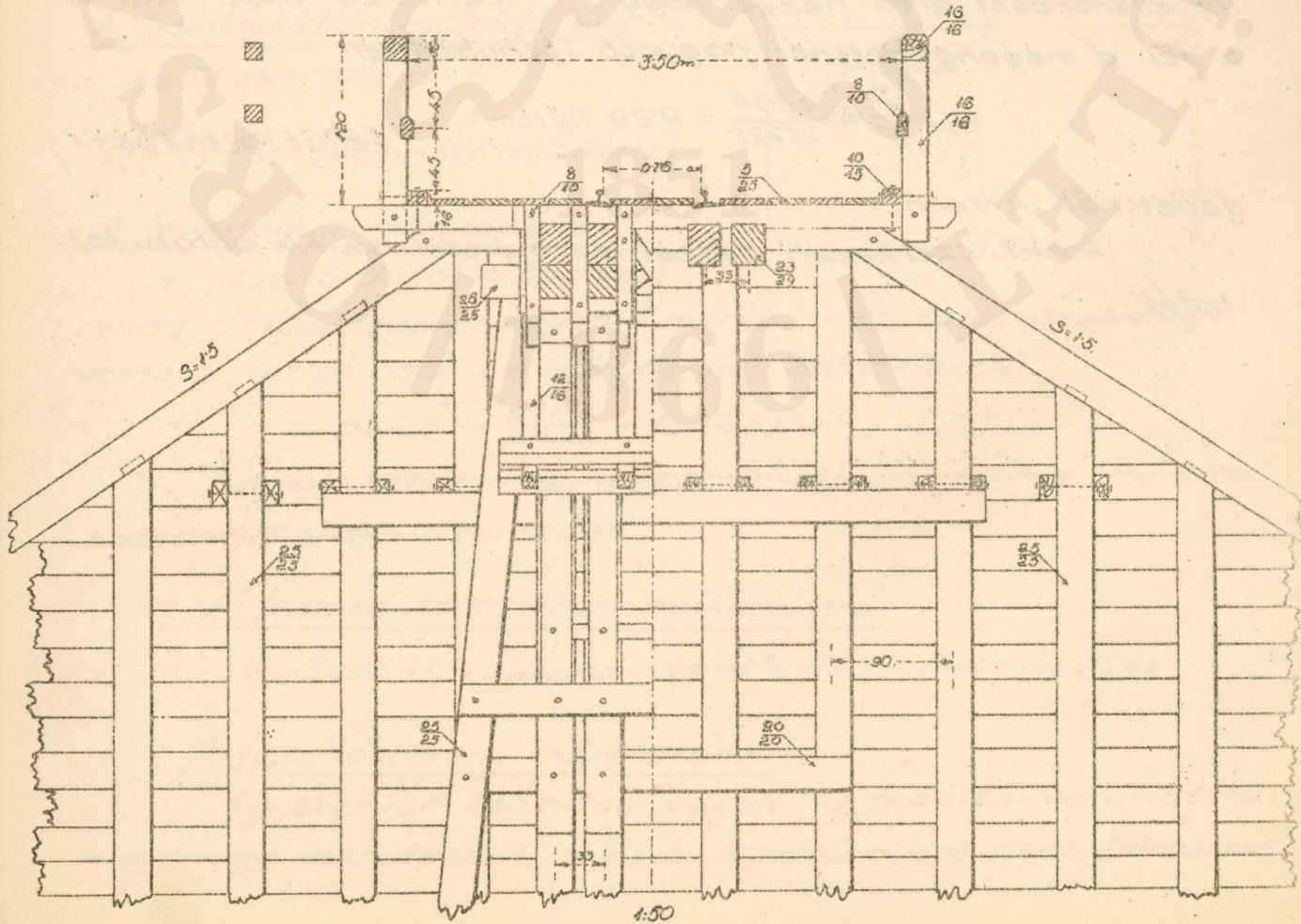
Vízszintes vetület.



Keresztmetszet.

A-Amelszei

B-B metszet.



54^abra.

9.példa. Kettős feszítőműves közúti fahíd.

1000 méter nyílású, 6,00 méter széles közúti fahíd tervezendő. A híd tartószerkezete kettős feszítőmű. A hídnyája kettős pallóborításos legyen.

A hidfők cölöpözöttek, 4,50 méter magasak, a szárnyfalak ferdék.

Az esetleges terhelés sémája a 11. ábrán látható.

Támasztávok:

$$L = l + 2 \times 0,15 = 10,00 + 2 \times 0,15 = 10,30 \text{ méter.}$$

$$l_1 : l_2 : l_3 = 3 : 4 : 3$$

Önsúly:

$$g = 170 + 16 \cdot l_2 + a \text{ feszítőmű súly} = 170 + 16 \cdot 4,12 + 60 = 295,92 \text{ kg/m}^2.$$

Az embercsődületből eredő nyomás, ha a tartógerendákat egymástól 1-1 méterre helyezzük el:

$$p = 30,375 \text{ kg/m} \quad \text{1. számítást lásd 1. példánál!}$$

$$q = g + p = 295,92 + 30,375 = 326,3 \text{ kg/m} \approx 327 \text{ kg/m.}$$

A tartógerenda méretezése:

Az egyszerű és összetett feszítő- és függesztőműves hidakra vonatkozó előbbi példánál, nem vettük figyelembe azt, hogy az alátámasztások süllyedhetnek. Ha az alátámasztások süllyedését is figyelembe vesszük, akkor a számítás igen nehézkes. Ezért és egyszerűbb számítás végett is, a gyakorlatban sokszor úgy járnak el, hogy a középső legnagyobb mezőre $l/2$ -t, mint két végén alátámasztott tartóra vonatkozólag határozzák meg az abs. max. pozitív nyomatékot és ennek cca 75-80%-t veszik a tartógerenda méretezésének alapjául szolgáló nyomatéknak. Jelen esetben szintén így fogjuk méretezni a tartógerendát.

