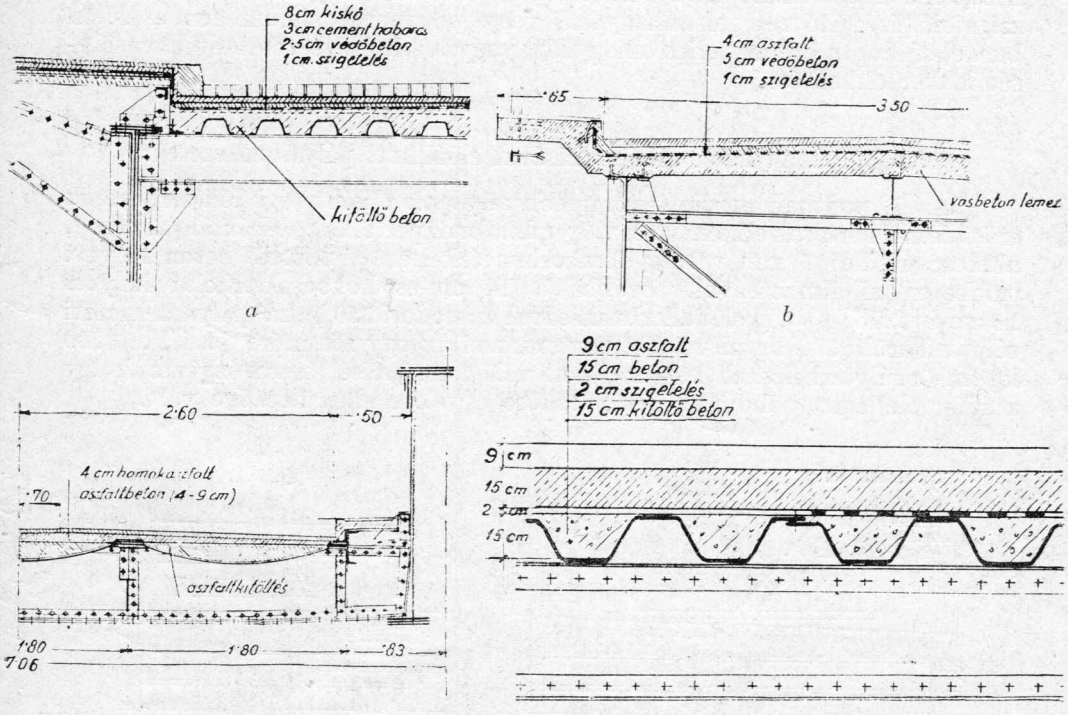
Dr. Széchy Károly:

Közúti vashidak újszerű könnyű pályaszerkezetei.

I. A könnyű pályaszerkezetek fejlődése és fajai.

A hidak fesztávolságának növelését elsősorban az önsúly hatalmas arányú növekedése gátolja. Közúti hidaknál ennek az önsúlynak nagy százalékát (50—70%) a pályaszerkezet teszi ki és így természetes, hogy a technikai fejlődés ezen holt súly csökkentését megkívánja. Az *A.* táblázat (v. ö. 13. old.) mutatja, hogy a gyakorlatban eddig általánosan elterjedt pályaszerkezetek súlya (50—80 m fesztávolságú vashidakon) hogy viszonylik egymáshoz és a különböző fesztávolságú és tartórendszerű közúti hidak önsúlyának milyen részét teszi ki. *(1. ábra.)*



1. ábra. Különféle régi közúti hídpályaszerkezetek *(a.* zorévas, *b.* vasbetonlemez, *c.* teknőlemez, *d.* szádlemez).

Példaképen megemlítjük, hogy a budapesti *Horthy Miklós*-híd teljes terhelése (hasznos súllyal együtt) 40·9 t/fm, amiből a pályaszerkezetre esik 9·7 t, vagyis 24%, az új óbudai *Árpád*-hídnál pedig a teljes terhelés 48 t/fm, amiből már a pályaszerkezetre 16 t/fm esik, vagyis 33%.

A nagy fesztávolságú hidak építésében, különösen Németországban és az Egyesült Államokban mutatkozó fejlődés a pályaszerkezetek könnyítésének és újszerű megoldásainak kérdését is felszínre vetette és az utóbbi évek során máris több új szerkezet alkalmazásához és még több gondolat felvetéséhez vezetett.

Az újszerű pályaszerkezetek tervezésénél nemcsak az önsúly csökkentését tartották szem előtt, hanem a korszerű közúti járműveknek megfelelő teljesen síma és hatásosan víztelenített pályaburkolat és a kívánatos kis szerkezeti magasság követelményeit is igyekeztek egyidejűleg kielégíteni.

A fejlődés általában két főirányban történt:

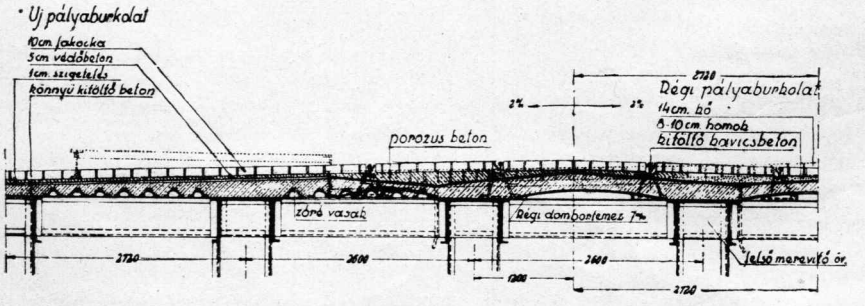
1. A pályaburkolathoz és magához a pályaszerkezethez használt anyagok helyett új, könnyebb anyagok alkalmazása (kő helyett fakocka vagy aszfalt, beton helyett könnyű- és tufabeton, vastartók helyett alumínium tartók stb.).

2. Újszerű szerkezetek (főként síklemez, donga- és teknőlemez, valamint rácsszerkezetek alkalmazása, melyekre lehetőleg közvetlenül kerül a vékony, szilárd és hézagmentes koptatóréteg (beton vagy aszfalt).

Mindkét csoporthoz tartozó megoldások gyakran párosulnak még az eddigi pályaszerkezetkészítési gyakorlatban kialakult egyes pályaszerkezeti részek méreteinek csökkentésével, sőt esetleg teljes elhagyásával, így pl. új hézagmentez és vízzáró pályaburkolatok alkalmazása folytán az eddigi külön szigetelő és védő rétegek elhagyása, vagy pl. vasbetonlemezeken a külön burkolati koptatóréteg teljes elhagyása, vagy a kitöltő betonrétegek vastagságának csökkentése.

1. Könnyű anyagok alkalmazásával előállított pályaszerkezetek.

Az 1. pontban említett könnyebb anyagok főként régi hídszerkezetek erősítésénél kerültek alkalmazásra, így pl. a budapesti *Margit-hídnál (2. ábra)*, ahol az eredeti 7 mm vastag domborlemezek közötti kitöltő beton helyett tufabeton alkalmazásával, továbbá a 14 cm-es kőkockaburkolat helyett 10 cm-es fakocka-burkolat alkalmazásával az eredeti 750 kg/m² pályaszerkezeti súlyt sikerült 500 kg/m²-re csökkenteni, ami az egy főtartóra jutó kb. 3200 kg/fm önsúlyterhelésnek 20—25%-kal való könnyítését eredményezte és így a főtartók legnagyobb részének erősítése egyelőre elkerülhetővé vált.

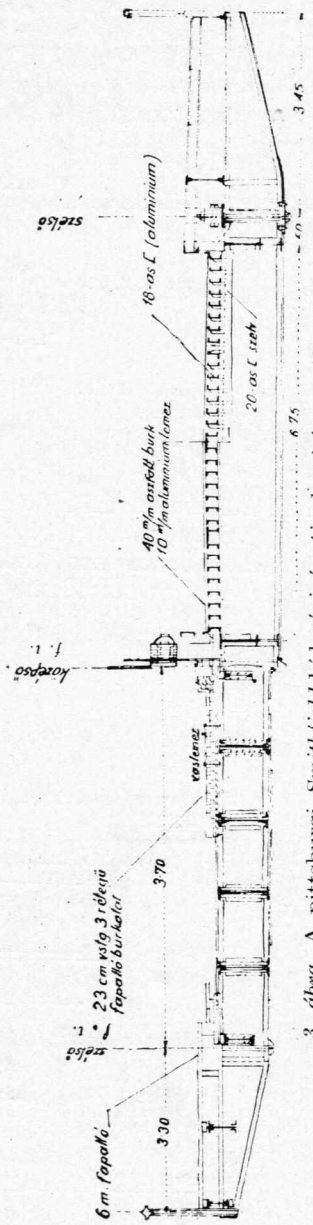


2. ábra. A budapesti Margithíd régi és új pályaszerkezete.

De hansonló célt szolgált pl. az amerikai Pittsburgban 1933-ban átépített Smithfield-street-i híd régi 28 cm vastag fagerendázatból és hegesztett vas hossztartókból álló pályaszerkezetének alumínium pályaszerkezettel való kicserélése *(3. ábra)*, melynek következtében a pályaszerkezet önsúlya 300 kg/m²-ről 150 kg/m²-re csökkent, ami lehetővé tette, hogy a főtartók hasznos terhelését 13 t-ás kocsikról 20 t-ás kocsikra emeljék. Az új pályaszerkezetet tulajdonképen egy 11 mm vastag alumínium síklemez alkotja, melyet alulról 20 cm-kint — tehát igen sűrűn — elhelyezett 20-as alumínium U szelvények, mint hossztartók támasztanak alá és merevítenek is egyúttal.

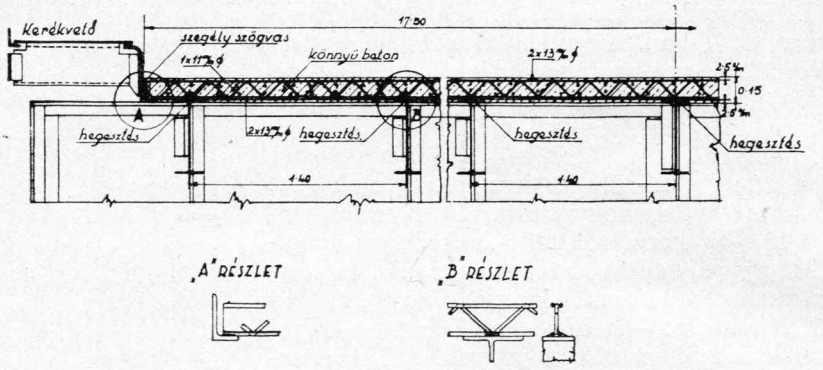
A Smithfield-streeti hídnál már a fentieken kívül a pályaszerkezetet azzal is könnyebbé tették, hogy pályaburkolatként csupán egy 4 cm vastag aszfaltburkolatot alkalmaztak, mely közvetlenül az alumínium síklemezre került.

Hasonló kettős irányú törekvést mutat a San-Franciscói új Oakland-bay híd felső emeleti és könnyű, gyors forgalomra tervezett pályáján alkalmazott 15·25 cm-es könnyűbeton pályaszerkezet *(4. ábra)*. A pályaburkolatot itt maga a 17·50 méter széles kocsipálya alatt 1·40 m-kint elhelyezett hengerelt szelvényű hossztartókon támaszkodó vasbetonlemez alkotta, melynek vasbetéteit egymástól 20—25 cm-re elhelyezett 12·7 mm ∅ gömbvasakból összehegesztett kis vasbetétrácsok alkották, melyeknél a gömbvasakat nemcsak egymáshoz, hanem az alátámasztó hossztartókhoz is hozzáhegesztették. Ezenkívül előírták, hogy a vasbetonhoz felhasználható adalékanyag fajsúlya nem haladhatja meg az 1750 kg/m³-t és 400 kg P. C./m³ cementadagolás mellett a 28 napos próbahengerek törőszilárdsága legalább 210 kg/cm² kell legyen. Ebből a célból különleges szénsavas agyagot égettek ki forgatókemencékben 1050—1100 C° hőmérsékletig, mikor is a szénsavas agyagból fejlődő gáz az egyes darabok belsejét szivacsos szerkezetűvé alakította át, miközben külsejük pedig a magas hőmérsékleten üvegszerűvé vált. Ilyenformán sikerült elérni, hogy a 15·25 cm-es vasbetonlemez teljes önsúlya a nehéz vasalással együtt 300 kg/m² volt ugyanakkor, amikor pl. ugyanezen híd alsó emeleti nehéz forgalomra tervezett pályáján alkalmazott hasonló vastagságú rendes vasbetonlemez súlya 450 kg/m² volt.



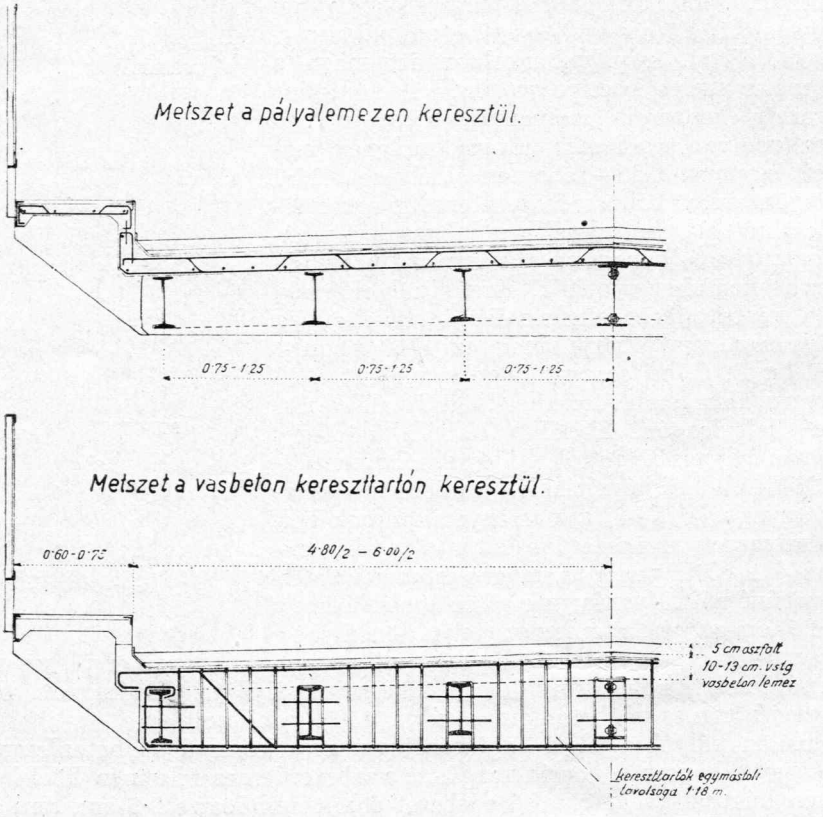
3. ábra. A pittsburgi *Smithfield*-híd régi és új alumínium pályaszerkezete.

Külön pályaburkolati koptatóréteget ez a könnyű vasbetonlemez már nem kapott, hanem a kocsik magán a vasbetonlemez felszínén közlekednek. A beton húsvastagsága a felső vasbetét fölött mindössze 2·5 cm, ami az előzetesen végzett koptatókísérletek alapján elegendőnek bizonyult.



4. ábra. A San Francisco—Oakland-híd új könnyű pályaszerkezete.

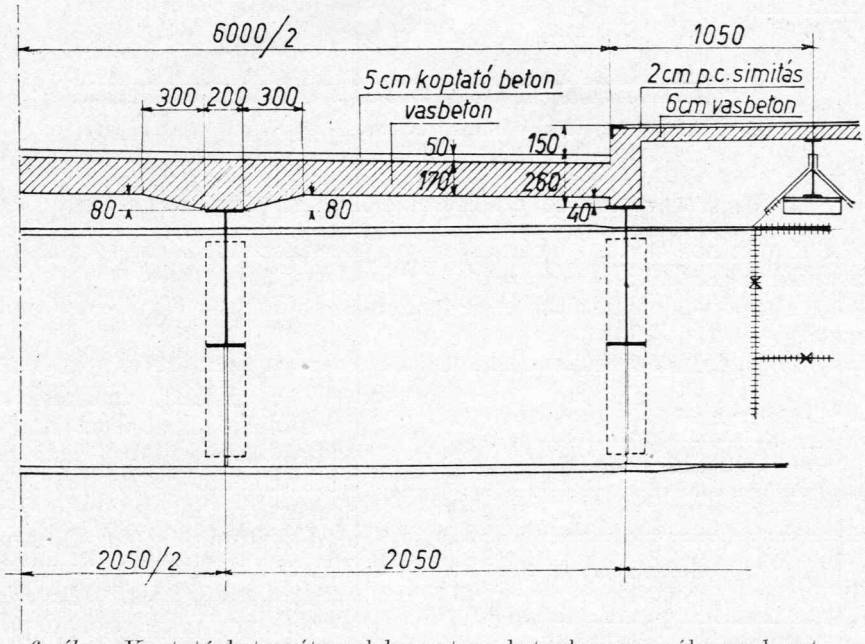
A pályaszerkezetek könnyítésének kérdése hazánkban különben már az 1920-as évek során fölvetődött, amikor a kereskedelem- és közlekedésügyi minisztérium közúti hídosztályában *Tantó Pál* min. osztályfőnök és *Harkányi János* min. tanácsos a régi hidak fapallós burkolatának vasbetonlemezzel való kicserélése során arra törekedtek, hogy az új, nagyobb pályaszerkezeti súly: a nehezebb vasbetonlemez ellenére se kelljen a pályaszerkezetet alátámasztó



5. ábra. Vasbetonkereszttartókkal merevített vastartós vasbetonlemezes pályaszerkezet.

hossz- és kereszttartókkal megerősíteni, csupán a főtartókat. A kidolgozott eljárás már az alátámasztó hossztartók nagyfokú együttdolgozásán alapszik és azt úgy éri el, hogy a vasbetonlemezt helyenkint olyan másodrendű vasbeton keresztbordákkal merevíti, melyek a hossztartók alsó öve alá nyúlnak és a hossztartókat is körülfogva, azokat együttdolgozásra kényszerítik. Ilyen módon történt pl. a vásárosnaményi híd pályaszerkezetének megújítása *(5. ábra* és v. ö. *B. táblázat)*.

