

Az ágyaztatásvetési vasúti hidak terhelése

Összehasonlító tanulmány
a hazai és európai hídszabványok előírásai tükrében

dr. Köllő Gábor¹, Orbán Zsolt²
egyetemi tanár¹, V. éves egyetemi hallgató²
Kolozsvári Műszaki Egyetem

Bevezető

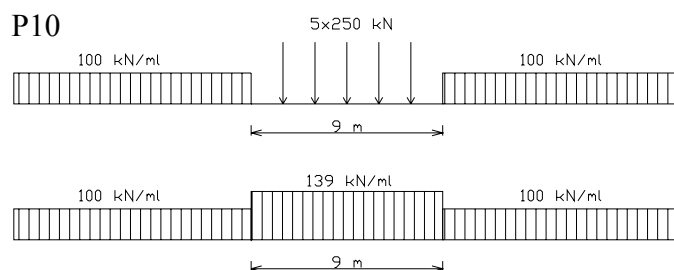
Az utóbbi évtizedben az Európai Unió Államokban elkezdődött egy egységes szabványrendszer kidolgozása az építéstudomány számára. Ezek a szabványok az EUROCODE elnevezést kapták. Az itt bemutatott tanulmányban röviden vázoljuk egymással összehasonlítva az EUROCODE 1 és a hazai szabványok STAS 3220-65, STAS 1911-98 vasúti hídszerkezetek terhelésére vonatkozó előírásait, részletesebben tárgyalva az ágyaztatásvetési vasúti hídszerkezetek függőleges vonatteher által okozott terheléseket.

A román vasútvonalakra nem jellemzőek az ágyaztatásvetési szerkezetek még kis fesztávú hidak esetén sem. Inkább a klasszikus acéltartókat alkalmazták. Az is tudvalevő, hogy a dombvidéken és főleg hegyvidéki vasútvonalak esetében a hídszerkezetek száma jelentős. A fővonalak felújításakor, amikor jelentősebb sebességnövekedést szeret-

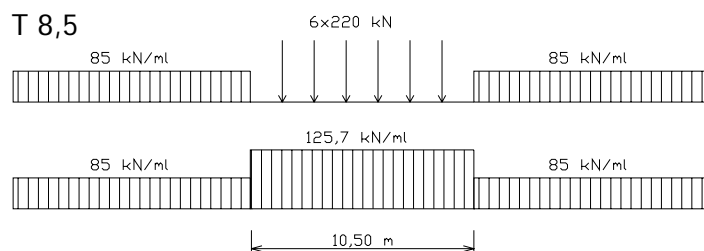
nénk elérni (ez a lépés a román vasutak minden fővonalára szükségszerű ha nem akarunk még jobban vagy teljesen lemaradni az európai tendenciáktól) a kis és középvesztávú hidakat ágyaztatásvetési szerkezetekként kell megépíteni (lásd a német a francia és a többi nyugat-európai előírásokat a nagyobb sebességű vasúti pályákra). Az ágyaztatásvetési szerkezetek előnyei ismertek. (lásd Műszaki Szemle I. Évfolyam, 3-4 szám 1998, 12-21 oldal) Most csak a dinamikus hatás, valamint a kifáradás okozta igénybevételek csökkentésével foglalkoztunk.

A függőleges vonatteherterhelések ismertetése

A romániai fővonalak hídjait jelenleg két tehervonat, a P10 és a T8,5 jelzésű, egy-egy mozdonyból és ezt közrefogó kocsisorokból álló teherrendszerre kell méretezni. Az 1-es és 2-es ábrák ezt a két teherrendszert mutatják be.



1. ábra



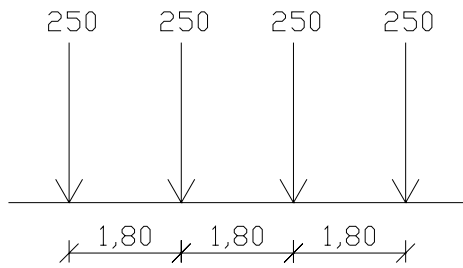
2. ábra

A megerősíthető hídszerkezeteket a T8,5 vonatteherre (ide főleg az acélszerkezetek tartoznak). Míg a meg nem erősíthető hídszerkezeteket (ide tartoznak a vasbeton és feszített beton, az öszvér-, valamint a hídszerkezetek alépítményei) a P10 vonatteherre kell méretezni.