A mozgó terhelésből a középső mezőben keletkező abs. max. pozitív nyomaték:

Számítással:

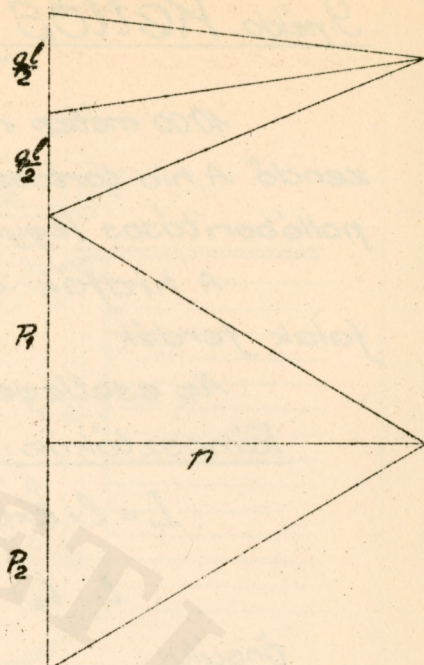
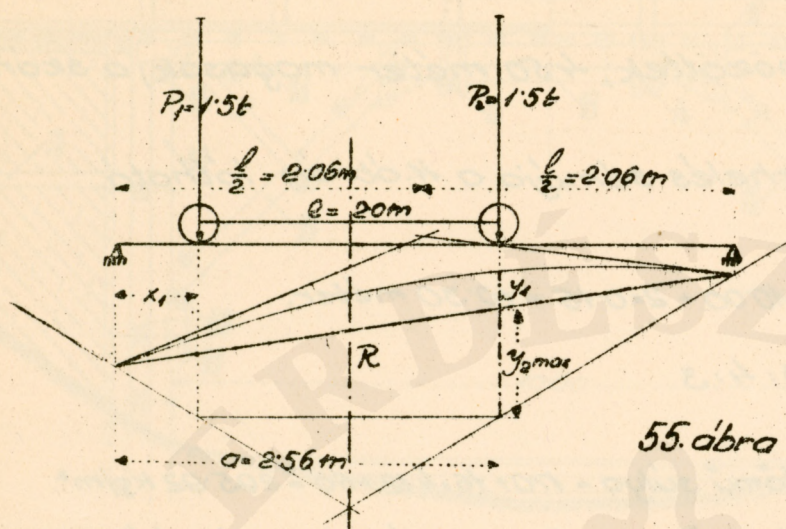
$$a = \frac{l}{2} + \frac{\varepsilon P_b e_b - \varepsilon P_j e_j}{2 \cdot R} = \frac{4,12}{2} + \frac{15 \cdot 2,0}{2 \cdot 3} = 2,56 \text{ méter}$$

$$M_{\text{mozgó}} = P \frac{l-a}{l} a + \varepsilon P_b \frac{x}{l} (l-a) + \varepsilon P_j \frac{l-x}{l} a = 15 \frac{4,12-2,56}{4,12} 2,56 + 15 \frac{0,56}{4,12} (4,12-2,56) = 177202 \text{ tmm} = 177202 \text{ kgcm.}$$

Grafikusan:

Hosszúsági lépték = 1:50

Erlépték: 1tonna = 2cm



$$[M_{\text{öns}} = y_1 \cdot f = 0.26 \times 2.5 = 0.650 \text{tm} = 65000 \text{kgcm}]$$

$$M_{\text{mozgó}} = y_{2\text{max}} \cdot f = 0.71 \times 2.5 = 1.775 \text{tm} = 177500 \text{kgcm}.$$

Az önsúlyból eredő nyomaték az l_2 mező veszélyes szelvényében lesz:

$$M_{\text{öns.}} = \frac{q l_2}{2} a - \frac{q a^2}{2} = \frac{327 \times 412}{2} \cdot 2.56 - \frac{327 \times 2.56^2}{2} = 652.954 \text{kgm} \approx 65296 \text{kgcm}$$

$$M_{\text{összes}} = M_{\text{mozgó}} + M_{\text{öns.}} = 177.202 + 652.96 = 242.498 \text{kgcm}$$

$$M = M_{\text{összes}} \times 0.8 = 193.998 \text{kgcm} = W_6 = W.80$$

Ha a hajlításhoz legjobban ellenálló 57-es tölgyszerű gerendát alkalmazunk, akkor a példotör utolsó oldalán levő táblázat szerint, a fenti nyomatéknak 28x20cm méretű gerenda felel meg. A tartógerenda szélességét még az alkalmazandó csavar átmérővel nagyobbítanunk kell.

A közbenso" alátámasztásra eső max. nyomás:

$$\text{Az 53. ábra szerint, ha } \alpha = \frac{l_2}{l} = 1.33$$

$$B_{\text{önsúly}} = \frac{847}{648} q l_2 = \frac{847}{648} \cdot 327 \times 3.09 = 1320.73 \text{kg}.$$

A mozgó terhelésből eredő nyomás az 50. ábráról leolvasható lesz:

$$B_{\text{mozgó}} = E P L_4 = 1.84 \times 1500 = 2760 \text{kg}.$$

$$B_{\text{összes}} = 1320.73 + 2760 = 4080.73 \approx 4081 \text{kg}.$$

A feszítő-dúcban működő max. erő:

$$g = \frac{B_{\text{összes}}}{\sin 40^\circ} = \frac{4081}{0.642788} = 6349 \text{kg}.$$

$$\alpha = 40^\circ$$

A feszítő-dúc méretezése

A tartógerenda szélességével egyenlő méretű négyzetes szelvényűnek vesszük fel a feszítő-dúcot és csak az igénybevétele ellenőrizzük.

$$\sigma_k = \frac{g}{F} = \frac{6349}{23 \times 23} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

A feszítő-boronában működő max. erő:

$$V = g \cdot \cos 40^\circ = 6349 \times 0.766044 = 4863.61 \text{ kg} \approx 4864 \text{ kg}$$

A feszítő borona méretezése:

Egyenlő méretűnek vesszük fel a feszítő-dúccal és az igénybevétele ellenőrizzük.

$$\sigma_k = \frac{V}{F} = \frac{4864}{23 \times 23} = 9.19 \text{ kg/cm}^2, \text{ tehát a megengedettnél kisebb.}$$