Legújabban a polgári Tiszahídnál és a medvei Dunahídnál *dr. Mihailich Győző* műegyetemi tanár azáltal csökkentette lényegesen az alkalmazott vasbetonlemezes pályaszerkezet súlyát, hogy a hegesztett szelvényű és nagy magasságú hossztartókra helyezett 17 cm vastag vasbetonlemezre csupán



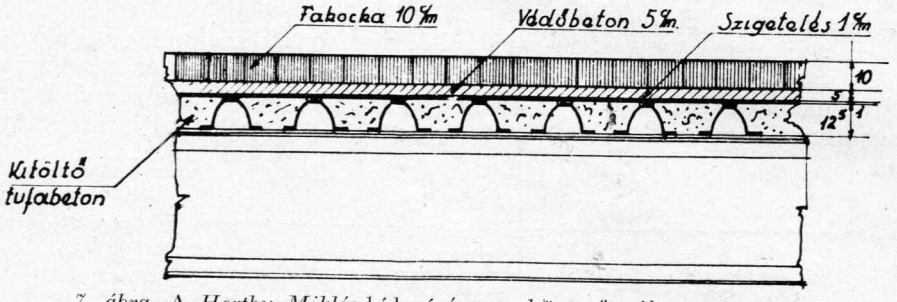
6. ábra. Koptató betonréteggel bevont vasbetonlemezes pályaszerkezet.

5 cm. vastag koptató betonréteget tervezett *(6. ábra)*, miáltal a pályaszerkezet és burkolat együttes súlya csupán 540—600 kg/m²-re csökkent, szemben a régi 680—710 kg/m²-es átlagértékkel (v. ö. *A. táblázat)*.

Meg kell még említeni azt is, hogy még a zórésvasas pályaszerkezet súlyát is sikerült lényegesen csökkenteni azáltal, hogy a szükséges szigetelőréteget közvetlenül a zórésvasak felső síkjában helyezték el — ami által a kitöltő beton vastagsága csökkent — a kitöltő betont könnyű fajsúlyú tufából készítették, a szigetelést védő beton vastagságát dróthálóbetét alkalmazásával 4 cm-re szorították le és végül a könnyű fajsúlyú fakockaburkolat alkalmazásával a pályaburkolat súlyában értek el megtakarítást. Végeredményben ezekkel a módosításokkal a *Horthy Miklós*-híd pályaszerkezeti súlyát sikerült 482 kg/m²-re leszorítani a régebbi zórésvasas pályák 600—700 kg/m² súlyával szemben *(7. ábra* és v. ö. *A. táblázat)*.

Ez a súly már kisebb, mint pl. az *Árpád*-híd vastartós vasbetonlemez pályaszerkezetéé: 517 kg/m², (melyet később részletesen ismertetünk v. ö. *13.*

ábra V.), azonban míg a *Horthy*-híd pályaszerkezetéhez m²-ként 157 kg vasanyagot kellett felhasználni, addig az *Árpád*-hídnál mindössze 65 kg-ot. Azonkívül, hogy a vassal való takarékoskodás ma fokozott fontossággal bír, az előbbi pályaszerkezet gazdaságosság szempontjából sem versenyezhet az utóbbival.



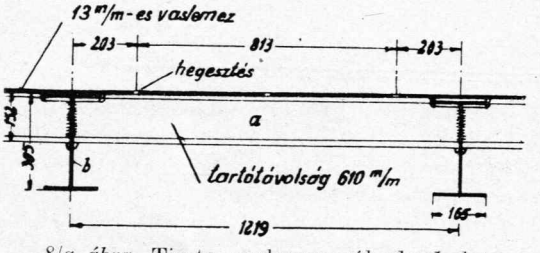
7. ábra. A *Horthy Miklós*-híd zórévasas könnyű pályaszerkezete.

2. Új szerkezetek bevezetésével előállított pályaszerkezetek.

A 2. ponthoz tartozó újrendszerű pályaszerkezetek ismét az alábbi két főcsoportba oszthatók:

a) Tiszta vaslemezszerkezetek (síklemezek, donga-, teknő- és domborlemezek).

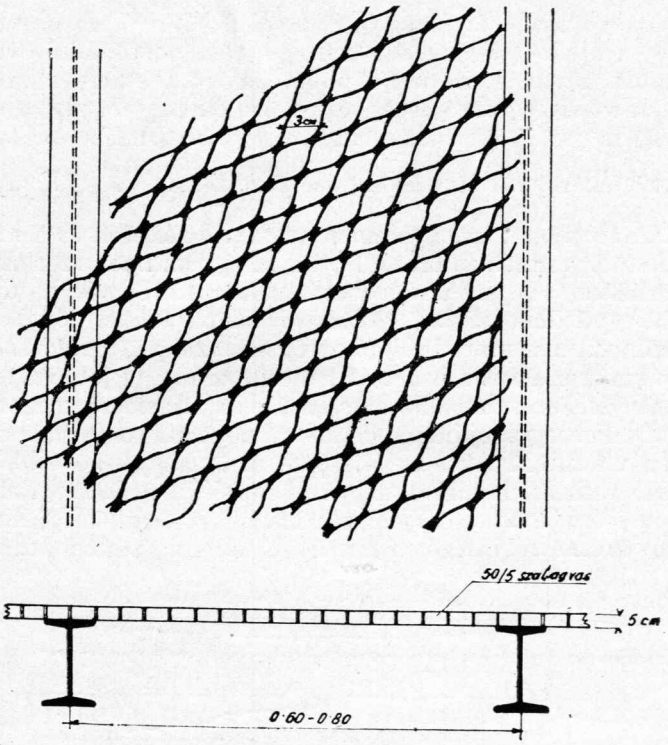
b) Betonnal kombinált vaslemez és tartórács szerkezetek.



8/a ábra. Tiszta vaslemez pályaburkolat.

a) A tiszta vaslemez szerkezetek közül elsősorban a síklemez szerkezeteket kell megemlíteni, amelyekre közvetlenül kerül rá a 2·5—4—6 cm vastag aszfalt koptatóréteg. De Amerikában találkozunk olyan megoldásokkal is, ahol közvetlenül a vaslemez maga szolgál pályaburkolatul is. A gyakorlatban leginkább felhasznált elrendezések közül itt elsősorban meg kell említeni a *8/a. ábrán* látható síklemez szerkezetet, melynek súlya az alátámasztó tartókkal együtt 163 kg/m². Még ennél is könnyebb a *8/b. ábrán* bemutatott függőleges szalagvasakból hálószerűen összeállított rácslemez szerkezet, melyet Philadelphiában használtak és súlya nem haladja meg m²-ként a 75 kg-ot.

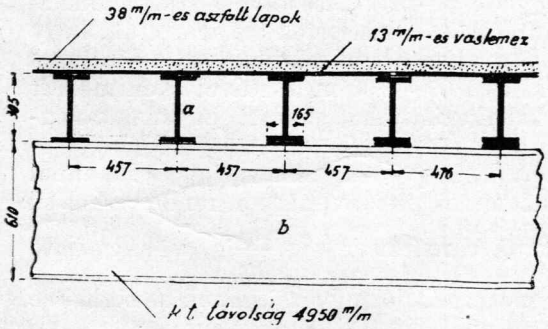
Prof. *O. Graf* (Stuttgart) szerint síklemez szerkezetekre közvetlenül ráhelyezett pályaburkolatként úgyszólván kizárólagosan csak az aszfaltanyagok jöhetnek szóba, mert ilyen vékony betonrétegnek a síma vaslemezfelülettől való elválását alig lehet megakadályozni *(9/a. ábra)*. *Graf* idevágó kísérletei azt mutatták, hogy a burkoló réteg tapadását a lemezre hegesztett síma vagy széthúzott drótfonattal igen hatásosan fokozni lehet és igen nagy súlyt kell helyezni az alkalmazott aszfaltanyag minőségére. A burkolatnak a fedőlemezhez való alapos kötését lágy bitumenből készített vékony rétegekkel lehet elérni, mert ekkor a rétegek alacsony hőmérsékletnél sem válnak el. A réteg vastagsága igen változó lehet. A jó aszfaltbeton még igen nehéz



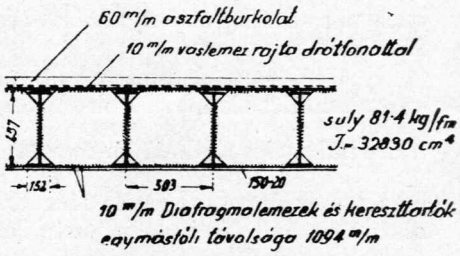
8/b ábra. Vasrács pályaburkolat.

forgalom alatt is csak keveset kopik, úgy, hogy a burkolat vastagságát ténylegesen előállítási módja által megkívánt legkisebb vastagsági méretek szabják meg. A legvékonyabbak (2·5 cm) a sajtolt aszfaltlapok lehetnek, melyek felszínébe kőzúzalékot nyomnak bele.

Külön meg kell említeni a síklemez szerkezetek között az ú. n. kazettás vaslemezszerkezetet (Stahlzellendecke), melynél a pályalemezként szolgáló vaslemez már a főtartórendszernek is részét képezi *(9/b. ábra). Graf* részletesen ismertette az ilyen rendszerű próbatestekkel végzett kísérleteit, melyek alapján Németországben már több ilyen rendszerű hidat is építettek (pl. Kirchheim am Teck). A szerkezet lényege az egymás mellé sűrűn elhelyezett tömörfalú hossztartók és az ezekre merőleges tömörfalú kereszttartók által al-

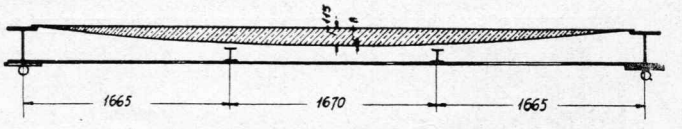


9/a ábra. Vaslemez pályaszerkezet aszfaltburkolattal.



9/b ábra. Kazettás vaslemez pályaszerkezet.

kotott ú. n. *tartórács*, mely maga egyúttal a főtartószerkezet is és a felső síklemez úgy a hossz- (fő-) tartók, mint a kereszttartók felső övéül is szolgál. A nagyszámú és egymáshoz közelfekvő hossztartó és a kereszttartók nagyfokú keresztirányú tehermegosztó hatása és végül a csekély önsuly ($g = 431$ kg/m², amiből 300 kg/m² jut a vastartószerkezetre), együttesen lehetővé teszik, hogy az ilyen szerkezetek rendkívül csekély szerkezeti magassággal $\left(h = \frac{l}{40}\right)$ épüljenek meg. A stuttgarti műegyetemen végzett kísérletek és a kirchheimi híd próbaterhelése egyaránt azt bizonyították, hogy az ilyen szerkezetek a széleken ható terhelésre a legérzékenyebbek (ami természetes is, ha meggondoljuk, hogy itt az együttdolgozásba bevonható tartók száma jóval kisebb, mert a szélső tartón túl már nincs több főtartó, ami az együttdolgozásba bevonható volna), továbbá a szélesebb kazettás lemezek aránylag jobban viselik a széleken ható terheléseket, mint a keskenyebbek. A síklemezt magát pedig teljes biztonsággal lehet egyidejűleg a hossz- és ugyanakkor a kereszttartók felső övéül is beszámítani. Érdekes megállapítás az is, hogy a kevésbbé igénybevett részek mozgó terhelés hatására nagyobb rezgéskilengéseket mutatnak, mint az erősebben igénybevett tartóelemek. Megállapították még, hogy miközben az áthaladó járómű sebességét 5 km/óráról 50 km/órára fokozták, a feszült-



10/a ábra. Nagy fesztávolságú teknőlemez.

ségek 34%-kal megnőttek. Természetesen a kazettás lemezszerkezetek teljesen hegesztett kivitelben készülnek és kedvező teherelosztási képességük miatt teherbírásuk igen nagy. A hossztartók távolsága 1·0—1·5 m-re választható, míg a kereszttartókból 3 egy-egy nyílásban már elegendő. A kísérletek szerint ilyen könnyű pályaszerkezeteknél sem kell a híd kritikus önlengésbe jövetelétől tartani.

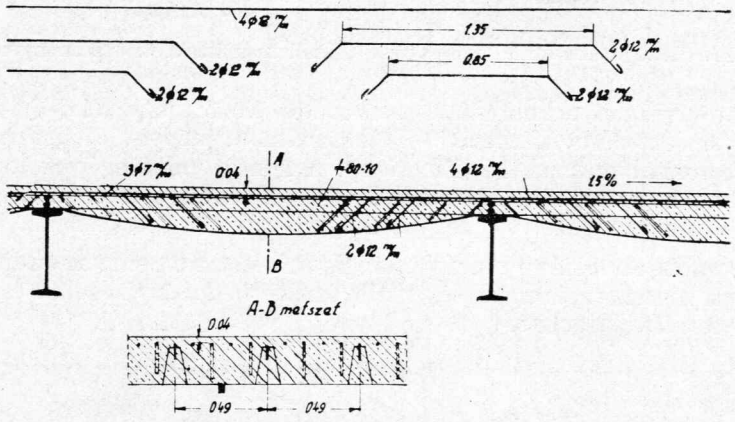
A teknőlemezek és dongalemezek közül az enyhe nyílmagasságúak szintén csak vékony aszfalt burkolati réteget és kitöltő aszfaltbetont kapnak. A Stuttgartban végzett kísérleteknél olyan tartórács minta is szerepelt *(10/a. ábra)*, ahol a pályalemezt függő teknőlemez alkotta, de emellett ez az íves lemez egyúttal a hossz- és kereszttartók felső övéül is szolgált. Kísérletileg vizsgálták továbbá azt is, hogy nagyobb (4—5 m) fesztávolságra alkalmazhatók-e teknőlemezek, mivel a számítások és a kísérletek azt igazolták, hogy a rozsdásodási szempontok miatt a gyakorlatban minimálisan 8—10 mm vastagra választott lemezben a szokásos 1·00—1·60 m fesztávolságok mellett csak pár száz kg/cm²-nyi feszültség keletkezik, tehát gazdaságos volna a fesztávolság növelése.

A kísérletek során megállapították, hogy 8—9 mm vastag és betonnal vagy aszfaltbetonnal kitöltött teknőlemezek fesztávolsága I. rendű terhelésű hidaknál is legalább 5 m-re növelhető, a nyílmagasság $\frac{l}{30}$-ig csökkenthető és a lemez átszakadásától még a legnehezebb járművek dinamikus terhelése alatt sem kell félni, de itt már igen fontos a kitöltő beton vagy aszfaltbeton szerepe, — mely nélkül nagy fesztávolságú teknőlemez már nem alkalmazható.

Ha a kitöltőanyag csak aszfaltbetonból áll, ez egymagában nem képes felvenni a teknőlemezekből átadódó vízszintes húzóerőket; ekkor tehát a szélső mezőkben a szélső főtartókat ennek felvételére méreteznünk kell, illetve a lemezt külön kiugrásokkal és a tapadást előmozdító egyéb berendezésekkel kell ellátnunk.

b) Ezzel tehát már rá is térünk azoknak *az újszerű pályaszerkezeteknek a tárgyalására, ahol a beton kitöltő- vagy burkolóréteg már az alkalmazott vaslemezzel együtt dolgozik és a teherviselésben résztvesz*, a teherbírást lényegesen fokozza.