A P10 vonatteher mozdonyát 139 kN/m egyenletesen eloszló teherként lehet alkalmazni, a T8,5 vonatteher mozdonyát 125,7 kN/m-ként egyenlete.

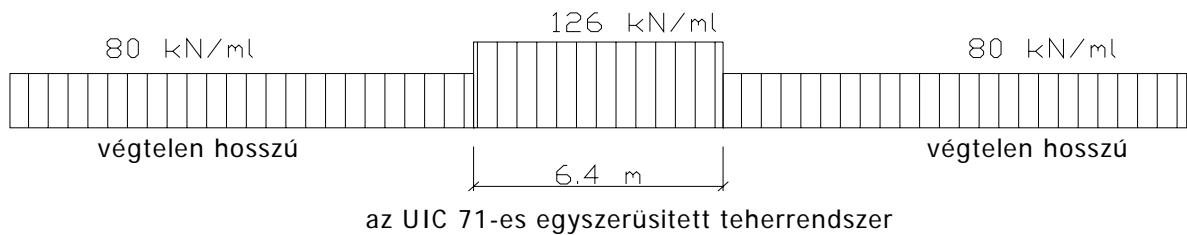
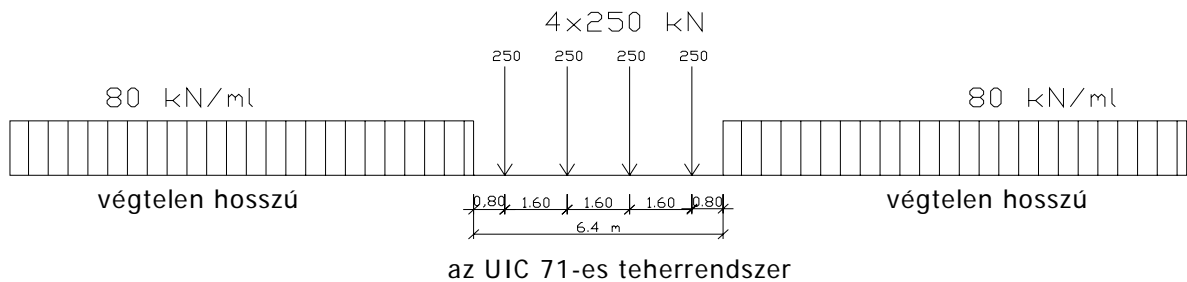
A 3,50 m fesztávolságú hídszerkezeteket egy koncentrált $P=300$ kN erőre kell méretezni.

A T8,5-ös teherrendszernek van egy alternatív rendszere a ($L < 8$ m) 8 m-nél kisebb nyílású hidak esetére.

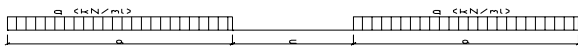


Az európai szabványok által javasolt teherrendszerek az ENV 1991- 3/1993 szerint az UIC71 és az UIC-SW, amelyeket a 4 és 5-ös ábra mutatja be.

3. ábra



4. ábra



Terhelési osztály	q(kN/m)	a(m)	c(m)
SW/0	133	15,00	5,30
SW/2	150	25,00	7,00

5. ábra

Az SW/0 terhelést a folytonos tartók (5-35 m-ig) méretezésénél alkalmazhatjuk. Ez a teherrendszer

nagyobb alakváltozásokat és feszültségeket hoz létre mint az UIC 71-es terhelés.

Az SW/0 magába foglalja a nehéz teherkocsikat is 200 kN/tengely terheléssel.