A pallók méretezése:

$$M = \frac{P \cdot t}{4} = \frac{1500 \cdot 87}{4} = 32.625 \text{ kgcm} = W_6 = \frac{25V^2}{6} \cdot 80 \quad 32 = 25 \text{ cm}$$

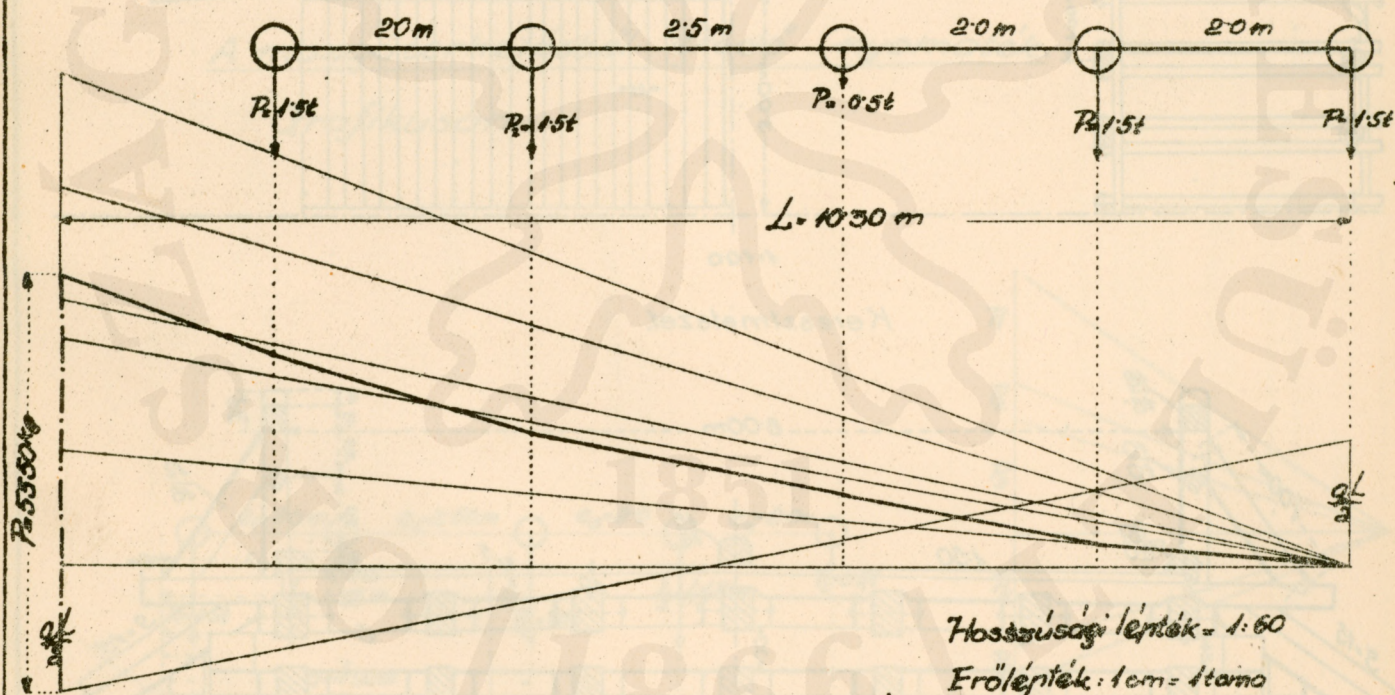
$$V = \sqrt{\frac{32625 \cdot 6}{80 \cdot 25}} \approx 10 \text{ cm}$$

$$t = 100 - 23 + 2 \cdot 5 = 87 \text{ cm}$$

A felső pallót számítás nélkül 5 cm vastagra vesszük.

A hidfő cölönjeinek méretezése:

Minden tartógerenda alá egy cölöpöt helyezünk el. A cölöpre ható nyomást megközelítőleg a nyiróerők ábrájáról határozhatjuk meg legegyszerűbben.



56. ábra

A nyiróerők ábrájáról leolvassa: $P = 5550 \text{ kg}$

A cölön keresztmetszeti méretét előre felvesszük $25 \times 25 \text{ cm}$ -nek és itt is csak az igénybevétele ellenőrizzük.

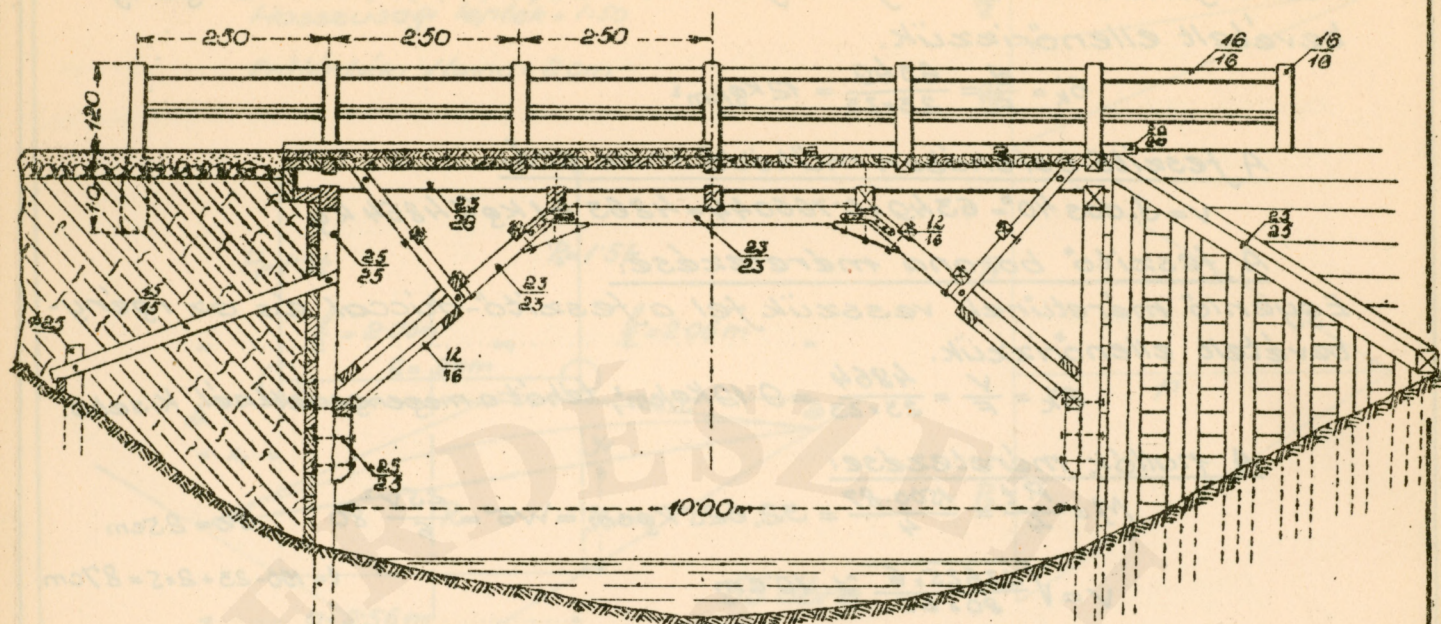
$$\sigma_k = \frac{P}{F} = \frac{5550}{625} = 8.88 \text{ kg/cm}^2, \text{ tehát}$$