A fentebb már említett nagyfesztávú teknőlemezeken kívül elsősorban a birodalmi gépkocsiutakon alkalmazott *merevített függő teknőlemezeket* kell itt megemlítenünk, ahol a halhas alakú dongalemezekhez szabályszerű nyírási vasalást hegesztettek, hogy a kitöltő betonnak a húzott övként szereplő alsó dongalemezen való elcsúszását megakadályozva, minél tökéletesebb együttdolgozást biztosítsanak a lemez és a kitöltő beton között *(10/b. ábra)*. Az



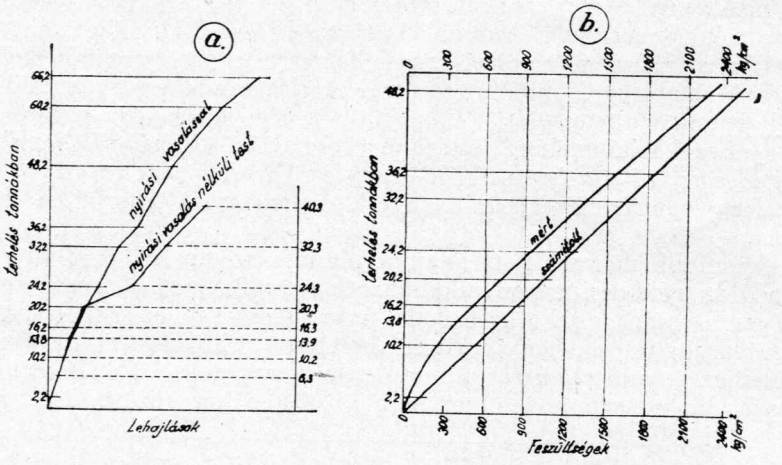
10/b ábra. Kitöltő vasbetonnal merevített teknőlemez.

ezzel végzett kísérleteknél különféle vasalásokat és fesztávolságokat próbáltak ki és a következő eredményeket állapították meg:

A vaslemez és a beton közötti együttdolgozás biztosítására a nyírási vasalás beépítése elengedhetetlen. Az ilyen kombinált szerkezet hajlítónyomatékkal szemben jóval teherbíróbb, mint a nyíróerővel szemben. A beton a nyírási vasalás környezetében válik el legutoljára a vaslemeztől. A *11/a. ábra* jól mutatja, hogy a nyírási vasalás nélküli próbaszerkezet egyharmaddal kisebb terhelésnél már tönkrement. Számítás szerint a teknőlemez vastagsága egészen 4 m fesztávolságig csak 3—4 mm-re adódik. A számított igénybevételek különben is a terhelés folyamán végig átlag 300 kg/cm²-rel nagyobbak lettek volna a vaslemezben, mint amit ténylegesen mértek bennük *(11/b. ábra)*.

A *11/a ábra* egyúttal jól mutatja a betonnal való együttdolgozás erőteljes hatását és nagy gazdasági előnyét is. A betonnak a nyírási vasalás nélküli vaslemeztől való elválásától kezdve a kombinált szerkezet ugyanis ugrásszerűleg, rohamosan tönkremegy.

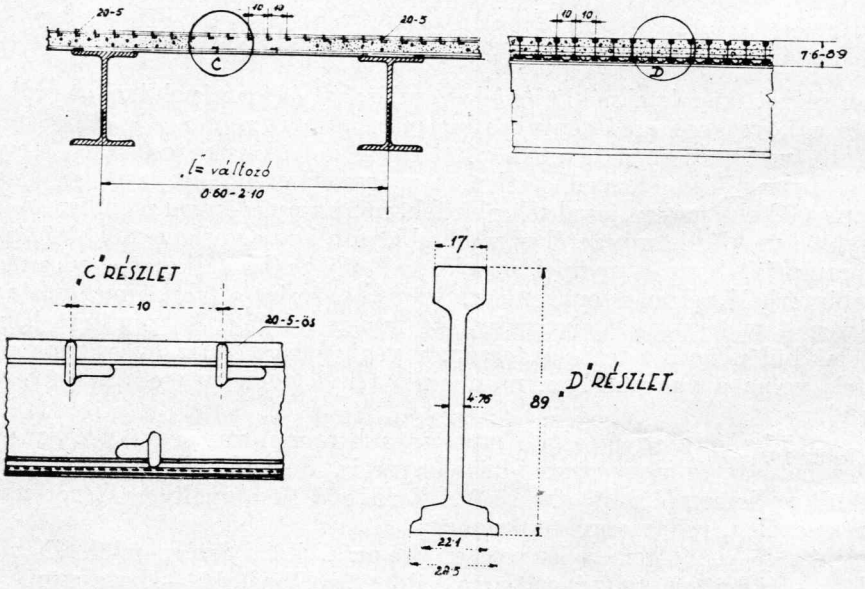
Az együttdolgozást lényegesen fokozza, ha a lemez felületéhez drótháló — különösen széthúzott lemezháló (Streckmetall) — hegesztünk, mely a felületi kötést és tapadást nagymértékben előmozdítja.



11. ábra. Vasbetonnal merevített teknőlemez kísérleti eredményei.

Az amerikaiak a kombinált szerkezetek között egy „Tri-Tri-Lok"-nak nevezett sínrácsszerű szerkezetet is használnak, melyet a sínszerű tartók tetejéig betonnal töltenek ki *(12. ábra)*. A lemezt mint egészet mereven az alátámasztó hossztartókhoz kapcsolják és a hossztartó méretezésénél annak nyomott öveként a szelvény együttdolgozó részéül beszámítják.

Az alábbi *A. táblázat* mutatja a régi, a *B. táblázat* pedig az eddig tárgyalt könnyű pályaszerkezetek súlyát, a felhasznált vasmennyiségeket és az alkalmazható fesztávolságokat.



12. ábra. „Tri-Tri-Lok" sínrácsszerű pályaszerkezet.

A. TÁBLÁZAT.

Régi pályaszerkezetek.

Pályaszerkezet neme	Súlya kg/m²		A hídszerkezet teljes önsúlya a hídfelületre számítva kg/m²	A pályaszerkezethez felhasznált vas súlya (hossztartóval együtt) kg/m²	Megjegyzés
	pályaburkolattal együtt	pályaburkolat nélkül			
Zórés vas ..... (Horthy Miklós-hídnál)	600—700 (482)	270—340 (300)	1000—1100 (1180)	145—180 (157)	Vasszerkezeti önsúly 400—450 kg/m² (l. 1/a ábra) (820) (l. 7. ábra)
Vasbetonlemez.....	680—710	360—480	1120—1150	70—100	,, l. 1/b ábra)
Teknőlemez	800—950	350—400	1250—1570	130—170	(l. 1/c ábra)
Domborlemez	930 (710)	520	1500	112	590 kg/m²
Vályúlemez (angol).....	870	690	—	150	(l. 1/d ábra)
Vasbetonlemez beton koptatóréteggel (Medve, T. Polgár)	540—600	420—480	850—920	87—111	370—415 kg/m² (l. 6. ábra)

B. TÁBLÁZAT.

Új pályaszerkezetek.

Pályaszerkezet megnevezése	Pályaszerkezet önsúlya kg/m²	Felhasznált vasmennyiség pro m² kg/m²	Szerkezeti magasság m	Hossztartók távolsága m	Megjegyzés
Csupasz merevített vaslemez (13 mm) .	163	163	0·32	1·22	l. 8/a. ábra A megadott súlyban az alátámasztó hossztartók súlya is benne van
Aszfaltlemezzel borított vaslemez .	270	157	0·35·6	0·46	
Rácsos lemezszalag	110	110	0·30	0·60—0·80	(l. 8/b ábra)
Tri-tri-lok betonnal kitöltött vasrács .	267	140	0·39	1·05	(l. 12. ábra)
Teknőlemez aszfaltbeton kitöltéssel .	400	120	0·42	2·00	(l. 10/a ábra)
Merevített teknőlemez vasbeton kitöltéssel	460	130	0·50	2·00	(l. 10/b ábra)
Vasbeton kereszttartóval merevített vastartós vasbetonlemez (Vásárosnamény)	750	100+33	0·44	1·20	(l. 5. ábra)

3. Könnyű pályaszerkezetek számítása.

A könnyű pályalemezek teherbírásának pontos megállapításához szükséges számítási eljárások nem állanak még rendelkezésünkre. A legmegbízhatóbb adatokat a közvetlen kísérletek szolgáltatják, de az alábbiakban röviden mégis közöljük a részben elméleti közelítések, részben pedig kísérletek alapján felállított képleteket, melyek ma is a méretezés alapjául szolgálnak. Feltételezzük minden esetben, hogy a lemezek felfekvési pontjai mozdulatlanok.

a) *Dongalemezekre.*

Bleich szerint: *(függőlemezre):*

$$H = \frac{4 \cdot P \cdot e^2}{\pi^3 \cdot f \cdot \beta} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{l}{k^3} \sin^2 \frac{k \cdot \pi \cdot}{2} \sin \frac{k \cdot \pi \cdot \beta}{2 \cdot e}$$

ahol H a dongalemez két végére ható vízszintes húzóerő, f = a donga nyílmagassága, e = az alátámasztó hossztartók távolsága, P = a lemez közepére ható koncentrált erő, β = az a szélesség, melyen a P erő a dongalemez felületén megoszlik, k pedig egész számok 1-től ∞-ig. Abban az esetben, ha $\beta = e$, vagyis az egész donga teljesen terhelt és $P = p \cdot e$.

$$H_p = \frac{p \cdot e^2}{8 \cdot f}$$

ha pedig pl. $\beta = \frac{e}{3}$

akkor $$H_p = 0{\cdot}21 \frac{P \cdot e}{f} \triangleq \frac{P \cdot e}{5 \cdot f}$$

Winkler szerint (régi kísérleti tapasztalati képlet), ha

$$\sigma_m = 800 \ kg/cm^2$$

a középen ható legnagyobb koncentrált erő melyet a lemez elbír

$$P_{max} = \frac{1120 \cdot f \cdot d - 0{\cdot}018 \cdot g_1 \cdot e^2}{f + 2{\cdot}4} \frac{d}{e}$$

ahol d a dongalemez vastagsága: g_1 pedig az egész pályaszerkezet önsúlya. A vízszintes nyomóerő:

$$H = \frac{0{\cdot}21 \cdot P \cdot e}{f}.$$

b) *Síklemezekre.*

Bleich szerint:

$$H = \frac{1}{\pi} \sqrt[3]{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{P^2 e^2 \cdot E \cdot F}{\beta^2 (1 - m^2)}} \sin^2 \frac{\pi \cdot \beta}{2 \cdot e}$$

a vízszintes húzóerő;

a síklemez behajlására jellemző nyílmagasság pedig:

$$f = \frac{e}{\pi} \sqrt[3]{\frac{16}{\pi^2} \cdot \frac{P \cdot e}{\beta} \cdot \frac{1 - m^2}{E \cdot F}} \sin \frac{\pi \cdot \beta}{2 \cdot e}$$

ahol $m = 0{\cdot}3$: a keresztirányú nyúlási tényező *(Poisson)*, E a rugalmassági tényező és F az együttdolgozónak számított lemez keresztmetszeti területe.

Ha pedig azt is figyelembe vesszük, hogy a lemez nyúlása nem szorítkozik csupán a terhelt nyílásra, hanem a támaszok vízszintes irányú rugalmassága folytán legalább a jobbra és balra fekvő mezőkre (vagyis összesen 3 mezőre) kiterjed, akkor lesz:

$$H = \frac{1}{\pi}\sqrt[3]{\frac{4}{3\pi}\cdot\frac{P^2 . e^2}{\beta^2}\cdot\frac{E . F}{1-m^2}\sin^2\frac{\pi . \beta}{2 . e}}$$

és a lehajlás nyílmagassága:

$$f = \frac{2 . e}{\pi}\sqrt[3]{\frac{6}{\pi^2}\cdot\frac{P . e}{\beta}\cdot\frac{1-m^2}{E . F}\sin\frac{\pi . \beta}{2 . e}}$$

Nádai szerint:

a befogott négyzetes lemez legnagyobb behajlása középen p egyenletesen megoszló teher hatására

$$\delta_{max} = 0{\cdot}01426\,\frac{p . a^4}{E . h^3},$$

a legnagyobb nyomaték pedig:

$$M_a = 0{\cdot}0222\ p . a^2$$

az egyik irányban végtelen hosszú lemezsáv közepén a lehajlás:

$$\delta = 0{\cdot}03125\,\frac{p . a^4 (1-m^2)}{E . h^3}$$

a legnagyobb nyomaték pedig a nyílás közepén:

$$M_r = 0{\cdot}0515\ p . a^2\,;\quad M_h = 0{\cdot}0129\ p . a^2$$

ahol a a lemez fesztávolsága, h pedig a lemezvastagság. Különböző oldalhosszúságú (téglalap alakú) lemeznél a lemezvastagság

$$h = \varphi . a\sqrt{\frac{p}{\sigma}}$$

ahol φ értéke a $c = \frac{b}{a}$, vagyis a hosszabb és rövidebb oldal viszonyától függ és ha $\frac{b}{a} = 1 . 1{\cdot}25,\ 1{\cdot}5 . 2{\cdot}0 > 2{\cdot}0.$

$\varphi = 0{\cdot}57,\ 0{\cdot}63,\ 0{\cdot}67,\ 0{\cdot}7,\ 0{\cdot}7,\ \sigma$ pedig a megadott igénybevétel.

Egy összpontosított P erő hatására pedig a szabadon felfekvő lemezsáv közepén keletkező legnagyobb igénybevétel:

$$\sigma_{r\,max} = \pm\frac{3P}{2\pi . h^2}\left[1+(1+m)\ln\frac{2a}{\pi . c}\right]$$

ahol c azon körfelület sugara, melyen az összpontos erő a lemez felületén megoszlik.

Marcus szerint a szabadon felfekvő és p egyenletesen megoszló terheléssel terhelt lemezben, ahol l_r a rövidebb, l_h pedig a hosszabb irányban mért támaszköz.

$$M_{r\,max} = p_r\frac{l_r^2}{8}\cdot\nu_a \text{ illetve } M_{h\,max} = p_h\frac{l_h^2}{8}\cdot\nu_a$$

nyomatékok lépnek fel, ahol

$$p_r = p\frac{l_h^4}{l_r^4 + l_h^4} \text{ és } p_h = p\frac{l_r^4}{l_r^4 + l_h^4}\,; \quad \nu_a = 1 - \frac{5}{6}\cdot\frac{l_r^2 \cdot l_h^2}{l_r^4 + l_h^4}$$

a köröskörül befogott lemezben

$$M_{r\,max} = \frac{p_r \cdot l_r^2}{24}\cdot \nu_b \text{ és } M_{h\,max} = \frac{p_h \cdot l_h^2}{24}\,\nu_b$$

ahol

$$\nu_b = 1 - \frac{5}{18}\cdot\frac{l_r^2 \cdot l_h^2}{l_r^4 + l_h^4}$$

Szabadon felfekvő lemezben egy középen ható összpontos P erő hatására:

$$M_{r\,max} = \nu_a \cdot \frac{l_r}{2}\left(V_h + \frac{1}{3}V_r\right)$$

$$M_{h\,max} = \nu_a \cdot \frac{l_h}{2}\left(V_h + \frac{1}{3}\frac{l_r}{l_h}V_r\right)$$

ahol

$$V_r = \frac{P}{2}\frac{l_r^4}{l_r^4 + l_h^4}\,; \quad V_h = \frac{P}{2}\frac{l_h^4}{l_r^4 + l_h^4} \text{ és } \nu_a = 1 - \frac{5}{6}\frac{l_r^2 \cdot l_h^2}{l_r^4 + l_h^2}$$

köröskörül befogott lemezre pedig a befogási nyomaték

$$K_r = -\frac{l_r}{4}\cdot V_r\,; \quad K_h = -\frac{l_h}{4}\cdot V_h$$

középen a nyomaték:

$$M_{r\,max} = \nu_b \cdot \frac{l_r}{4}\left(V_r + \frac{1}{3}V_h\right)$$

$$M_{h\,max} = \nu_b \cdot \frac{l_h}{4}\left(V_h + \frac{1}{3}\frac{l_r}{l_h}\cdot V_r\right)$$

ahol

$$\nu_b = 1 - \frac{5}{8}\cdot\frac{l_r^2 \cdot l_h^2}{l_r^4 + l_h^4}$$

c) *Teknőlemezekre.*

Winkler szerint:

függő lemezekre:

$$\sigma\,(t/cm^2) = \frac{\left[0{\cdot}3P\left(1 + 0{\cdot}1\frac{f}{d}\right) + 0{\cdot}00005\,g_1\,e\,.\,e_1\right]\frac{e}{e_1}\,\frac{e_1^4}{e^4 + e_1^4}}{f}$$

ahol P a teknőlemez közepén ható koncentrált terhelés e és e_1 a teknőlemez fesztávolságai stb.; ha a P terhelés z, illetőleg z_1 hosszon egyenletesen megoszlik, akkor lesz:

$$z\,.\,p\,. = P = 32\,.\,\sigma\frac{e_1}{e}\left(1 + \frac{e^4}{e_1^4}\right)\frac{d^2}{9 - 24\frac{z}{e} + 18\frac{z^2}{e^2} + \left(7{\cdot}5 - \frac{5z^2}{e^2}\right)\frac{d}{f}}$$

illetve:

$$P_1 = z_1 \cdot p = 32 \cdot \sigma \frac{e}{e_1}\left(1 + \frac{e_1^4}{e^4}\right) \frac{d^2}{9 - 24 \cdot \frac{z_1}{e_1} + 18\frac{z_1^2}{e_1^2} + \left(7{\cdot}5 - \frac{5z_1^2}{e_1^2}\right)\frac{d}{f}}$$

domborlemezekre:

$$\sigma\,(t/cm^2) = \left[0{\cdot}3P\left(1 + 0{\cdot}4\frac{f}{d}\right) + 0{\cdot}00005\, g_1\, e \,.\, e_1\right] \cdot \frac{e}{e_1} \cdot \frac{e_1^4}{e^4 + e_1^4}$$

Zimirski szerint (*Marcus* síklemezekre vonatkozó elmélete alapján levezetve) a teknőlemezekre ható vízszintes erő:

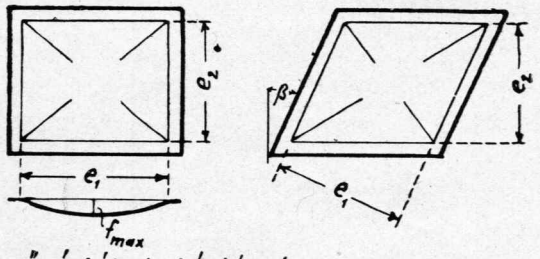
$$H = \alpha \,.\, \frac{p \cdot e_1^2}{f_{max}}$$

ahol α értékét az alábbi „C" táblázatból vehetjük, ahol $k = \frac{e_1}{e_2}$ (e_1-el jelöljük mindig a legkisebb fesztávolságot).