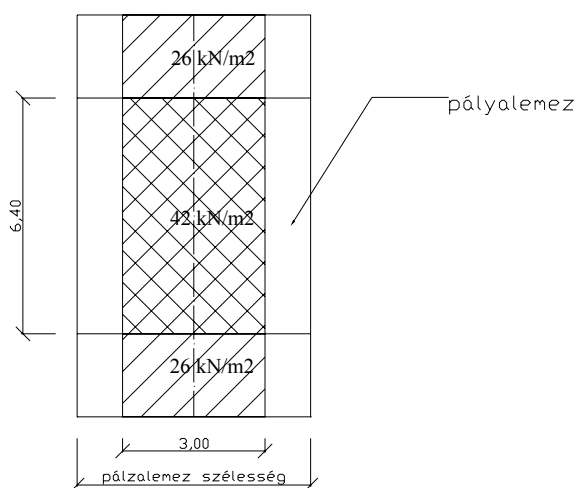
Az SW/2 terhelés alkalmazását a vasúttársaságok írhatják elő és magába foglalja a 225 kN/tengely terhelésű kocsikat.

Az SW/0, SW/2 terhelést nem választhatjuk szét akkor amikor az igénybevételek meghatározását végezzük el. A hídfők és hídpillérek méretezésénél az UIC71 és az UIC-SW terheléseket használhatjuk.

A dupla vágányú hídszerkezetek tervezésénél az UIC71-es terhelést használjuk mind a két vonalon.

Az SW terhelés csak az egyik vonalra helyezhető.

Az UIC71-es terhelési rendszer esetében, A pályalemezre jutó terhelést a következő módon lehet meghatározni.



6. ábra

Az eddig bemutatottakból látható, hogy a román szabványok terhelési rendszerei főleg a P10-es összehasonlíthatók az EUROCODE1 által javasolt vonatterhekkel sőt a mozdony által létrehozott egyenletesen eloszló terhelés (139 kN/m) nagyobb, mint az UIC 71 mozdony által okozott egyenletesen megoszló teher (126 kN/m) és a T8,5-ös tehervonat (125,7 kN/m) megoszló terhelése is majdnem egyenlő az UIC 71-es megoszló terheléshez, de ez sokkal nagyobb hosszon hat. A P10-es 9m, a T8,5 pedig 10,5m hosszon. A kocsisor terhelése is nagyobb a román szabványok szerint mint az UIC 71-es kocsisor terhelése. A hazai szabványok által előírt terheléseknél csak az SW nehézterhelések nagyobbak. A vasúti járművek okozta terheléseket egy dinamikus tényezővel szorozzák, így kapjuk a méretezési terhelést.

$$P_m = \Phi \cdot P \quad \Phi = \text{dinamikus tényező}$$

Az EUROCODE 1 differenciálva veszi számításba a dinamikus tényezőt

$\Phi_2 =$ dinamikus tényező egy megfelelően jól karbantartott pálya esetében;

$\Phi_3 =$ dinamikus tényező egy normál módon karbantartott pálya esetén

$$\Phi_1 = 1,67 \quad \text{ha } 0 \leq L_\Phi \leq 3,61\text{m}$$

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{ha } 3,61 \leq L_\Phi \leq 65\text{m}$$

$$\Phi_2 = 1,0 \quad \text{ha } L_\Phi \geq 65\text{m}$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73$$

Azokon a hídszerkezeteken, ahol a töltés nagysága (magassága) nagyobb mint 1m, a dinamikus tényező csökkenthető.

Az üzemben lévő vonatok számára a kifáradási ellenőrző számításoknál a dinamikus tényező

$$1 + \Phi = 1 + \Phi' + 0,5\Phi''$$

ahol Φ' = hídeffektus

$$\Phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad \text{ahol } K = \frac{V}{2 \times n_0 \times L_\Phi}$$

$\Phi'' =$ pályaeffektus

$$\Phi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{n_0 \cdot L_\Phi}{80} - 1\right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} \right]$$

ahol V – sebesség (m/s)

n_0 – a híd saját frekvenciája (Hz)

L_Φ – hatáshossz, kéttámaszú tartóknál a fesztáv (m)

$$\alpha - \text{sebességtényező} \begin{cases} \alpha = \frac{V}{22} & \text{ha } V < 22 \text{ m/s} \\ \alpha = 1 & \text{ha } V > 22 \text{ m/s} \end{cases}$$

$$\text{az } n_0 \text{ maximális értéke } n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748}$$

$$\text{az } n_0 \text{ minimális értéke} \begin{cases} n_0 = \frac{80}{L} & \text{ha } 4\text{m} < L < 20\text{m} \\ n_0 = 25,8 \cdot L^{-0,592} & \text{ha } 20\text{m} < L < 100\text{m} \end{cases}$$

$$\text{Egy kéttámaszú tartó esetén } n_0 = \frac{5,6}{\sqrt{\delta_0}}$$

δ_0 (cm) n_0 (Hz)