a cölöp előre felvett mérete megfelelő, mert az igénybevétele a megengedettnél jóval alul marad.

KETTŐS FESZITŐMŰVES KÖZÚTI FAHÍD

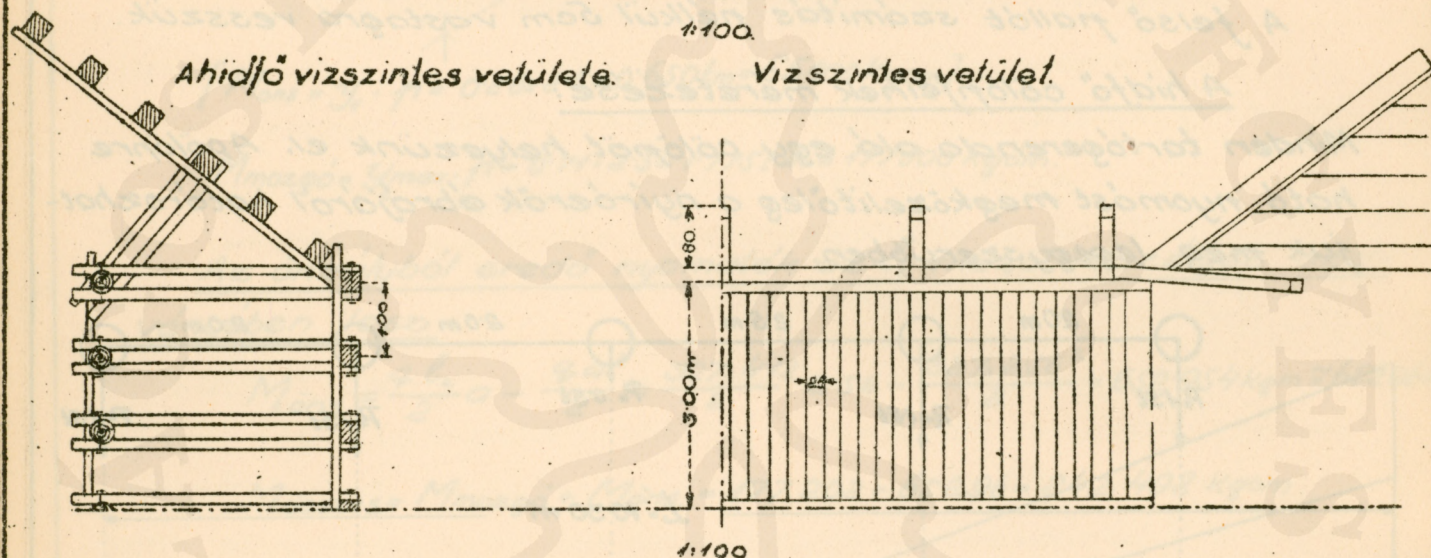
Hosszanti metszel.