Egyenlőszárú háromszögalakú teknőlemezeknél

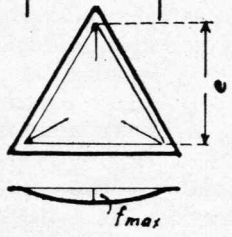
$$H = 0{\cdot}0364, \frac{p \cdot e^2}{f_{max}}$$

ahol e a háromszög magassága.



„α" értékek táblázata.

$\frac{e_1}{e_2} = k$	tgβ = 0,00	+ 0,02	+ 0,04	+ 0,06	+ 0,08
0,0	0,1250	0,1250	0,1250	0,1250	0,1250
0,1	0,1249	0,1248	0,1247	0,1246	0,1244
0,2	0,1241	0,1237	0,1232	0,1227	0,1221
0,3	0,1213	0,1205	0,1196	0,1187	0,1176
0,4	0,1163	0,1152	0,1139	0,1126	0,1112
0,5	0,1098	0,1083	0,1067	0,1052	0,1036
0,6	0,1020	0,1003	0,0987	0,0970	0,0954
0,7	0,0937	0,0921	0,0904	0,0888	0,0871
0,8	0,0835	0,0839	0,0823	0,0807	0,0792
0,9	0,0776	0,0761	0,0746	0,0732	0,0717
1,0	0,0703				

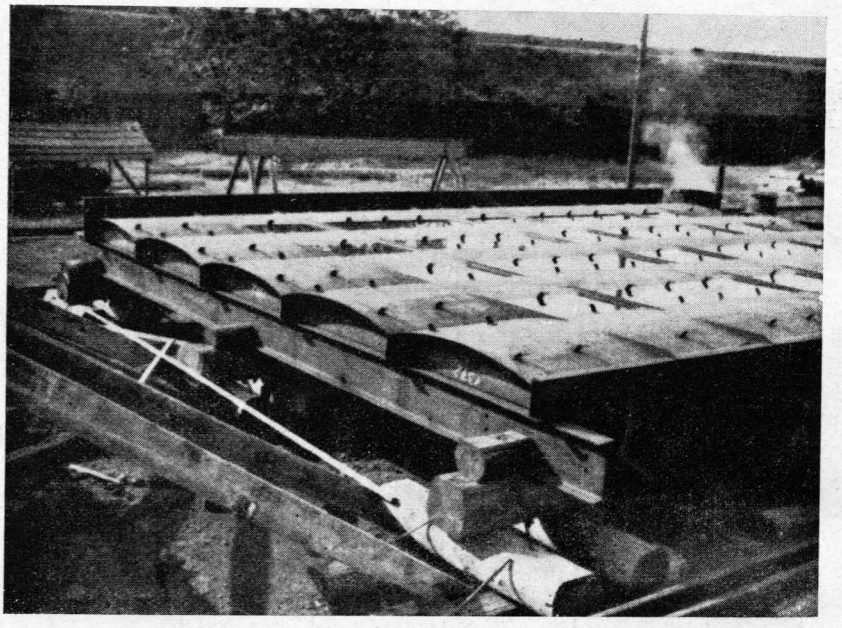


C. TÁBLÁZAT.

Az óbudai Árpád-híd építésével kapcsolatban végzett pályaszerkezeti kísérletek.

A könnyű pályaszerkezetek főbb csoportjainak általános ismertetése után rátérünk azon szerkezetek és kísérletek részletes ismertetésére, melyeket az óbudai *Árpád*-híd építésével kapcsolatban a kereskedelem- és közlekedésügyi minisztérium Hídépítési Szakosztályában végeztünk 1938—1941. évek alatt.

A kísérletek során megvizsgált pályaszerkezeteket a *13. ábra* tünteti fel. Amint látható, a próbatestek közül az I. és II. számú domború dongalemezes pályaszerkezet, a III. és IV. számú síklemez szerkezet és az V. sz. az alátámasztó hossztartókhoz kapcsolt vasbetonlemez. A kísérletek célja volt



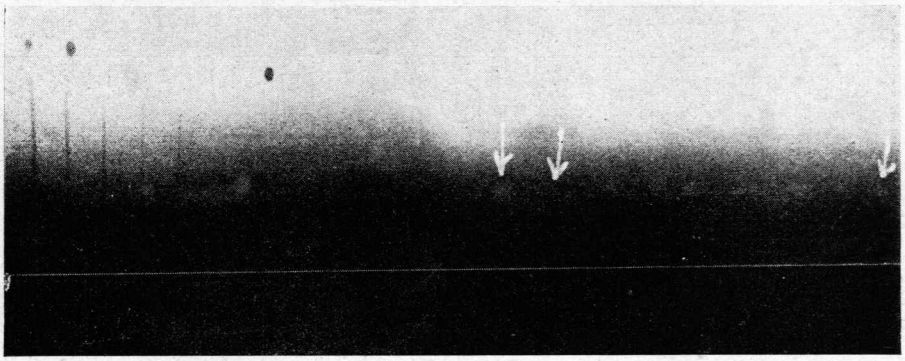
1. kép. Bekötőkampók a dongalemez tetején.

a szerkezetek álló és rázó terhelés alatti viselkedését és pontos teherbírását összehasonlítani és ezáltal alkalmazhatóságukat és gazdaságosságukat megállapítani. Mind az íves, mind a sík vaslemez szerkezetek megtervezésénél az a gondolat vezetett, hogy a vékony lemeznek a súlyos koncentrált terhelés elleni merevségét a ráhelyezett kitöltő illetőleg védő 3—5 cm vastag vasbetonréteg is biztosítsa, mely a vaslemezzel együtt dolgozva, az egységesen működő, keresztartókkal merevített hossztartósorból és végigmenő íves vagy síklemezből álló pályatartórendszerben a felső öv egy részét alkossa. A minél hatékonyabb együttdolgozás érdekében a vaslemez és a kitöltő vagy fedő vasbetonréteget az íves lemezeknél a dongához hegesztett kis *z*-alakú laposvas kampókra *(1. kép)* húzott drótfonattal, a síklemeznél pedig sinusgörbe alakú (v. ö. *6. kép)*, illetve a lemezre hegesztett álló laposvasakból kialakított rácscsal (v. ö. *5. kép)* kötöttük egymáshoz, hogy a betonnak a vaslemezen való elcsúszását megakadályozzuk.

A lemezvastagságot a Margithíd átépítésénél kibontott és 60 év után is kifogástalan állapotban levő 7 mm vastag hegesztett vas domborlemezeinél

nyert kiváló tapasztalatok alapján mindenütt 5 mm-ben állapítottuk meg. A lemezek 0·5% *Cu* tartalmú anyagból készültek, hogy a rozsdásodási veszély ellen nagyobb biztonságot nyujtsanak. (Megállapítható, hogy a 3 év óta minden védelem nélkül a szabadban álló szerkezetet eddig a rozsdásodás alig támadta meg.)

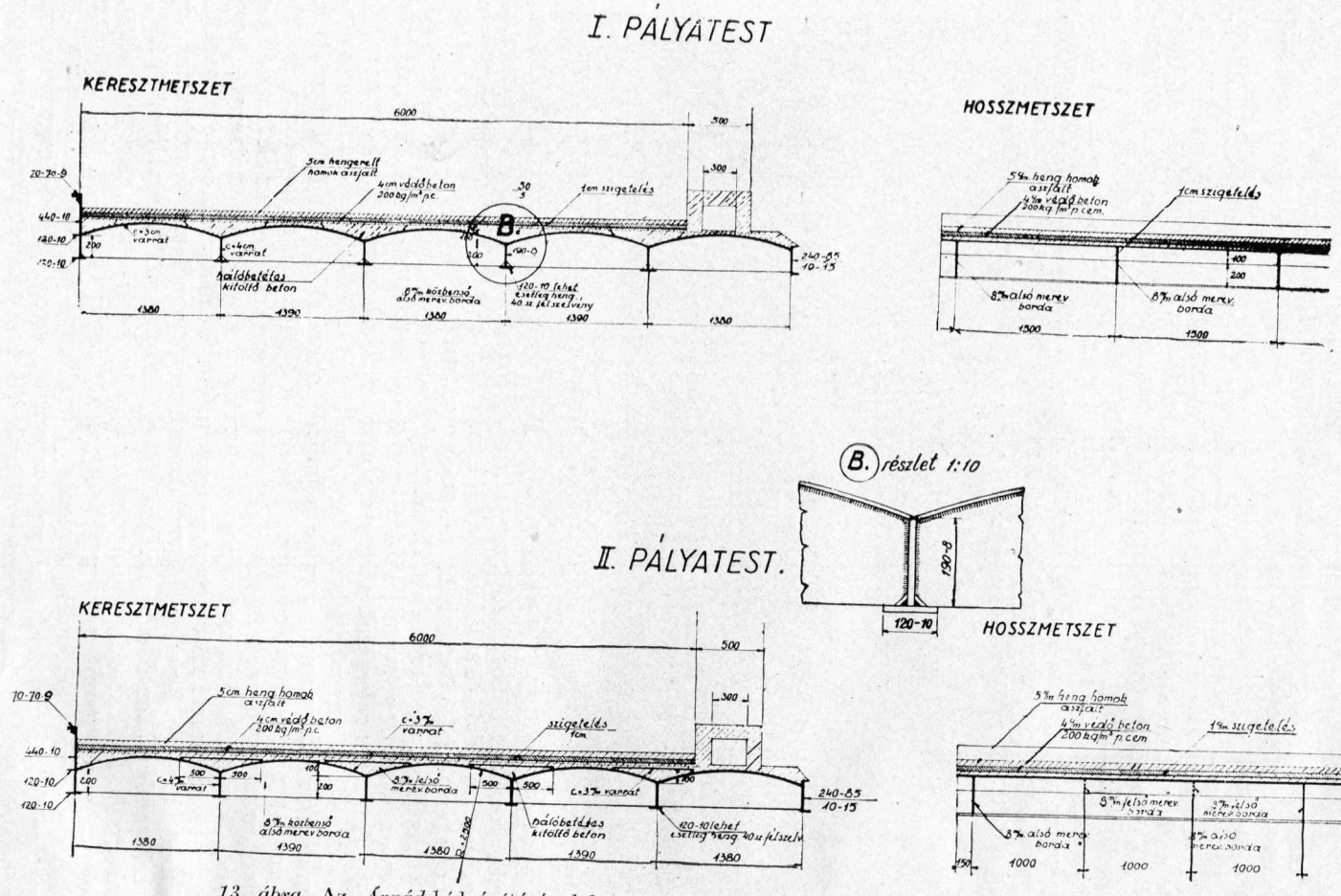
Az I.—IV. szerkezetek mind hegesztett kapcsolatokkal készültek. Különösen kényes volt a dongalemezek vállaiban levő varrat elkészítése, mely a dongalemezeket köti egymáshoz és az alátámasztó hossztartó gerincéhez *(13. ábra, „B" részlet)*. Ezek a varratok mint azt a róluk készített röntgenfelvételek *(l. 2. kép)* is mutatták, meglehetős gyenge minőségűek is voltak, de nyugodtan el lehet tűrni őket, mivel a semleges tengely közelében feküdve, alig kapnak igénybevételt. A hossztartók egymástóli távolságát a donga-, valamint a síklemezszerkezeteknél 1·40 m körül választottuk, mikor is pl. a legjobban igénybevett III. sz. tartó 5 mm vastag síklemezében $\sigma = 1322$



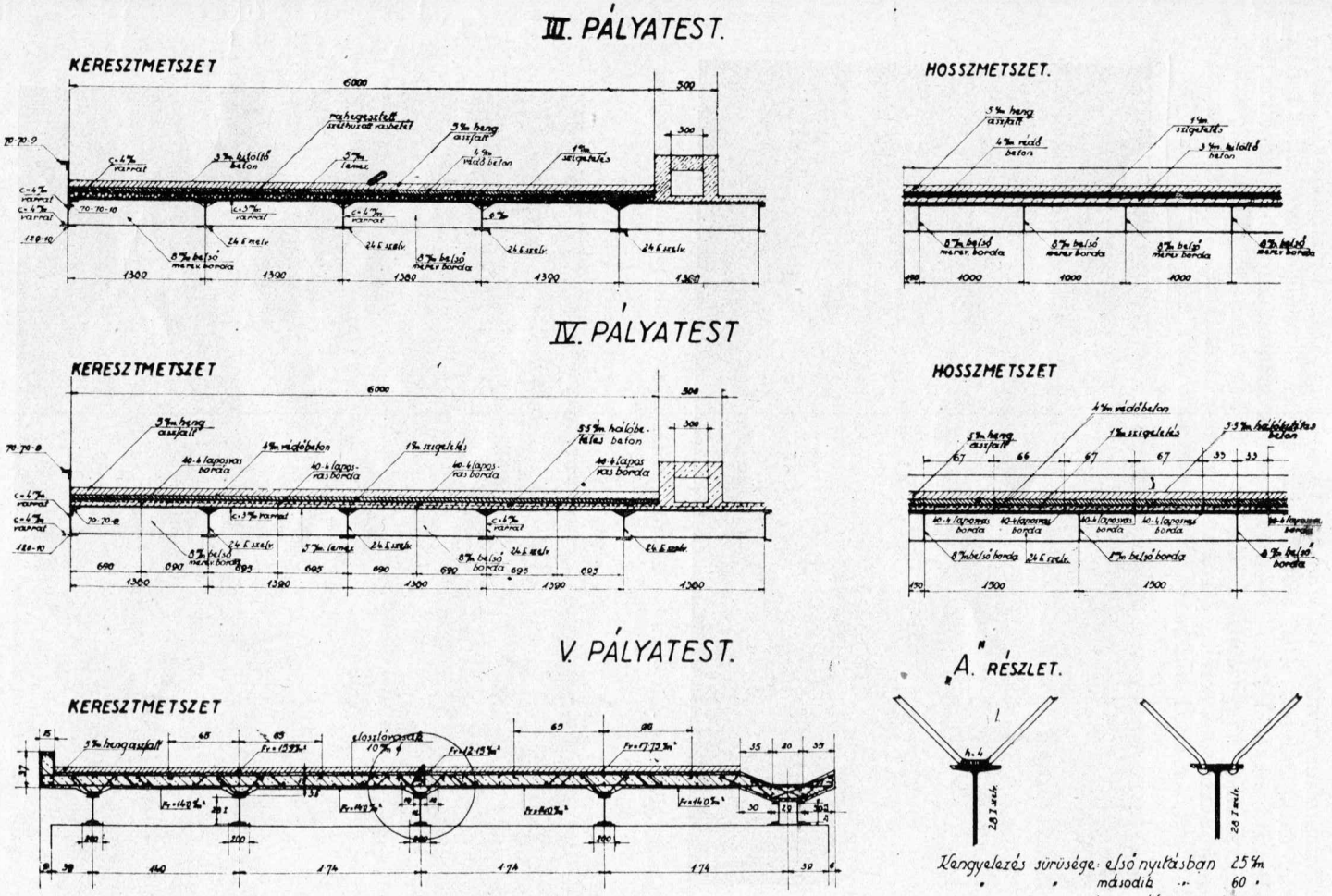
2. kép. Röntgen-felvétel a dongalemezek vállában levő csatlakozó illesztő varratról.

kg/cm² húzófeszültség keletkezett volna *Bleich* képlete szerint a 6 t-ás 30 cm széles kocsikerék alatt. A donga- és a síklemezek nemcsak a hossztartók közeinek áthidalására szolgálnak, hanem egyúttal teljes szélességükben a hossztartók felső övéül is be vannak számítva.