δ_0 – az állandó terhelés okozta lehajlás

A hazai szabványok (STAS 1989) a dinamikus tényezőt csupán a hídnilyás függvényében adják meg:

– Amikor a vasúti felépítményt közvetlenül erősítjük a híd felépítményéhez.

$$\Psi_1 = 1,10 + \frac{17}{35 + L} \geq 1,20$$

– Ágyazatátvezetéses hídszerkezet esetén

$$\Psi_2 = 1,05 + \frac{15}{40 + L} \geq 1,15$$

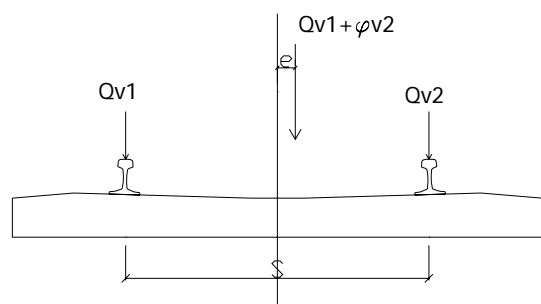
Az ágyazatátvezetéses szerkezeteknél figyelembe veszik azt a tényt, hogy hézag nélküli vágányról van szó vagy nem.

A hazai szabványaink nem veszik számításba úgy mint az EUROCODE 1, hogy a kifáradási ellenőrző számításoknál figyelembe kéne venni a hídon átmenő vonatok sebességét, valamint a híd saját frekvenciáját.

L_{Φ} (m)	Φ_2	Φ_3	Ψ_1	Ψ_2	L_{Φ} (m)	Φ_2	Φ_3	Ψ_1	Ψ_2
3.61	1.67	2.00	1.54	1.62	18	1.18	1.26	1.42	1.48
4	1.62	1.93	1.54	1.62	19	1.17	1.25	1.41	1.47
5	1.53	1.79	1.53	1.61	20	1.16	1.24	1.41	1.47
6	1.46	1.69	1.51	1.59	22	1.14	1.21	1.40	1.45
7	1.41	1.61	1.50	1.58	24	1.13	1.19	1.39	1.44
8	1.37	1.55	1.50	1.57	26	1.11	1.17	1.38	1.43
9	1.33	1.50	1.49	1.56	28	1.10	1.15	1.37	1.42
10	1.31	1.46	1.48	1.55	30	1.09	1.14	1.36	1.41
11	1.28	1.42	1.47	1.54	35	1.07	1.11	1.34	1.38
12	1.26	1.39	1.46	1.53	40	1.06	1.08	1.33	1.36
13	1.24	1.36	1.45	1.52	45	1.04	1.06	1.31	1.34
14	1.23	1.34	1.45	1.51	50	1.03	1.04	1.30	1.33
15	1.21	1.32	1.44	1.50	55	1.02	1.03	1.29	1.31
16	1.20	1.30	1.43	1.50	60	1.01	1.02	1.28	1.30
17	1.19	1.28	1.43	1.49	65	1.00	1.00	1.27	1.29

A táblázatból látható, hogy a román szabványok által javasolt dinamikus tényező majdnem mindig nagyobb mint az Eurocode által javasolt szám, kivételt képeznek a nagyon kicsi nyílású hidak.

Az újdonság, amit az EUROCODE 1 hoz a terhelő erők keresztmetszeti elrendeződésében van. Ezt a 1911/98 román szabvány is egy az egyben átveszi (7. ábra).