Oldalvetület

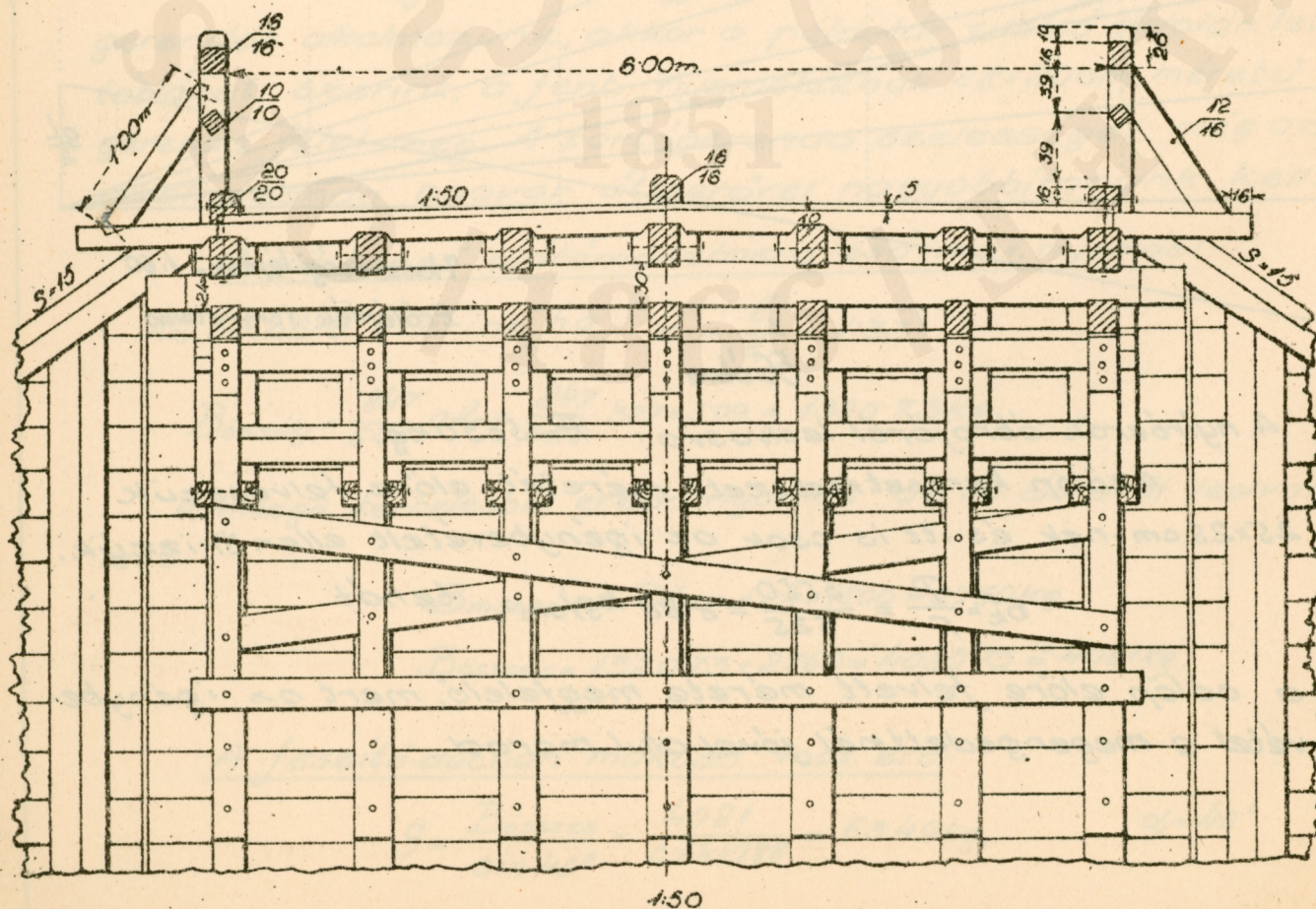


Ahídfő vízszintes vetülete.

Vízszintes vetület.



Keresztmetszel.



10. példa Egyszerű vasgerenda - hid.

Közúton 9,00 méter nyílású, 6,00 méter széles hid tervezendő. A hid tartószerkezete egyszerű vasgerenda.

A hidfők falazottak, 3,50 méter magasak; a szárnyfalak ferdék.

Az esetleges terhelés sémája a 11. ábrán látható.

Támasztóköz:

$$L = l + 2 \cdot 0,15 = 9,00 + 0,30 = 9,30 \text{ méter.}$$

Önsúly:

$$g = 130 + 13L = 130 + 13 \cdot 9,30 = 250,9 \text{ kg/m}^2.$$

Az embercsődületből eredő nyomás:

$$p = 30,375 \text{ kg/m}$$

$$q = g + p = 250,9 + 30,375 = 281,275 \approx 282 \text{ kg/m}^2$$

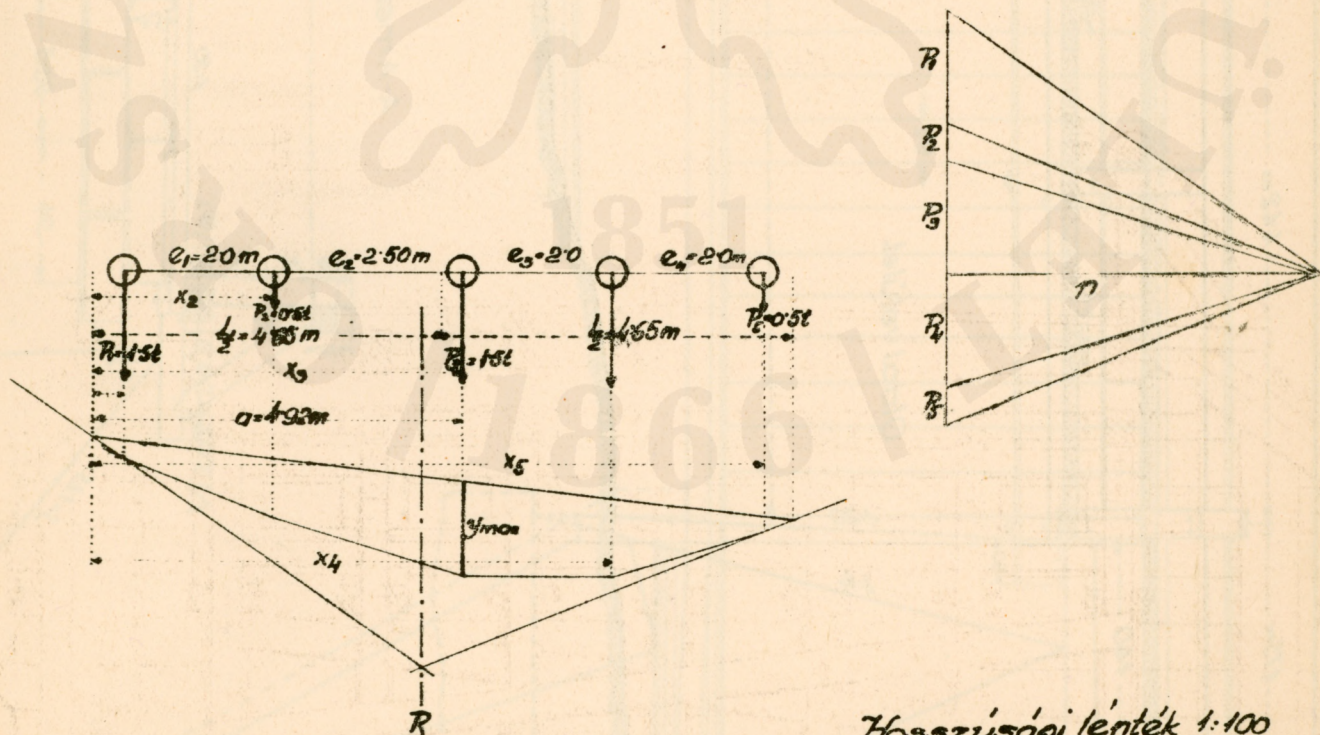
Az önsúlyból eredő nyomaték.

Ha a tartógerendákat 1-1 méterre helyezzük el egymástól, akkor

$$M_{\text{önsúly}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{282 \cdot 9,30^2}{8} = 3048,77 \text{ kgm} = 304877 \text{ kgcm.}$$

A mozgóterhelésből eredő nyomaték.