Az I. sz. szerkezet és a II. sz. szerkezet között csupán az a különbség, hogy az I. sz. szerkezetnél kizárólag alsó merevítő diafragmák vannak 1·50 m-enként a dongalemezek alatt, míg a II. sz. szerkezetnél az alsó merevítők csak 3 m-kint vannak behegesztve, ellenben 1·00 m-kint vannak a dongalemezek extradosára ráhegesztve a hulladékokból előállított felső merevítők. A dongák tetején levő betonba helyezett drótháló egyben a vékony betonlemezt a nagy koncentrált súlyok okozta esetleges repedések keletkezésétől is óvta. A vázolt domború dongaszerkezetnek kétségtelen hátránya, hogy nagyobb szerkezeti magasságot igényel, mint a Németországban és Amerikában általánosan favorizált függő dongalemez (teknőlemez) szerkezetek, de ezzel szemben jelentős előnynek tudtuk be, *1.* Hogy önsúlya legalább 20—25%-kal kisebb. *2.* Tehetetlenségi nyomatéka és így hossziránya merevsége lényegesen nagyobb (amit még az a kedvező körülmény is fokoz, hogy a teherviselésbe bevont betonréteg éppen a ⊥ szelvényű hossztartók fölött a legvastagabb és így az együttdolgozó nyomott öv részére kedvező merev keresztmetszetet biztosít) és *3.* a meglehetősen kritikus hegesztett kapcsolatok éppen a vállakban vannak, ami az egységes gerendakeresztmetszetnek majdnem a

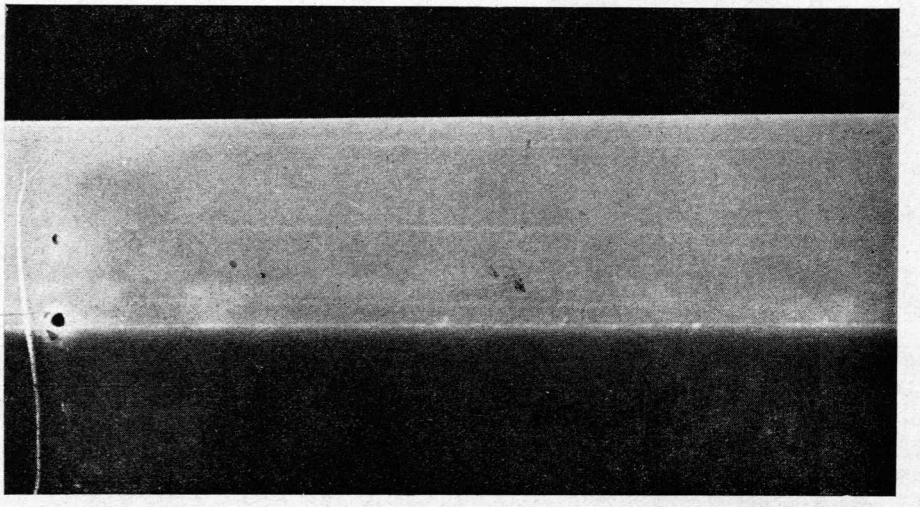


13. ábra. Az *Árpád*-híd építésével kapcsolatban megvizsgált pályaszerkezetek. (I—II.)

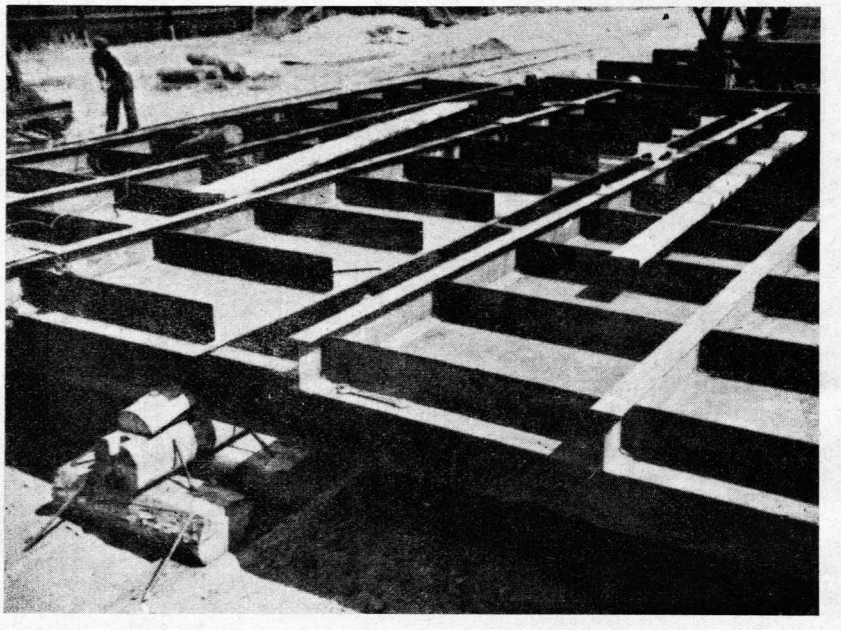


13. ábra. Az *Árpád*-híd építésével kapcsolatban megvizsgált pályaszerkezetek. (III—V.)

súlyvonalában van, tehát igénybevételt alig kap, a dongák ívhatásából pedig csak kedvező és szintén kicsiny értékű nyomóigénybevételt kaphat. A hossztartók alsó övénél elhelyezett sarokvarratok kifogástalanul elkészíthetők *(lásd 3. röntgenkép)*, de teljesen el is hagyhatók pl. abban az esetben, ha alsó övként hengerelt ½ I szelvényeket alkalmazunk. Az I. és II. szerkezetek vasszerkezeti alakja egyébként azonos *Dr. Álgyay Pál* műegyetemi



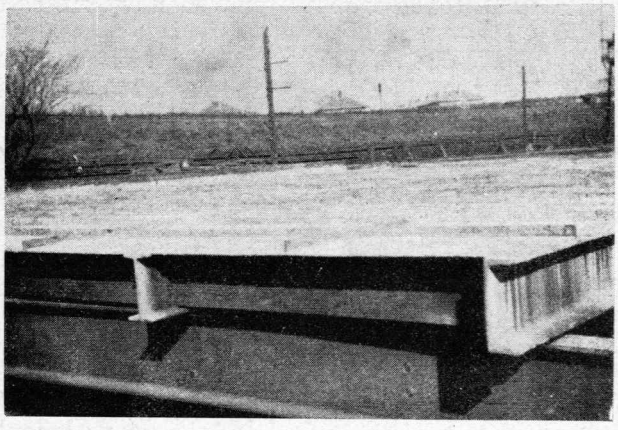
3. kép. Röntgen-felvétel a hossztartók gerinclemezét és alsó övlemezét összekötő oldalvarratról.



4. kép. Alsó merevítő diafragmák hegesztése a III. pályaszerkezetnél.

tanárnak a berlini II. hídkongresszus előzetes jelentésében bemutatott különleges hegesztett hídszerkezetén alkalmazott és alsó övként szereplő pályaszerkezetével.

A III. sz. szerkezet és a IV. sz. szerkezet között szintén a merevítő diafragmák elhelyezésében, valamint a vaslemez fölötti kiegyenlítő betonrétegnek a lemezhez való kötésében van különbség. A III. sz. szerkezetnél ugyanis ismét csak alsó merevítők vannak az egyes hossztartók között elhelyezve és ezekhez, valamint a lemezhez hozzáhegesztve éspedig 1·0 m-es

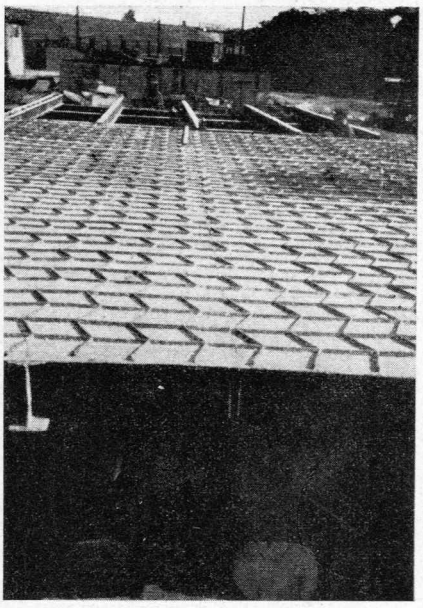


5. kép. A IV. pályaszerkezet felső szalagvas hálózata az együttdolgozó betonréteg lebontása után.

távolságokban; *(l. 4. kép)* míg a IV. sz. tartónál ilyen teljes magasságú alsó diafragmák csak 1·50 m-ként vannak elhelyezve, a lemez tetején ellenben 40—4 álló laposvas merevítők vannak 1·40×0·67 méretű hálóban elhelyezve *(l. 5. kép)* és ennek tetején van a bekötő és erősítő dróthálófonat, amit a III. sz. szerkezetnél a lemez tetejére hegesztett útfelszín erősítő sinus alakú vasbetétek helyettesítenek *(l. 6. kép)*. A vaslemez tetején levő és az együttdolgozásba itt is bevont kitöltő vasbetonréteg vastagsága a III. sz. szerkezetnél 3 cm, míg a IV. sz. szerkezetnél 5·5 cm.

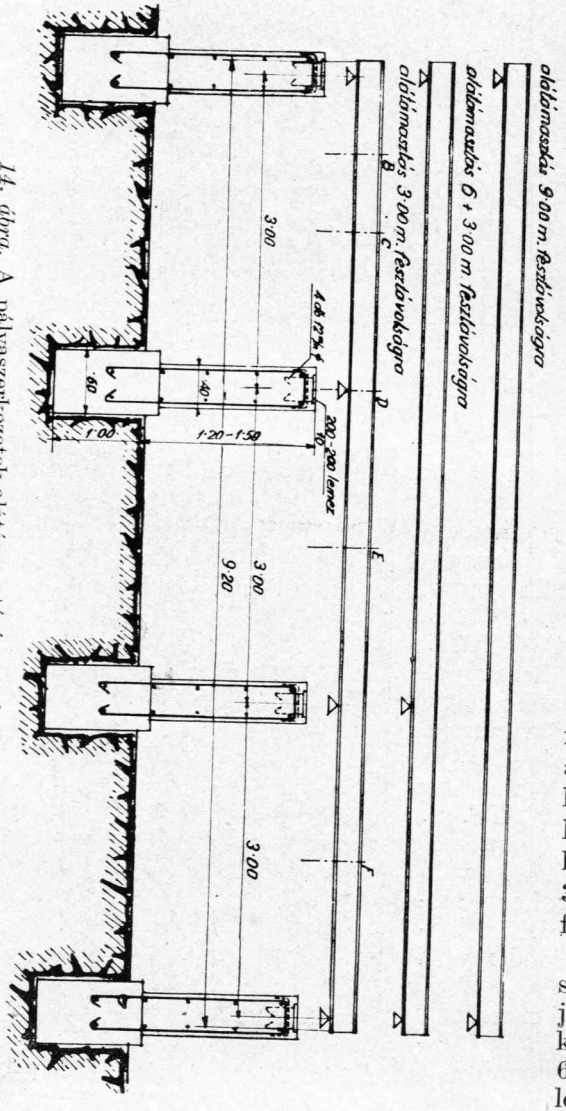
A síklemez szerkezetekkel való kísérleteket indokolttá tette, hogy előállításuk a legegyszerűbb, tehát a legolcsóbbakká fejleszthetők, és hogy a legkisebb önsúlyuk van.

A pályára kerülő nagy koncentrált súlyok jobb teherelosztása és a tökéletes vízszigetelés érdekében mind a négy próbatesten külön kétrétegű aszfalt



6. kép. Betontartó rács a III. pályaszerkezet vaslemezén.

lemezes szigetelést, 4 cm védőbetont és ezen 5 cm kétrétegű hengerelt aszfalt burkolatot alkalmaztunk *(l. 7. kép)*. A kísérletek kiegészítéseképen az I. jelű szerkezetet az első terheléssorozat elvégzése után, szigetelés és védőbetonréteg nélkül is elkészítettük, úgy, hogy a 4 cm kitöltő vasbetonrétegre közvetlenül ráhelyeztük az 5 cm vastag aszfalt koptatóréteget. Ugyanennél a szerkezetnél az alsó diafragmák közül minden másodikat utólag alsó övvel erősítettük meg és így kereszttartóként képeztük ki. Egyébként az I.—V. szerkezetek egyikének sem volt kereszttartója, mert az I.—IV. szerkezeteknél a hossztartók teljes magasságban közéjük hegesztett és 8 mm vastag gerinclemezből álló diafragmák csak keresztmerevítésnek és keresztkötésnek voltak felfoghatók.

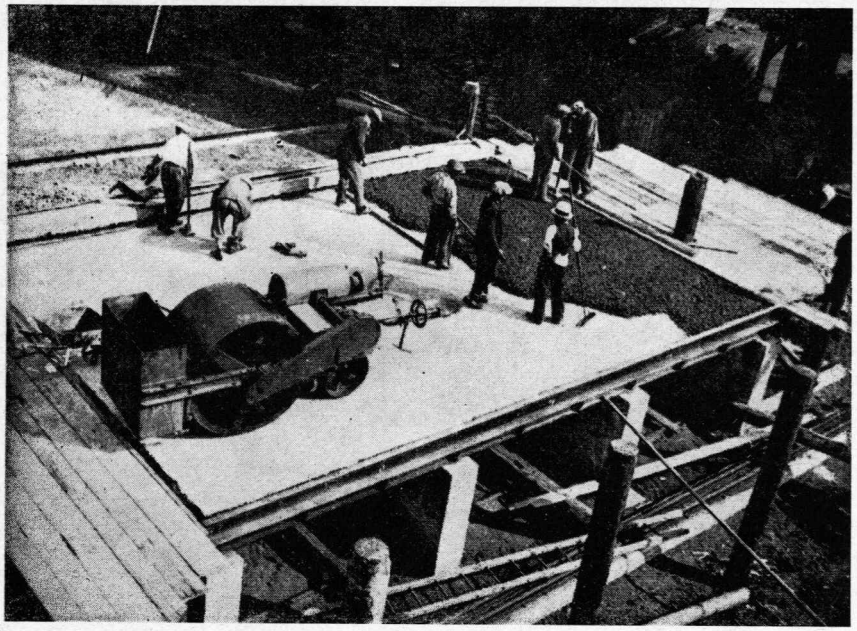


14. ábra. A pályaszerkezetek alátámasztására szolgáló betonpillérek.

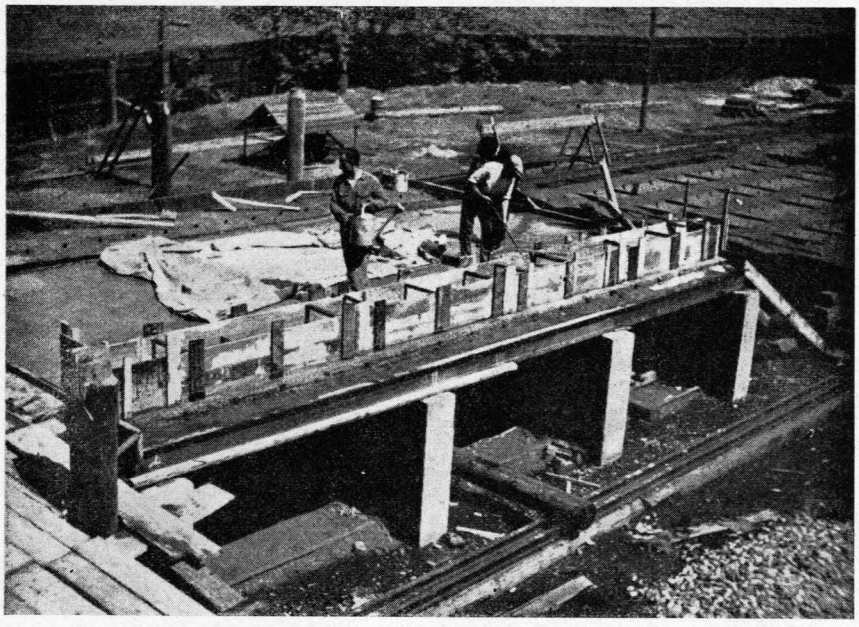
Az V. sz. szerkezet 28-as I-tartókkal, illetve a közúti villamos vágányok helyén 2×22-es [tartóval alátámasztott 15 cm vastag vasbetonlemez, melyet egyirányú vasalással és a támaszok fölött kiékelésekkel láttunk el. Az 5 cm aszfaltburkolat itt közvetlenül a vasbetonlemez tetejére került. Az alátámasztó hossztartókat különféle kiosztású és alakú kengyelekkel kötöttük be a vasbetonlemezbe, hogy annak a hossztartók nyomott öveként való együttdolgozását biztosítsuk *(13. ábra, A. részlet)*.