7. ábra

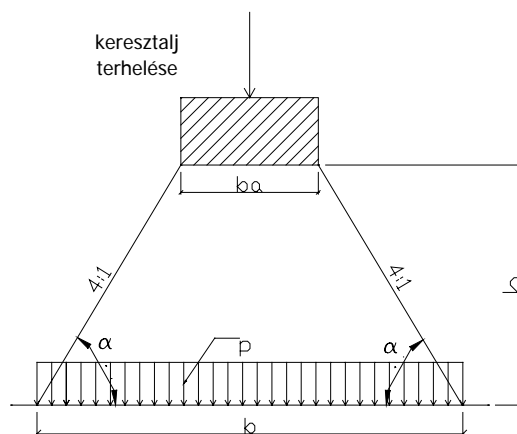
Q_{v1}, Q_{v2} – kerékterhelés
 $Q_{v1} + Q_{v2}$ – tengelyterhelés
 $\frac{Q_{v1}}{Q_{v2}} \leq 1.25$; $e \leq \frac{S}{18}$

Az itt bemutatott ábrán az újdonság azt jelenti, hogy a hídszerkezet terhelése mindig aszimmetri-

kus, így közelebb kerül az elméleti terhelés a valós terheléshez, mert a sínfej belső oldala és a nyomkarika között létezik egy játék (1435-1410), ami lehetővé teszi a sínek egyenlőtlen terhelését, továbbá figyelembe veszi, hogy a kocsi rakománya nem mindig tökéletesen szimmetrikus.

A terhelés eloszlása az ágyazaton keresztül

A függőleges terhelés eloszlását a keresztaljól a hídfelépítményig az ágyazaton keresztül a 8. ábrán szemléltethetjük (a híd hossz tengelyével párhuzamosan). Az EUROCODE 1 szerint, amit az 1998 román szabvány (1911/98) is átvett a terhelés $tg \alpha = 4:1$ síkok mentén kerül a hídlemezre.

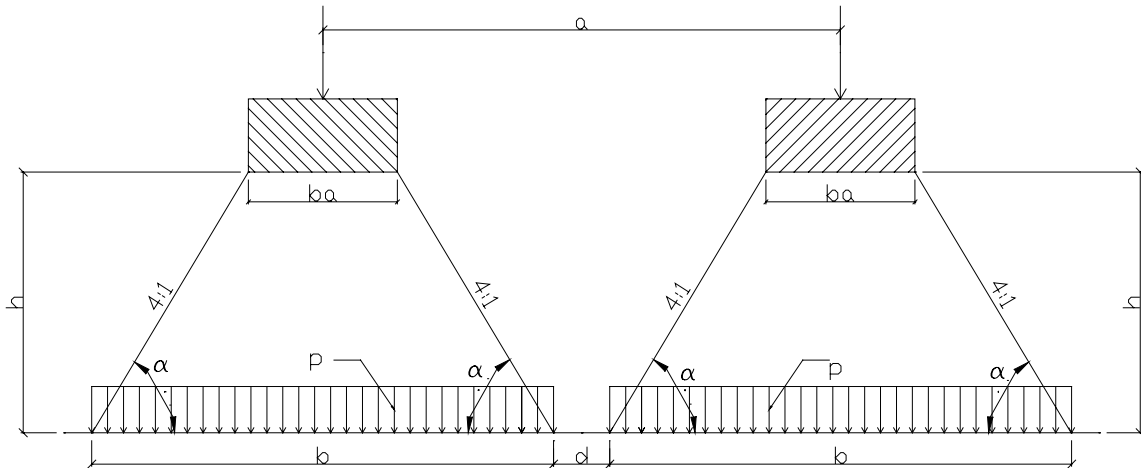


8. ábra

$$b = b_a + 2 \times \frac{h}{2} = b_a + \frac{h}{2} = 27.8 + 15 = 42.8 \text{ cm}$$

h – az aljalati ágyazatvastagság
 b_a – keresztalj szélessége

A 9. ábra a terhelés hosszanti elrendezését mutatja be.