Grafikusan:

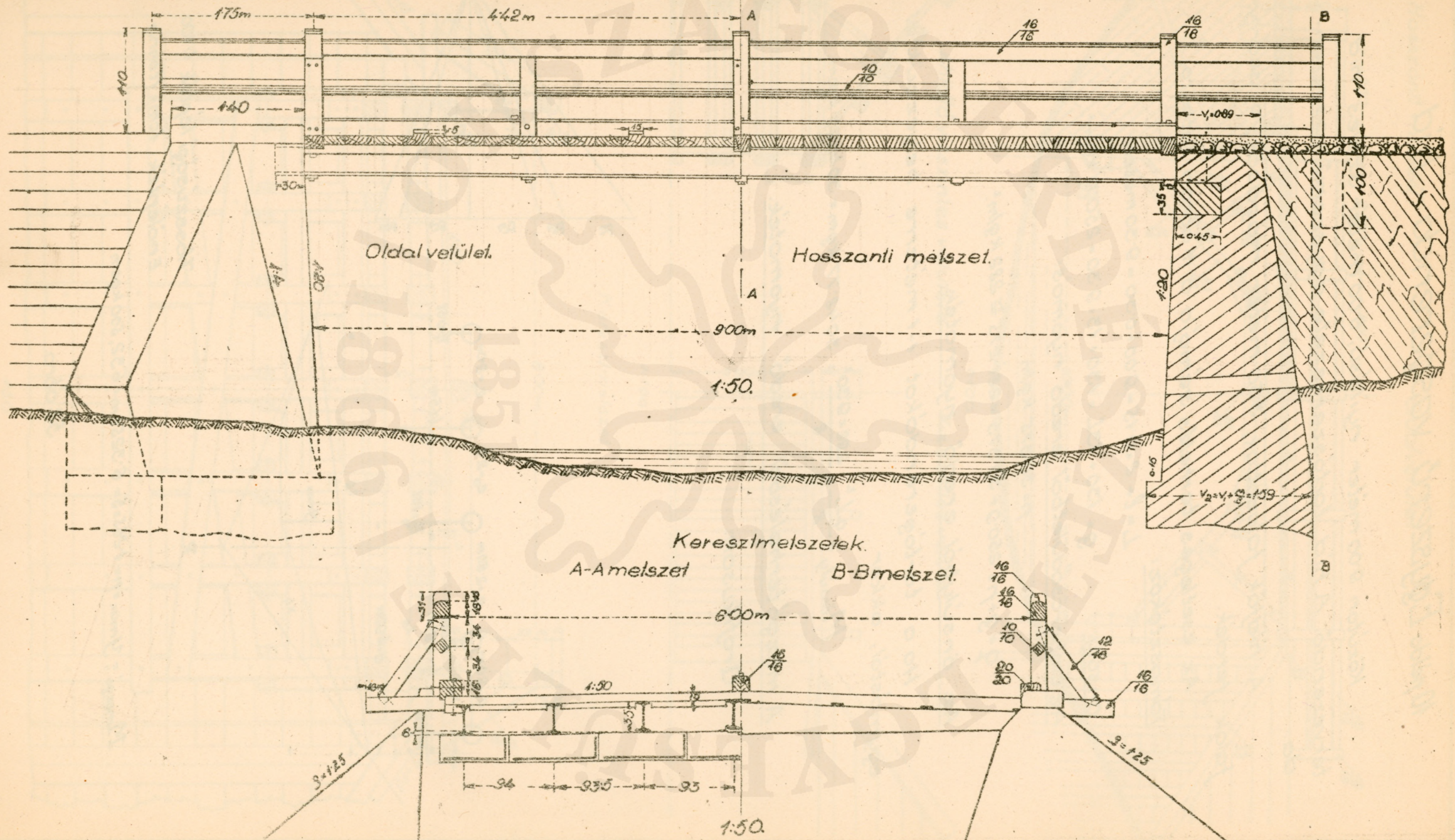


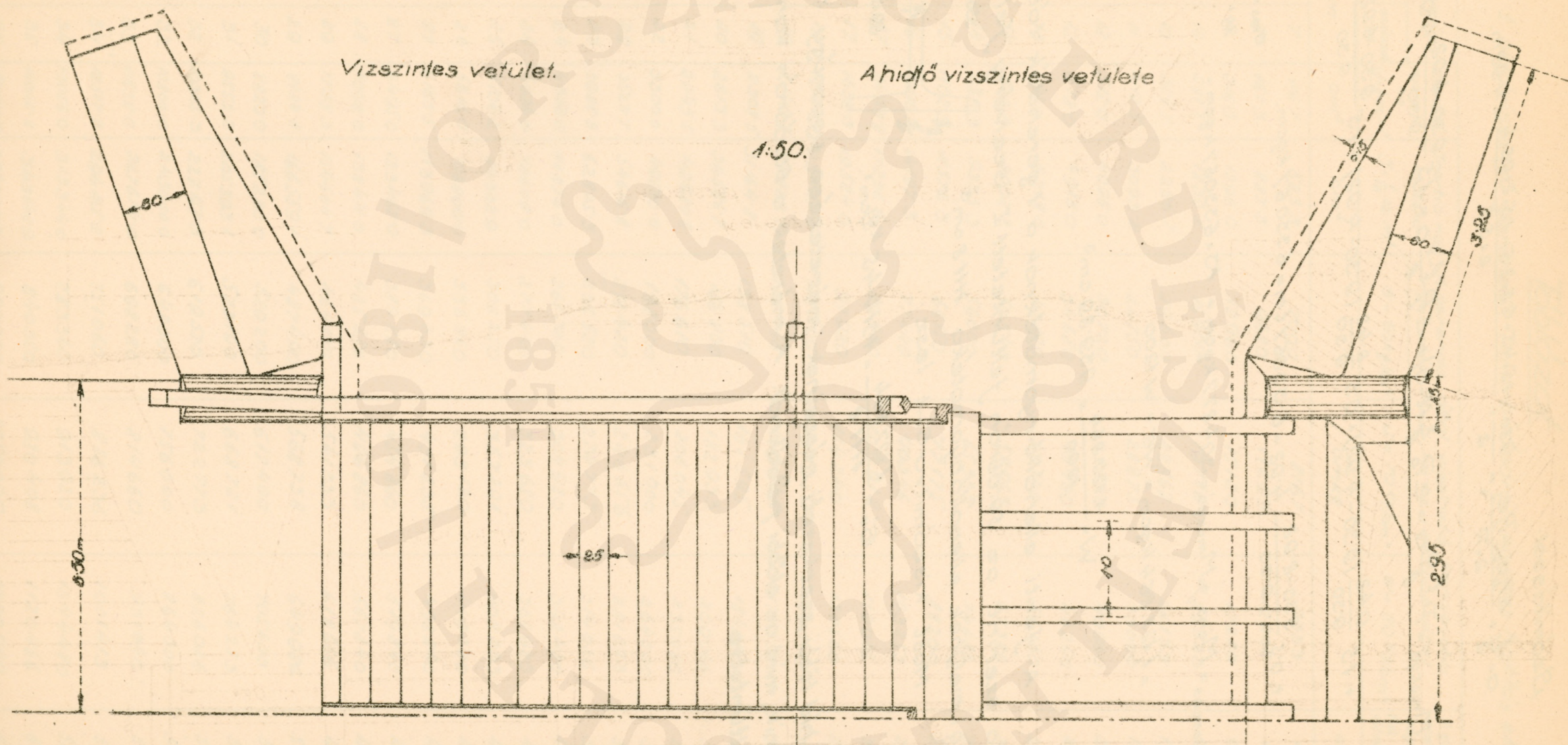
Hosszúsági lépték 1:100
Erőlépték: 1cm = 1tonna