Az összes kísérleti tartókat a valóságnak megfelelő méretekkel és 9·30 m hosszban készítettük el. A tartók alátámasztása 3·0 m-kint elhelyezett fix betonpilléreken történt *(l. 8. kép)*, ami a híd átlagos kereszttartó távolságának felel meg. A hossztartók a betontömbökbe ágyazott vaslemezeken voltak alátámaszthatók s csavarokkal lekötheték, vagy 3 × 3·0 m, vagy 3·0 + 6·0 m, vagy 1 × 9·0 m fesztávolságban *(14. ábra)*.

A kísérleteket a hídpályaszerkezet méretezésének alapjául szolgáló 2 drb. 24 t-ás kocsi kerék súlyainak megfelelő 6 t-ás koncentrált álló terheléssel és 450 kg/m² egyenlete-



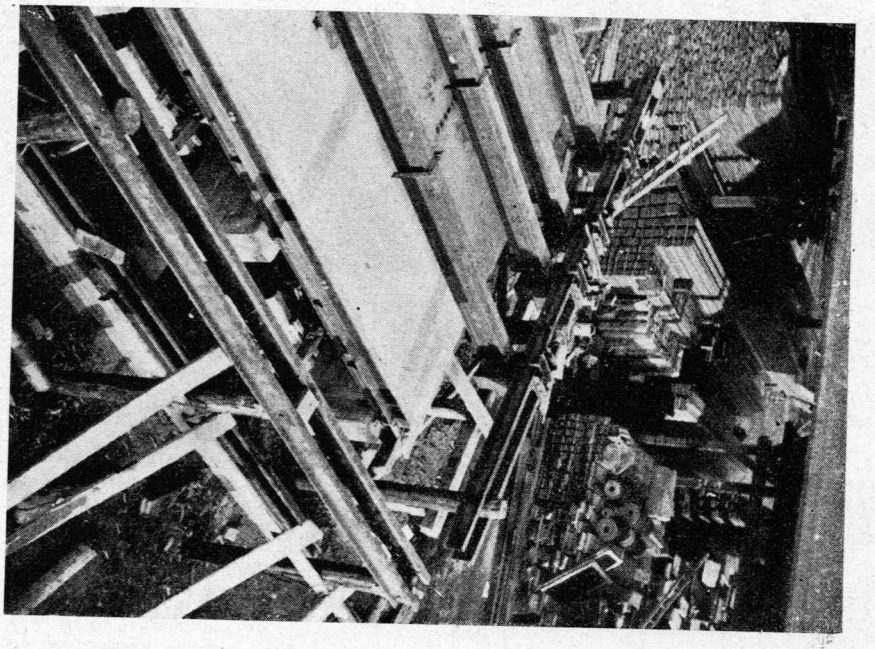
7. kép. Aszfaltburkolat készítés az I. pályaszerkezeten.



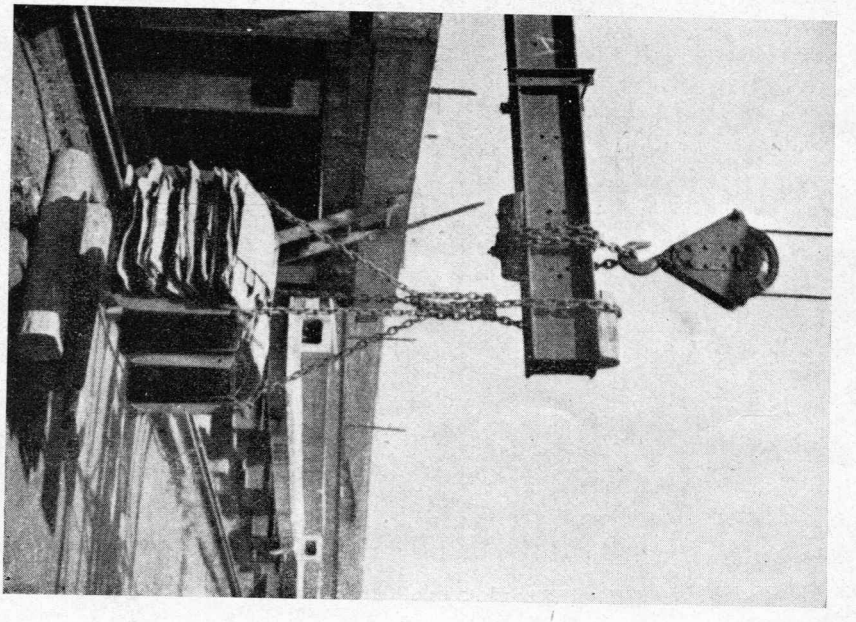
8. kép. A kísérleti pályaszerkezetek alátámasztására szolgáló betonpillérek.

sen megoszló terheléssel hajtottuk végre. A vizsgált álló terhelési esetek a következők voltak:

1. Két kocsitengely az üreges szegélytartó mellől kiindulva keresztirányban egymás mellé helyezve a középső nyilás közepe fölött *(15/a. áb. a)*.



9/a kép. Emelőkaros terhelőberendezés a kész I. pályaszerkezet fölött.



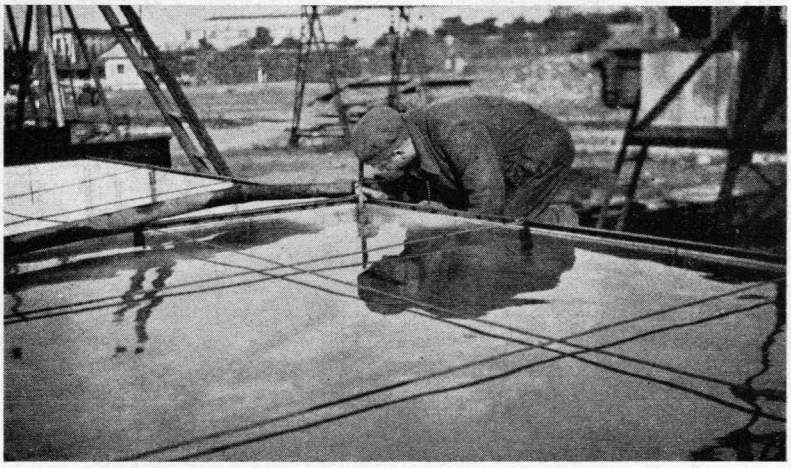
9/b kép. Ólomlemez terhelés az emelőkar végén.

2. Két kocsitengely a vasszerk. szegélytartó mellől kiindulva keresztirányban egymás mellé helyezve a szélső nyilás közepe fölött *(15/b. ábra)*.

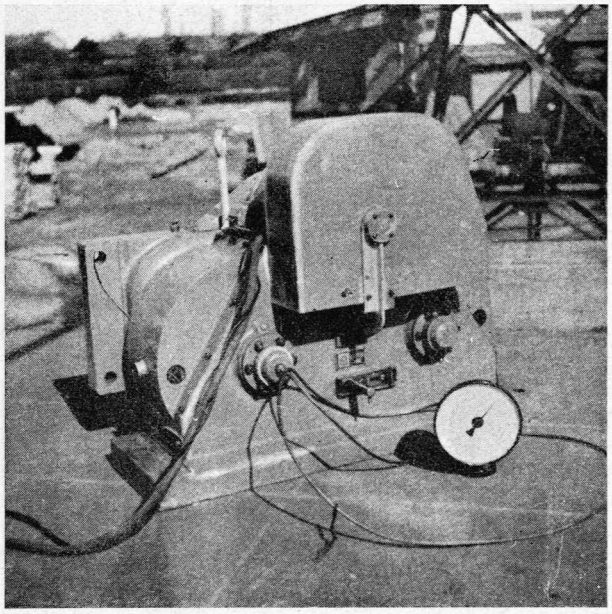
3. A nyílásközép keresztmetszete fölött keresztirányban haladó mezgó keréksúly *(19. ábra)*.

4. A hídközén hosszirányban mozgó tengelysúly *(29. ábra)*.

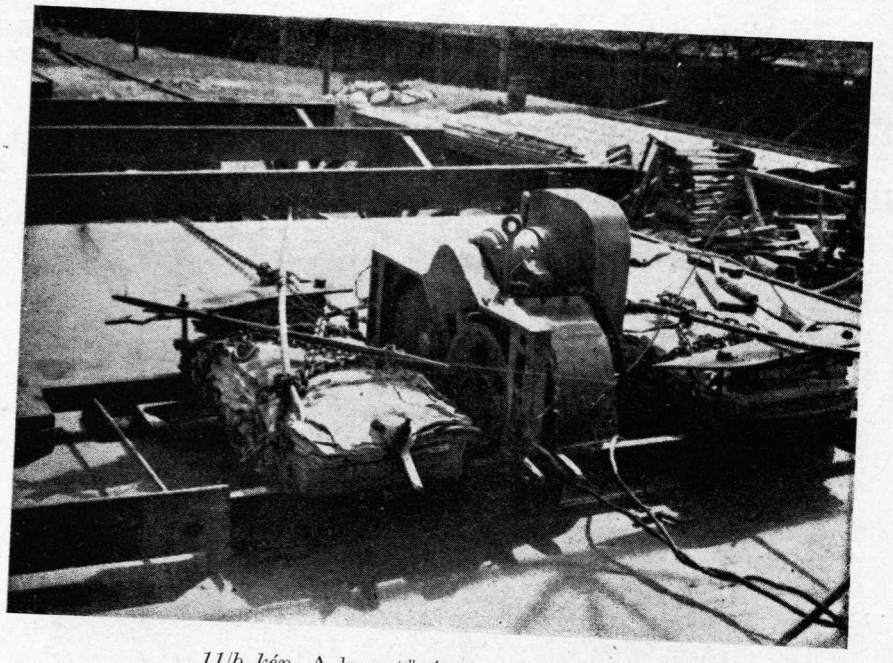
5. 450 kg/m² egyenletesen megoszló súly a teljes pályaszélességben nyilásonkint terhelve.



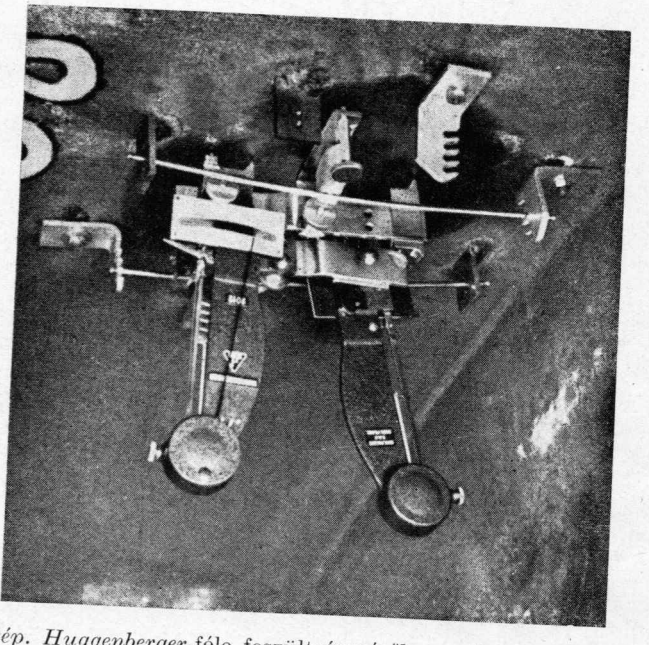
10. kép. Megoszló terhelés bádogkádakba eresztett vízzel.



11/a kép. A *Losenhausen*-féle villamos lengetőgép.



11/b kép. A lengetőgép az ellensúlyokkal.



12. kép. Huggenberger-féle feszültségmérők a pályalemez alján.

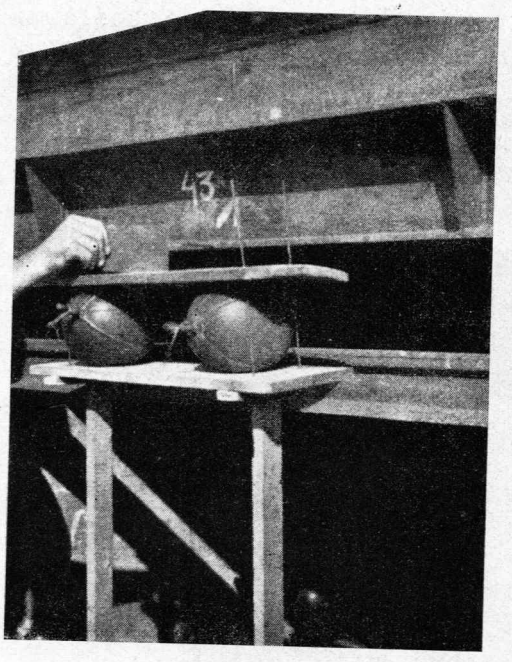
A koncentrált terhelést a kocsikerékszélességnek megfelelő 30 × 10 cm területre emelőkaros konzolokkal fejtettük ki *(l. 9 a. kép)* pontosan lemérlegelt ólomlemezekkel *(l. 9/b. kép)*. A megoszló terhelést bádogkádakba eresztett víz segélyével vittük a pályára *(10. kép)*

A rázó terhelést a Losenhausenwerk 2000 kg röperejű és 1140 kg statikus súlyú lengetőgépével *(11. a—b kép)* hajtottuk végre, úgy, hogy előzetesen megállapítottuk a szerkezet tömegének megfelelő percenkinti veszélyes önlengés-

13. kép. Lehajlás- és feszültségmérő műszerek.

számát, amely mellett a legnagyobb amplitudót mutatta és ezután a gépet erre a rezgésszámra beállítva, tartósan terheltük. Az 1140 kg önsúlyt ólomlemezterheléssel 3000—3500 kg-ra növeltük, abból kiindulva, hogy a hídon naponta előforduló járműterhelésből ennél nagyobb kerékterhelés nem adódik és a tartós terhelés alapjául a gyakorlatban naponta előforduló keréksúlyt kell választanunk.

A statikus terhelések alatt *Huggenberger*-féle műszerekkel mértük a feszültségeket *(l. 12. kép)* és *Zeiss*-féle mérőórákkal a behajlásokat *(13. kép)*. A 6 t-ás keréksúlyokat keresztirányban és hosszirányban veszélyes helyzetekben helyeztük a pályára, továbbá keresztirányban végigmenő egyes súlyra és hosszirányban végigvonuló tengelysúlyra behatási ábrákat is vettünk fel. A megoszló terheléseket is beleértve, egy-egy pályán összesen hétféle terhelési esetet vizsgáltunk meg.



14. kép. Oszcillogramm-felvétel.

A dinamikus terhelés alatti rezgéseket a hossztartók alsó öveire hegesztett tűk előtt végighúzott kormozott üveglapokra rajzoltuk fel *(14. kép)*, amelyekről az amplitudót becslő mikroszkóppal olvastuk le. Bizonyos számú terhelésismétlés után mindig mértük a statikus súly alatti feszültségek és behajlások növekedéseit, illetve változásait is.