9. ábra

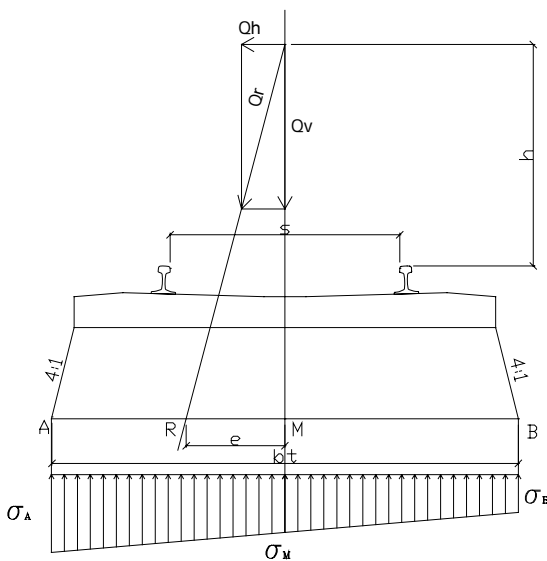
- | | |
|---|-------------------------------|
| I. | II. |
| $a = 60 \text{ cm}$ | $a = 55 \text{ cm}$ |
| $b = 42,8 \text{ cm}$ | $b = 42,8 \text{ cm}$ |
| $d = a - b = 60 - 42,8 = 17,2 \text{ cm}$ | $d = a - b = 12,2 \text{ cm}$ |

$$b_t = l_a + \frac{h}{2}$$

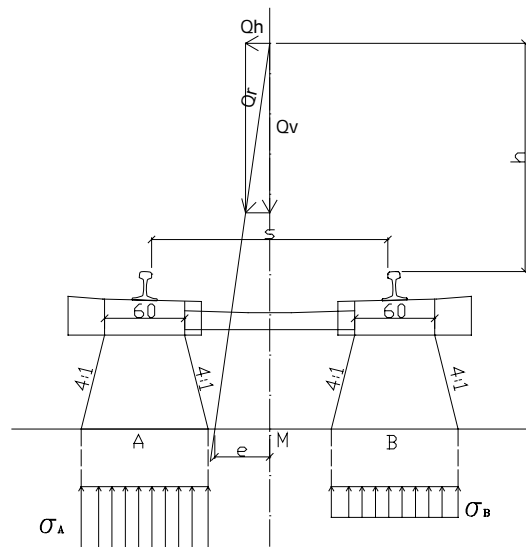
például: $b_t = 260 + \frac{30}{2} = 275 \text{ cm}$

A terhelés keresztmetszeti eloszlását a 10. ábra szemlélteti

A kétblokkos betonalj esetén a keresztmetszeti eloszlást a 11. ábra szemlélteti

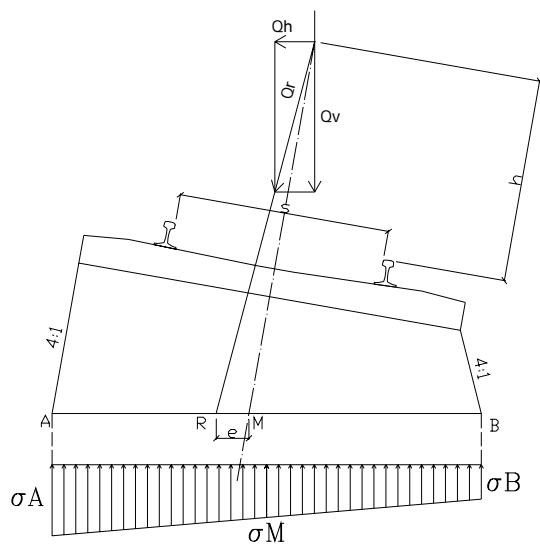


10. ábra

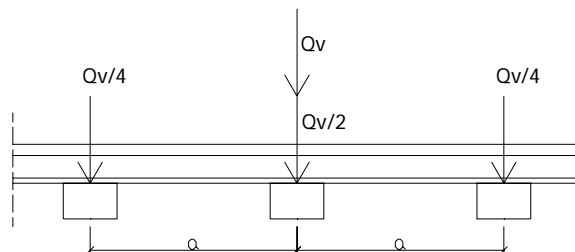


11. ábra

Az ívekben létrejövő keresztmetszeti eloszlást a 12. ábrán mutatjuk be.