$$M_{\text{mozgó}} = y_{\text{max}} \cdot p = 1,265 \cdot 5 = 6,325 \text{ tm} = 632,500 \text{ kgcm}$$

58. ábra.

EGYSZERŰ VASGERENDA HÍD.





60. ábra

Számítással:

$$a = \frac{L}{2} + \frac{\varepsilon P_{e0} - P_{e1}}{2 \cdot R} = \frac{9.30}{2} + \frac{1.5 \cdot 4.5 + 0.5 \cdot 2.5 - 1.5 \cdot 2 + 0.5 \cdot 4}{2 \cdot 5.5} = 4.92 \text{ m.}$$

$$M_{\text{mozgó}} = P \frac{l-a}{l} a = \varepsilon P_0 \frac{x}{l} (l-a) + \varepsilon P_1 \frac{l-x}{l} a = 1.5 \frac{9.30-4.92}{9.30} 4.92 +$$

$$+ 1.5 \frac{0.42}{9.30} (9.30-4.92) + 0.5 \frac{2.42}{9.30} (9.30-4.92) + 1.5 \frac{9.30-6.92}{9.30} 4.92 +$$

$$+ 0.5 \frac{9.30-8.92}{9.30} 4.92 = 6.33067 \text{ tm} = 633067 \text{ kgcm.}$$

$$\sigma_{\text{vas}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1.3$$

$$M_{\text{összes}} = M_{\text{öns.}} + \mu M_{\text{mozgó}} = 304877 \text{ kgcm} + 1.3 \cdot 633067 \text{ kgcm} =$$

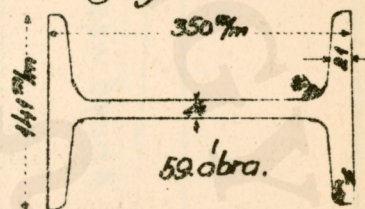
$$= 1,127.864 \text{ kgcm} = W_6 = W 1200$$

$$W = \frac{1,127.864}{1200} = 939.89 \text{ cm}^3$$

A fenti ellenálló nyomatéknak a I gerendák táblázata szerint az 59. ábrán feltüntetett I szelvény felel meg, melynek ellenálló nyomatéka 1111.8 cm^3 .

Most kiszámítva σ_v -t lesz:

$$\sigma_v = \frac{1,127.864}{1111.8} = 1014.45 \text{ kg/cm}^2.$$



A híd többi szerkezeti részeinek méretezése ugyanúgy történik, mint az előbbi példánál. A méretek a 60. ábrán vannak feltüntetve.

1851

1866

Táblázat

1: $\sqrt{2}$: 1 oldalviszonyú gerendák teherbírásiáról - egyenes hajlítás esetén!

A gerenda		Ellendülő nyomató- ka	Inertia nyo- matéka	A gerenda által viselhető legnagyobb nyomatók M_{max} , ha az igénybevétel			A gerenda hoz. szük- séges gőng- fá felső ölmérője
magassá- ga	szélessé- ge	$W = \frac{1}{6} sz. m^3$	$J = \frac{1}{12} sz. m^3$	$\sigma = 60 kg/cm^2$	$\sigma = 70 kg/cm^2$	$\sigma = 80 kg/cm^2$	
cm		cm ³	cm ⁴	cmkg			cm
10	7	116.7	583.3	7000	8167	9333	12.2
11	8	161.3	887.3	9680	11293	12906	13.6
12	9	216.0	1296.0	12960	15120	17280	15.0
13	10	281.7	1830.8	16900	19716	22533	16.4
14	10	326.7	2286.7	19600	22867	26133	17.2
15	11	412.5	3093.8	24750	28875	33000	18.6
16	12	512.0	4096.0	30720	35840	40960	20.0
17	12	578.0	4913.0	34680	40460	46240	20.8
18	13	702.0	6318.0	42120	49140	56160	22.2
19	14	842.3	8002.2	50540	58963	67386	23.6
20	14	933.3	9333.3	56000	65333	74666	24.4
21	15	1102.5	11576.3	66150	77175	88200	25.8
22	16	1290.7	14197.3	77440	90346	103253	27.2
23	17	1498.8	17236.6	89930	104918	119906	28.6
24	17	1632.0	19584.0	97920	114240	130560	29.4
25	18	1875.0	23437.5	112500	131250	150000	30.8
26	19	2140.7	27828.7	128440	148846	171253	32.2
27	19	2308.5	31164.8	138510	161595	184680	33.0
28	20	2613.3	36586.7	156800	182933	209066	34.4
29	21	2943.5	42680.8	176610	206045	235480	35.8
30	22	3300.0	49500.0	198000	231000	264000	37.2
31	22	3523.7	54616.8	211420	246656	281893	38.0
32	23	3925.3	62805.3	235520	274773	314026	39.4
33	24	4356.0	71874.0	261360	304920	348480	40.8
34	24	4624.0	78608.0	277440	323680	369920	41.6
35	25	5104.2	89322.9	306250	357291	408333	43.0
36	26	5616.0	108800.0	336960	393120	449280	44.4
37	27	6160.5	113969.3	369630	431235	492840	45.8
38	27	6495.0	123462.0	389880	454860	519840	46.6
39	28	7098.0	138411.0	425880	496860	567840	48.0
40	29	7733.3	154666.7	464000	541333	618666	49.4
41	29	8124.8	166559.1	487490	568738	649986	50.2
42	30	8820.0	185220.0	529200	617400	705600	51.6
43	31	9553.2	205393.1	573190	668721	764253	53.1
44	32	10325.3	227157.3	619520	722773	826026	54.4
45	32	10800.0	243000.0	648000	756000	864000	55.2
46	33	11638.0	267674.0	698280	814660	931040	56.6
47	34	12517.7	294165.2	751060	876236	1001413	58.0
48	34	13056.0	313344.0	783360	913920	1044480	58.8
49	35	14005.8	343142.9	840350	980408	1120466	60.2
50	36	15000.0	375000.0	900000	1050000	1200000	61.6