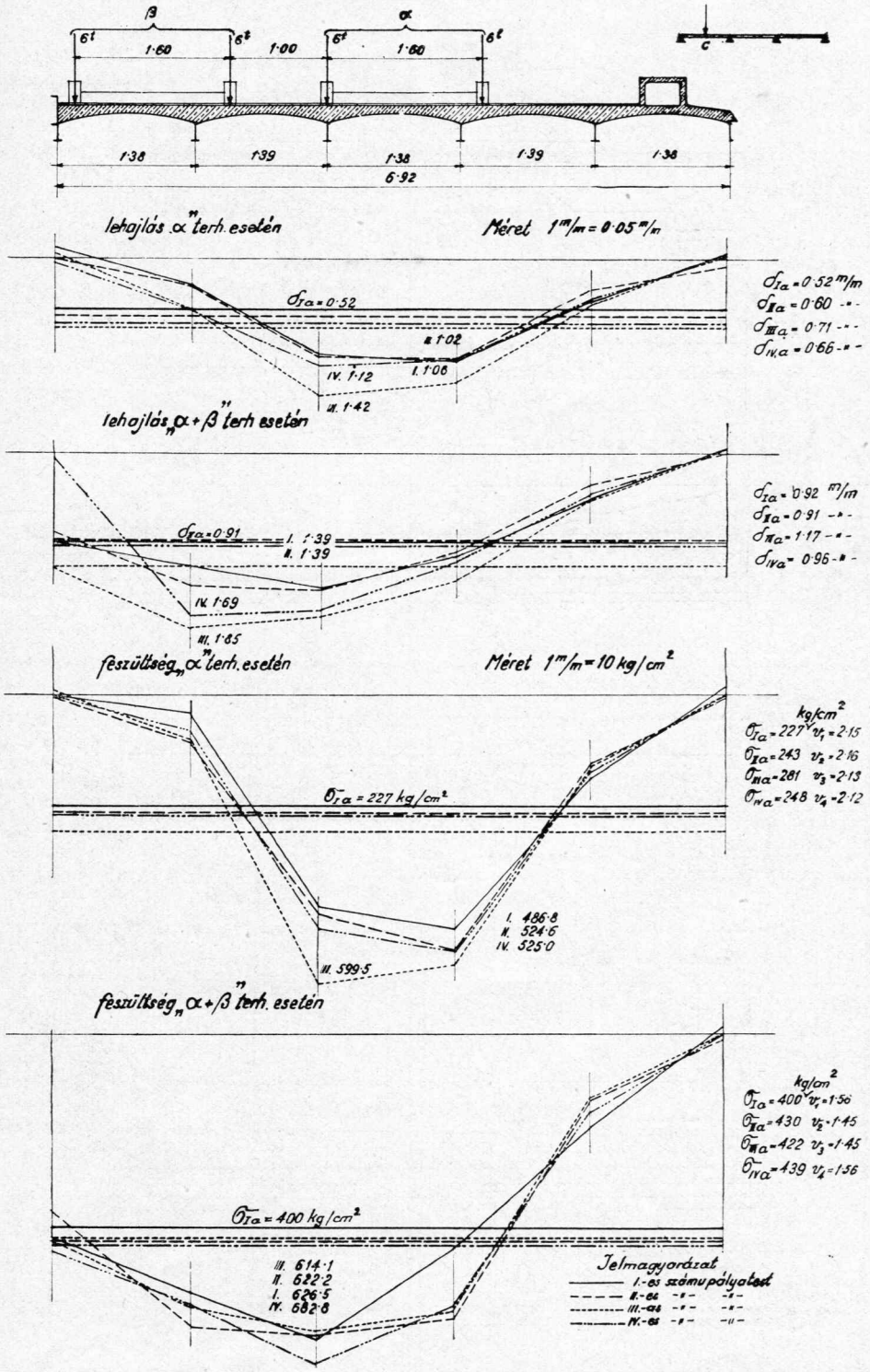
A kísérletek eredményeit a vizsgált szempontok szerint csoportosítva, az alábbiakban adjuk:

1. A vizsgált szerkezetekben keletkező feszültségek álló (statikus) terhelés alatt.

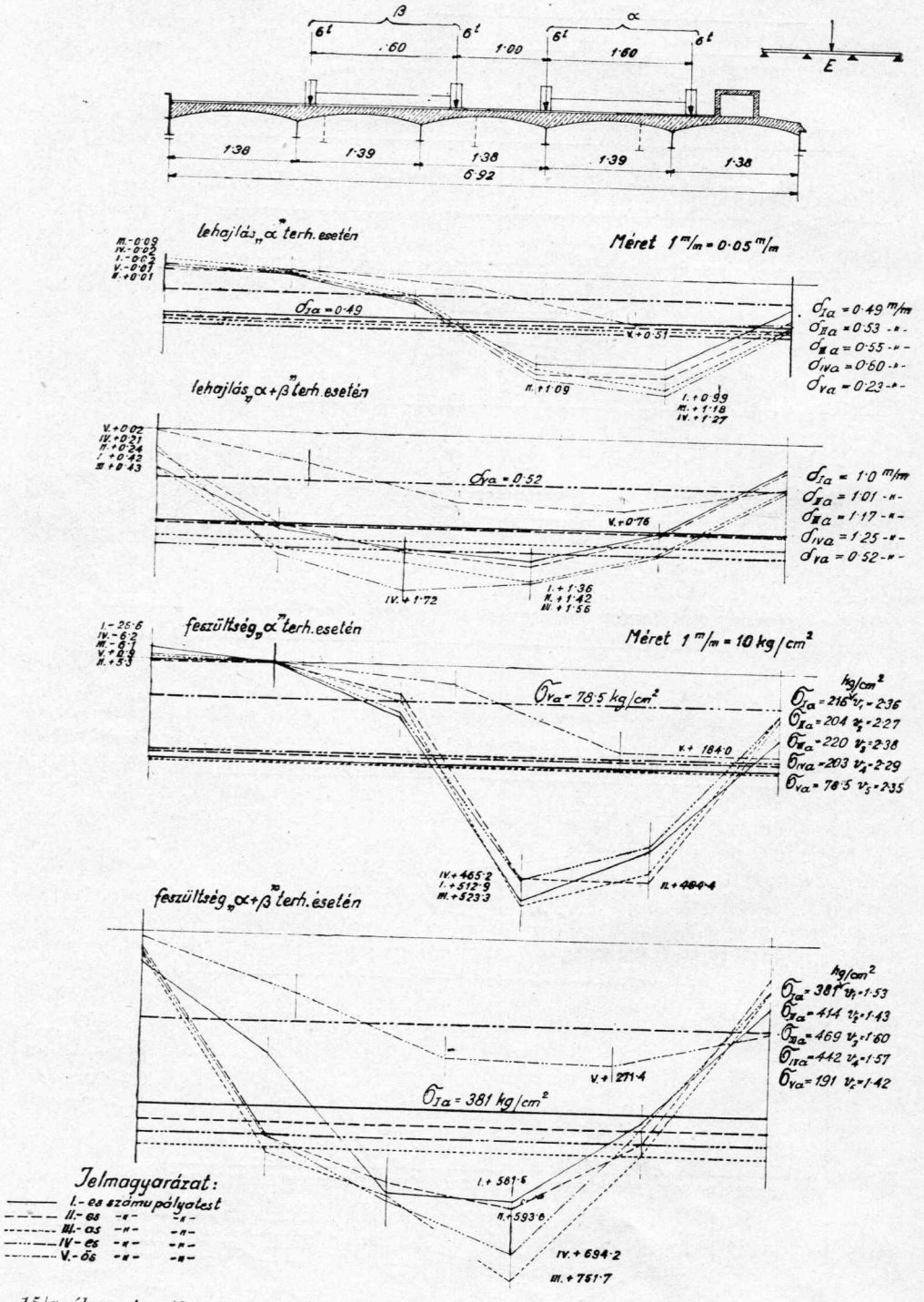
A szerkezeteket minden esetben, mint a hossztartókkal együttműködő lemezszerkezeteket vizsgáltuk és a kölcsönös együttműködés folytán biztosított teherbírásra voltunk csak tekintettel. A terheléseket a hídon fennálló tényleges fesztávolságokon hajtottuk végre vagyis a kereszttartók átlagos távolságának megfelelő 3·0 m-es alátámasztás mellett. A hídpályát keresztirányban veszélyesen terheljük, ha a 2 drb. 24 t-ás kocsi 1—1 tengelyét egymásmellé állítjuk mégpedig az *1.* jelű terhelésnél *(15/a. ábra)* a villamosvasúti kerékvető, a *2.* jelűnél *(15/b. ábra)* pedig a szélső szegélyhossztartó mellől kiindulva. Az egyes szerkezetek hossztartóinak alsó öveiben mért feszültségeket és behajlásokat az I. jelű terh. alatt a középnyílás közepén levő keresztmetszetben a *15/a. ábra* mutatja. Amint látható, az íves dongalemezes tartók legnagyobb feszültsége a kritikus terhelés mellett alig éri el a 600 kg/cm²-t, a síklemez tartóké pedig 700 kg/cm² körül van, míg a vasbetonlemezé mindössze 271·4 kg/cm². Ha ezeket most az 1·5-es átlagos dinamikus tényezővel beszorozzuk és az önsúlyból keletkező feszültségeket is hozzáadjuk, akkor a legjobban igénybevett hossztartó alsó övében az I. táblázatban feltüntetett σ húzófeszültségeket kapjuk. A következő rovatban a szélső nyílás közepén levő terhelés hatására fellépő legnagyobb $\sigma_{max.}$ feszültségek és zárójelben a 2. terhelésre ugyancsak a szélső nyílás közepén fellépő σ húzófeszültségek vannak feltüntetve.

I. TÁBLÁZAT.

		σ	σ_{max}	σ_0	ν
I.	1·5 . 581·5 = 872 + 18 =	890	1033	(990) =	1·36
II.	1·5 . 593·6 = 892 + 18 =	910	1055	(985) =	1·33
III.	1·5 . 751·7 = 1132 + 26 =	1158	1336	(1294) =	1·05
IV.	1·5 . 694·2 = 1044 + 28 =	1072	1246	(1105) =	1·12
V.	1·5 . 271·4 = 407 + 19 =	426	503		2·78



15/b ábra. A pályaszerkezetek feszültségei a 2. terhelés alatt 3 m fesztávolságon.



15/a ábra. A pályaszerkezetek feszültségei az I. terhelés alatt 3 m fesztávolságon.

A szerkezet biztonságára jellemző lesz a $\nu = \frac{1400}{\sigma_{max}}$ értékek kiszámítása, amelyek az utolsó rovatban vannak feltüntetve. A zárójelben levő σ értékek a 2. terhelés hatására a szélső nyílás közepén közvetlenül mért feszültségeket adják, ezek azonban valamivel kisebb csúcsértékeket adnak.

Érdekes az egyes hossztartókon egyazon keresztmetszetben a mozgóterhelés alatt mért és az ugyanott számított feszültségek átlagértékeit összehasonlítani, melyet a II. táblázat tüntet fel. Az átlagfeszültségek számításánál a próbaszerkezetet teljes szélességben egységesen összefüggő és együttdolgozó keresztmetszetként fogtuk fel és a feszültségeket az I.—V. pályaszerkezeteknél egyaránt kiszámítottuk arra az esetre, ha csak a vasszerkezet veszi fel a feszültségeket (σ_v^t) és arra is, ha a kitöltő vasbetonszerkezet a vaslemez szerkezettel együttdolgozik (σ_{vb}^t) azonkívül úgy is kiszámítottuk a feszültségeket, ha csak egy-egy hossztartó és a hozzátartozó vasbetonlemez, illetve vaslemezsávok mint egymás mellé állított elemek veszik fel a terhelést, tehát a szélső vas-, illetve vasbeton szegélytartók nagyobb merevségét elhanyagoltuk (σ_{vb}^e és σ_v^e).

Amint a II. táblázatból látható, a lehajlásból és feszültségmérésből mért feszültségek 10%-on belül egyeznek egymással és értéküket a legjobban

II. TÁBLÁZAT.

1. Terhelési esetre „E" keresztmetszetben.

Próbatest száma	Az egyes elemekből a teljes pályaszélességre számított keresztmetszeti tényező (cm³)		Az egységes pályaszerkezet keresztmetszeti tényező (cm³)		Átlagos feszültségek kg/cm²					Eltérés a számított σ_{vb} és a mért σ között
					számított			mért		
	K_{vb}	K_v	K_{vb}	K_v	σ_{vb}^e (σ_v^e)	σ_{vb}^t	σ_v^t	lehajlásból	fesz. mér.-ből	
I.	5×565	5×473	8450	3210	450 (540)	152	400	391	372	—18%
II.	2825	2365	8450	3210	450 (540)	152	400	426	414	—7·0%
III.	5×437	5×416	6400	2956·23	577 (605)	197	406	510	470	—18%
IV.	5×475	2080	7200	2956·23	505 (605)	175	426	493	441	— 8%
V.	4×1285 = =5140	2655	6640	2700	245 (475)	190	467	187	192	—29%
2. Terhelési esetre „C" keresztmetszetben.										
I.	5×565 = =2825	5×473 = =2365	8450	3210	510 (601)	171	449	410	401	—26%
II.	„	„	8450	3210	510 (601)	171	449	405	430	—22%
III.	5×437 = =2185	5×416 = =2080	6400	2956·23	659 (693)	225	487	518	462	—34%
IV.	5×475 = =2375	„	7200	2956·23	607 (693)	200	487	483	440	—31%

a vasbetonlemez együttdolgozásának betudásával számított feszültségek közelítik meg, míg a vasszerkezetre számított feszültségek végig mintegy 50—80%-kal magasabbak, tehát nem felelnek meg a valóságos állapotnak.

Feltűnő, hogy míg az „E" keresztmetszetben, tehát a középső nyílás közepén az I.—IV. pályaszerkezeteknél mért feszültségek alig kisebbek 7—18%-kal a számítottnál, addig a „C" keresztmetszetben, vagyis a szélső nyílás közepén mért feszültségek a számítottaknak nagyobb mértékben: 22—34%-kal alatta maradnak. Ennek magyarázata a szélső támaszpontok süllyedésében keresendő, aminek következtében a szélső nyílás közepén fellépő pozitív nyomatékok („C" keresztmetszet) csökkennek a közbenső nyílás közepén fellépő pozitív nyomatékok pedig („E" keresztmetszet) nőnek. A tartók alátámasztási pontjai ugyanis a hegesztés okozta elcsavarodások miatt nem lehettek egy síkban és a magasságkülönbségek kiegyenlítése csak alátétlemezkékkel történhetett, amelyek a terhelés alatt különböző mértékben nyomódtak össze.

A II. táblázatban a hossztartók alsó élén keletkező feszültségeket tehát úgy is kiszámítottuk, hogy a szélső vasszerkezetű szegélytartó, valamint a másik szélen levő üreges vasbeton szegélytartó nagyobb merevségét tekintetbe véve a teljes pályakeresztmetszetet egységesen dolgozó merev egésznek fogtuk fel. Az így kapott értékek (σ_{vbt}) azonban a mért feszültségeknek csak 40—50%-át teszik ki, amiből nyilvánvaló, hogy a teljes keresztmetszet nem vehető keresztirányban egységes egésznek, főként amiatt, mert az üreges vasbeton szegélytartó együttdolgozása a vasszerkezetű hossztartókkal nincs eléggé biztosítva, továbbá a lemez keresztirányú merevsége nem elég nagy ehhez.

A mért és számított értékek összehasonlításából az is kitűnik, hogy a „C" keresztmetszetben az I. és II. (dongás) pályaszerkezeteknél kevesebb a számított feszültségekhez képest mutatkozó eltérés, mint a III. és IV. síklemez szerkezeteknél. Ennek magyarázata viszont az lehet, hogy a dongaszerkezeteknél a domború íves vaslemez esetleges kihajlása folytán a kitöltő vasbetonnal való együttdolgozás nem olyan zavartalan, mint a síklemez szerkezeteknél, másrészt hogy a héjboltozatszerű dongaszerkezetnél a membránszerű boltozatról a vállakban leadott nagy nyíróerők növelik a húzott övként működő hossztartókban fellépő húzófeszültségeket; vagyis a tartó erőjátéka nem közelíti meg olyan mértékben a gerendatartók erőjátékát, mint a síklemeztartók hossztartói. Ezt bizonyítja egyébként az a tény is, hogy a dongák vállaiban — ahova a hajlított gerendatartó semleges tengelye esik és így a hajlításból származó feszültségnek 0-nak kellene lennie — a következő feszültségeket (kg/cm²-ben) mértük a hossztartók gerinclemezein 1×6^t keresztirányban vándorló terhelésre (*III. táblázat*).

Amint látjuk, az I. és II. jelű tartók feszültségei lényegesen felülmúlják a III., IV. és V. jelű tartókét és ha ennek a többletnek megfelelő különbözetet levonjuk az előbbi táblázatban feltüntetett és ott mért feszültségek átlagából, arra az eredményre jutunk, hogy a tiszta hajlításból keletkező mért feszültségek az I. és II. jelű tartóknál is ugyanolyan mértékkel maradnak alatta a számított értékeknek.

Az a tény pedig, hogy a mért értékek mindenütt alatta maradnak a számított értékeknek, a vizsgált lemezszerkezetek kedvező terheléselosztó hatásával és a szélső szegélytartók bizonyos kisebb fokú együttdolgozásával magyarázható. Ezzel egyébként később még részletesebben fogunk foglalkozni.

III. TÁBLÁZAT.

		I. pályaszerk.	II. pályaszerk.	III. pályaszerk.	IV. pályaszerk.	V. pályaszerk.
„B" keresztmetszet	Egyenként	78·7, 75·8, 85·5			21·3, 19·6, 20·1, 11·4, 54·0	
	átlag	80			22·1	
„C" keresztmetszet	Egyenként		93·5, 90·3, 77·3, 132·7	24·6, 13·1, 6·8, 12·0, 71·2		
	átlag		98·5	25·5		
U. a. keresztmetszet a hossztartó alsó élén		198	270	259	157	107

Hogy a hossztartók alsó szélén mért hosszirányú húzófeszültségek a dongás — tehát héjboltozatszerű — lemezszerkezeteknél a dongáról átadódó nyíróerők folytán aránylag nagyobbak, mint a síklemezszerkezeteknél, azt a többi terhelési esetek is igazolták, így pl. a 4. sz. terhelésnél (egy hosszirányban végighaladó kocsitengely) a következő feszültségeket és behajlásokat mértük a közbenső hossztartón *(l. IV. táblázat)*.