12. ábra

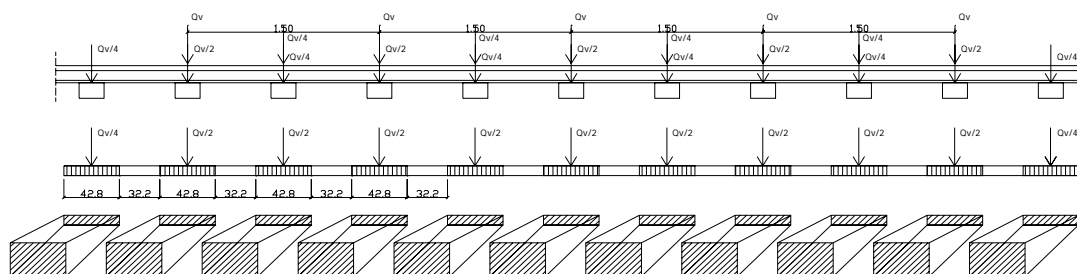


13. ábra

A P10-es mozdony a 14. ábrán látható terhelést okozza (maximális terhelés).

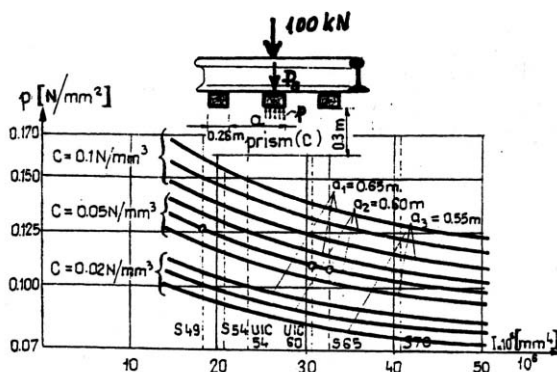
A pályalemezre jutó terhelések függenek attól, hogy a sín kerékterhelése hány keresztaljra oszlik el.

Az EUROCODE 1 a következő eloszlást javasolja:



14. ábra

Befejezésül szeretnénk az aljak alsó lapján fel lépő talpnyomás (p) változását, az inercianyomatéka (I) és az aljtávolság függvényében (a) (Eisenmann diagramja) bemutatni (C ágyazási tényező).



15. ábra

A talpnyomás elméleti képlete:

$$p_{\max} = \frac{G}{2 \cdot b_0 \cdot L} \text{ ahol } G - \text{kerékterhelés}$$

$$b_0 = \frac{b}{a} \cdot \alpha \cdot \frac{l_a}{2} \quad \alpha - 0,86 \text{ feszített beton-}$$

jak esetében

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot (E_s \cdot I_s \cdot a + 0,5 \cdot \alpha \cdot l_a \cdot E_a \cdot I_a)}{0,5 \cdot \alpha \cdot C \cdot l_a \cdot b}}$$

l_a – alj hossza

b – alj szélessége

E – rugalmassági tényező (sín s , alj a)

I – inercianyomaték (sín s , alj a)

A keresztalj $0,5 \cdot \alpha \cdot l_a$ hosszán a talpnyomás p

$$p \cdot \alpha \cdot 0,5 \cdot l_a \cdot b = a \cdot b_0 \cdot p_{\max} \Rightarrow p = \frac{a \cdot b_0 \cdot p_{\max}}{0,5 \cdot \alpha \cdot l_a \cdot b}$$

behelyettesítve b_0 -ot következik $p = p_{\max}$

$$\text{Tehát az alj talpnyomását a } p_{\max} = \frac{G}{2 \cdot b_0 \cdot L}$$

összefüggéssel határozhatjuk meg.

Befejezésül meg kell említeni, hogy az 1911 szabvány 1998-ban bekövetkezett módosítása indokolt, mert igaz, hogy a hídszerkezetek terhelése az igénybevételek szempontjából előnyösebb (nagyobb igénybevételekkel számolunk). Az 1998-előtti szabványok esetében a terhelés nagyobb területen került a hídlemezre mivel $t\alpha=1:1$. Jó volna egyes hídszerkezetek vizsgálásánál nálunk is használni egy speciális nagyterhelésű tehervonatot, hasonlókat mint a SW terhelések.

A hazai szabvány által használt terhelési rendszerek P10 és T8,5 megtartása egyelőre indokolt.