15. táblázat: A szőlőtelek területi felosztása és a szőlőtermelési adatok

Telek szám	Terület (ha)	1913			1914			1915		
		Terület	Termelés	Átlag	Terület	Termelés	Átlag	Terület	Termelés	Átlag
1	0,1	0,10	1000	10000	0,10	1000	10000	0,10	1000	10000
2	0,2	0,20	2000	20000	0,20	2000	20000	0,20	2000	20000
3	0,3	0,30	3000	30000	0,30	3000	30000	0,30	3000	30000
4	0,4	0,40	4000	40000	0,40	4000	40000	0,40	4000	40000
5	0,5	0,50	5000	50000	0,50	5000	50000	0,50	5000	50000
6	0,6	0,60	6000	60000	0,60	6000	60000	0,60	6000	60000
7	0,7	0,70	7000	70000	0,70	7000	70000	0,70	7000	70000
8	0,8	0,80	8000	80000	0,80	8000	80000	0,80	8000	80000
9	0,9	0,90	9000	90000	0,90	9000	90000	0,90	9000	90000
10	1,0	1,00	10000	100000	1,00	10000	100000	1,00	10000	100000
11	1,1	1,10	11000	110000	1,10	11000	110000	1,10	11000	110000
12	1,2	1,20	12000	120000	1,20	12000	120000	1,20	12000	120000
13	1,3	1,30	13000	130000	1,30	13000	130000	1,30	13000	130000
14	1,4	1,40	14000	140000	1,40	14000	140000	1,40	14000	140000
15	1,5	1,50	15000	150000	1,50	15000	150000	1,50	15000	150000
16	1,6	1,60	16000	160000	1,60	16000	160000	1,60	16000	160000
17	1,7	1,70	17000	170000	1,70	17000	170000	1,70	17000	170000
18	1,8	1,80	18000	180000	1,80	18000	180000	1,80	18000	180000
19	1,9	1,90	19000	190000	1,90	19000	190000	1,90	19000	190000
20	2,0	2,00	20000	200000	2,00	20000	200000	2,00	20000	200000
21	2,1	2,10	21000	210000	2,10	21000	210000	2,10	21000	210000
22	2,2	2,20	22000	220000	2,20	22000	220000	2,20	22000	220000
23	2,3	2,30	23000	230000	2,30	23000	230000	2,30	23000	230000
24	2,4	2,40	24000	240000	2,40	24000	240000	2,40	24000	240000
25	2,5	2,50	25000	250000	2,50	25000	250000	2,50	25000	250000
26	2,6	2,60	26000	260000	2,60	26000	260000	2,60	26000	260000
27	2,7	2,70	27000	270000	2,70	27000	270000	2,70	27000	270000
28	2,8	2,80	28000	280000	2,80	28000	280000	2,80	28000	280000
29	2,9	2,90	29000	290000	2,90	29000	290000	2,90	29000	290000
30	3,0	3,00	30000	300000	3,00	30000	300000	3,00	30000	300000
31	3,1	3,10	31000	310000	3,10	31000	310000	3,10	31000	310000
32	3,2	3,20	32000	320000	3,20	32000	320000	3,20	32000	320000
33	3,3	3,30	33000	330000	3,30	33000	330000	3,30	33000	330000
34	3,4	3,40	34000	340000	3,40	34000	340000	3,40	34000	340000
35	3,5	3,50	35000	350000	3,50	35000	350000	3,50	35000	350000
36	3,6	3,60	36000	360000	3,60	36000	360000	3,60	36000	360000
37	3,7	3,70	37000	370000	3,70	37000	370000	3,70	37000	370000
38	3,8	3,80	38000	380000	3,80	38000	380000	3,80	38000	380000
39	3,9	3,90	39000	390000	3,90	39000	390000	3,90	39000	390000
40	4,0	4,00	40000	400000	4,00	40000	400000	4,00	40000	400000
41	4,1	4,10	41000	410000	4,10	41000	410000	4,10	41000	410000
42	4,2	4,20	42000	420000	4,20	42000	420000	4,20	42000	420000
43	4,3	4,30	43000	430000	4,30	43000	430000	4,30	43000	430000
44	4,4	4,40	44000	440000	4,40	44000	440000	4,40	44000	440000
45	4,5	4,50	45000	450000	4,50	45000	450000	4,50	45000	450000
46	4,6	4,60	46000	460000	4,60	46000	460000	4,60	46000	460000
47	4,7	4,70	47000	470000	4,70	47000	470000	4,70	47000	470000
48	4,8	4,80	48000	480000	4,80	48000	480000	4,80	48000	480000
49	4,9	4,90	49000	490000	4,90	49000	490000	4,90	49000	490000
50	5,0	5,00	50000	500000	5,00	50000	500000	5,00	50000	500000