IV. TÁBLÁZAT.

Keresztmetszet helye, pályaszerk. száma	Szélső nyílás „C" keresztmetszet					Középső nyílás „E" keresztmetszet				
	I.	II.	III.	IV.	V.	I.	II.	III.	IV.	V.
Feszültség (σ) kg/cm².	406·7	490·5	535·0	430	179·3	399·4	433·9	495·0	418·9	189
Feszültségek aránya $\frac{\sigma}{\sigma_I}$	1	1·2	1·32	1·06	0·44	1	1·08	1·24	1·04	0·475
A keresztmetszeti tényezők aránya $\frac{K}{K_I}$	1	1	1·73	1·59	0·66	1	1	1·73	1·59	0·66
Behajlás (δ) mm	0·89 (0·805)	1·02 (0·87)	1·66 (1·46)	1·28 (1·07)	0·49	1·05 (0·89)	1·08 (0·86)	1·33 (1·19)	1·25 (1·005)	0·44 (0·40)
Behajlások aránya $\frac{\delta}{\delta_I}$	1	1·15 (1·08)	1·87 (1·81)	1·44 (1·33)	0·55	1	1·05 (0·97)	1·27 (1·48)	1·19 (1·25)	0·42
Az inercia-nyomatékok aránya $\frac{J}{J_I}$	1	1	1·62	1·42	0·59	1	1	1·62	1·42	0·59

Megjegyzés. A zárójelben foglalt behajlási értékek a támaszpontok lesüllyedésének közelítő leszámításával nyert értékek!

Bár az eredmények elég nagy szóródást mutatnak, az egyértelműleg megállapítható, hogy amíg az I.—II. pályaszerkezetek feszültségeinek az egységnek vett I. pályaszerkezet feszültségéhez viszonyított aránya a keresztmetszeti tényezők arányától csak 8—20%-ot tér el, a behajlások arányánál

pedig az eltérés a tehetetlenségi nyomatékok arányaihoz 5—15%, ugyanakkor viszont a III.—IV. pályaszerkezetek feszültségeinek viszonyított aránya 41—55%, a behajlásoknál viszont csupán 0—15% eltérést mutat.

Mindebből azt a következtetést lehet levonni, hogy a dongás lemezszerkezetek nagyobb merevsége csak a lehajlások mérséklésében jut teljes mértékben kifejezésre, mert a hossztartók alsó élén mért feszültségeknél a héjboltozatból kapott nyíróerőtöbblet folytán egy 7—10%-os túlfeszültség keletkezik a síklemezszerkezetekhez képest.

Érdekes még az I. és II. dongás pályaszerkezetek hossztartóiban keletkező feszültségeket egymásközött is összehasonlítani, amiből az alsó és felső diafragmázás, illetve az alsó diafragmázás sűrűségének hatására lehet következtetéseket levonni.

Megállapítható, hogy míg az

	I.	szerk.-ben	az	1.	terh.-re	(E-ben)	391—372 kg/cm²;
		,,	a	2.	,,	(C-ben)	410—401 ,,
	és	,,	a	3.	,,	(C)	311 ,,
addig a	II.	,,	az	1.	,,	(E-ben)	426—414 ,,
		,,	a	2.	,,	(C-ben)	405—430 ,,
		,,	a	3.	,,	(C-ben)	411 ,,

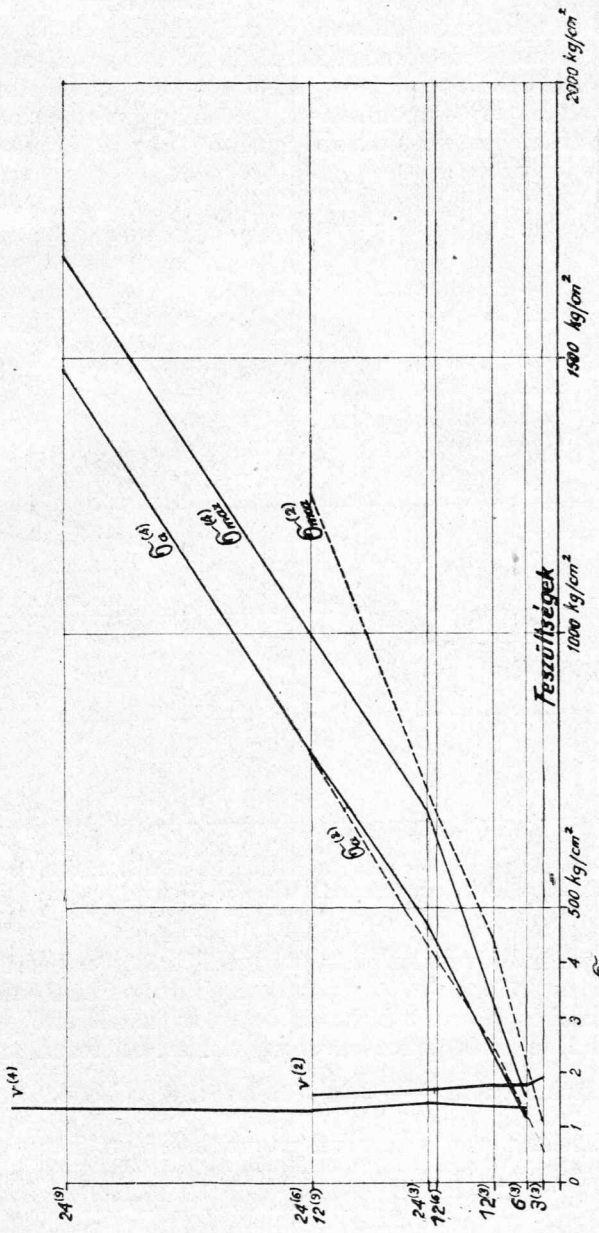
feszültség keletkezik, tehát az I. szerkezet alsó övében 10—25%-kal alacsonyabbak a húzófeszültségek. Ez főként azzal magyarázható, hogy az I. szerkezetnél a nyílás közepén is van alsó diafragma, amelynek hatására a héjboltozatról leadott többletnyírófeszültségek 0-val lesznek egyenlők, míg a II. pályaszerkezetnél ez hiányzik. Ezt igazolja különben a „B" keresztmetszetekben a hossztartók fölött ható 6—6^t koncentrált erő hatására fellépő feszültségek összehasonlítása is (I.-nél $\sigma_B = 308$ kg/cm², II.-nél $\sigma_B = 300$ kg/cm²). Amiből megállapítható, hogy az olyan keresztmetszetben, ahol nincs diafragma egyik pályaszerkezetnél sem, ott a feszültségek mindjárt egyenlők lesznek.

A III. és IV. pályaszerkezetek között már nem lehet közvetlenül ilyen összehasonlítást tenni, mert a vaslemez tetejére helyezett merevítő betonréteg a IV. szerkezetnél 2·5 cm-rel vastagabb és a szerkezet számított keresztmetszeti tényezője ennek megfelelően 10%-kal nagyobb; a feszültségek pedig ugyanannyival kisebbek is.

Végeredményben tehát megállapítható, hogy az alátámasztó hossztartók alsó öveiben a mértékadó terhelés hatására keletkező húzófeszültségek sehol sem érték el a megengedett határt (v. ö. I. táblázat).

a) Következtetés a hossztartók csúcsfeszültségeire az átlagfeszültségek alapján.

A *16. ábra* végül az I. (új) pályaszerkezet hossztartóinak alsó övein mért húzófeszültségek növekedését mutatja az álló terhelést képező súlyok fokozásának hatására. Mivel a terhelő berendezéssel csak legföljebb $4 \times 6 = 24^t$ súllyal tudtuk a szerkezetet megterhelni, az igénybevételeket úgy fokoztuk, hogy a 3 m fesztávon alkalmazott 3, 6, 12 és 24^t terhelés után a szerkezetet 6 m fesztávon terheltük 12 és 24^t-val, majd 9 m fesztávon ismét 12 és 24^t-val. A terhelések skáláján a különböző fesztávolságokon ható súlyokat úgy hoztuk közös nevezőre, hogy pl. a 6 m-en alkalmazott súlyokat a keletkező nyomaték-

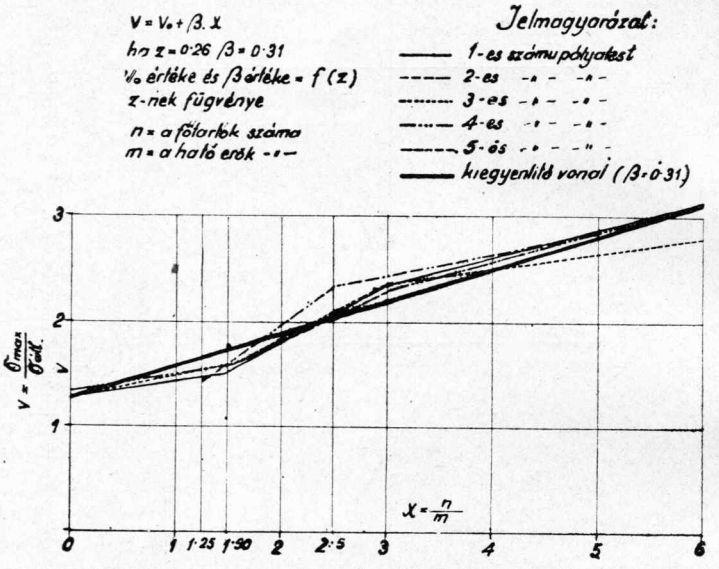


16. ábra. Az I. (új) pályatest feszültségeinek növekedése az álló terhelés fokozásának hatására.

nak a 3 m-es tartó nyomatékához viszonyított arányában $\frac{1{\cdot}125}{0{\cdot}60} = 1{\cdot}875$-el, a 9 m-es fesztávolságon alkalmazott súlyokat pedig $\frac{2{\cdot}25}{0{\cdot}60} = 3{\cdot}75$-tel megszorozva raktuk fel. A terheléseket az 1. terhelési eset szerint alkalmaztuk

vagy két (*„α" terh.*), vagy pedig négy (*„α + β" terh.*) összpontosított erő alakjában (v. ö. *15/a ábra*). Amint látható, a szerkezet a terhelés növekedésére teljesen rugalmasan viselkedett, mert nemcsak az átlagos feszültségek (σ_u), hanem a csúcsfeszültségek (σ_{max}) is egyenes arányban növekednek. Eltérést csupán az (*α*) terhelés (2 összpontosított erő) alatt mért csúcsfeszültségek vonala mutat. Ennek megvilágítására feltüntettük az ábrában az egyes terhelő súlyokhoz tartozó

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{átl}} = v$$

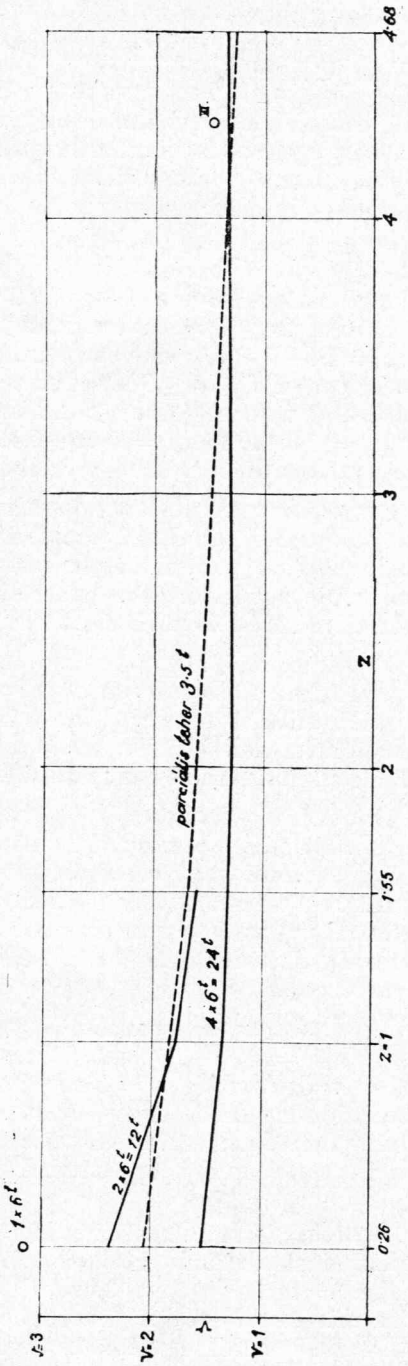


17/a ábra. A csúcsfeszültségeknek az átlagfeszültségekhez való viszonya (*v*) a terhelő erők és a hossztartók számának (*x*) függvényében.

viszonyszámokat jellemző vonalakat is, mégpedig külön a két összpontosan ható terhelő erő és külön a 4 összpontosan ható terhelő erő hatására. Ezekből az az érdekes jelenség látható, hogy a terhelő erő nagyságának (v. ö. 1. terhelés és 2. terhelés) fokozásával vagy az erők keresztirányú egymással párhuzamos eltolásával a $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{átl}} = v$ értéke alig változik, mindössze az egész csekély terhelésnél van valamivel nagyobb értéke. Lényegesen függ *v* értéke ellenben attól, hogy hány erő hat a szerkezetre, továbbá, hogy a kerék-súlyok egymástól milyen távolságra hatnak és ez a távolság hogyan viszonylik az alátámasztó hossztartók egymástóli távolságához. Részletesebben vizsgálva mármost ennek alapján a *v* változására hatással bíró egyéb tényezőket a *17/a ábrában* ugyanarra a pályaszerkezetre feltüntettük a különböző számú és alakú terhelések alatt kapott *v* értékeket az $x = \frac{n}{m} \cdot \frac{a}{t}$ hányados függvényében, ahol *n* a szerkezet hossztartóinak, *m* pedig a keresztmetszetre ható összpontosított erőknek számát jelenti, viszont *a* a hossztartók, *t* pedig a ható erők egymástóli távolsága. (Megjegyzendő, hogy a vizsgált gyakorlati esetek-

ben a és t átlagos értékei egymással közel megegyezők, vagyis $\frac{a}{t} \leqq 1$ és így $x = \frac{n}{m}$.) Láthatjuk, hogy v változása x függvényében elég jó közelítéssel egy egyenessel ábrázolható $v = v_o + \beta \, . \, x$ alakban. v_o és β értéke viszont ismét a pályalemez keresztirányú viszonylagos merevségétől függ. Ha ennek kifejezésére elfogadjuk a *Leonhardt* által bevezetett $z = \frac{i \, . \, c}{k \, . \, n^3} = \frac{J_Q}{J} \cdot \frac{a^3}{l^3}$ állandó kifejezést — ahol a a hossztartók egymástóli távolságát, l a pályaszerkezet fesztávolságát, J_Q pedig a pályaszerkezet együttdolgozó sávjának keresztirányú tehetetlenségi nyomatékát, J pedig egy hossztartó tehetetlenségi nyomatékát jelenti —, a *17/b ábrában* feltüntettük a terhelési eredmények alapján z-nek v változására gyakorolt hatását. Világosan látjuk, hogy ez sokkal kisebb mértékű, mint x fentebb vázolt hatása. Különösen elenyészővé válik ez a hatás $z > 1$ értékeknél, vagyis a viszonylag *nagy* keresztirányú merevségű pályaszerkezeteknél. v értéke z értékének növekedésével természetesen csökken és $z = \infty$-nél, középen ható terhelésre $v = 1$ lesz. A gyakorlatban valamely pályaszerkezetnek a mértékadó terhelése legalább két keréksúlyból, de sokszor négy keréksúlyból áll. A négy keréksúlyból álló terhelésnél v értéke a vizsgált $z = 0{\cdot}26 - 4{\cdot}68$ határok között $1{\cdot}5 - 1{\cdot}35$ között mozog, két keréksúly terhelésnél pedig $z = 2{\cdot}26 - 1{\cdot}55$ között, $v = 2{\cdot}36 - 1{\cdot}60$ értékeket mutatja, csupán az egyetlen összpontosított terhelés alatt megy fel v értéke 3 fölé. Ha a többi II.—V. pályaszerkezeti típusokat vizsgáljuk, ott is teljesen hasonló értékeket kapunk (v. ö. *17/a ábra*).

A legjobban igénybevett hossztartóban valamely adott szimmetrikus terhelés alatt keletkező csúcsfeszültséget (ami a méretezés alapja) a v értékek bevezetésével igen egyszerűen kaphatjuk:



17/b ábra. A csúcsfeszültségeknek az átlagfeszültségekhez való viszonya (v) a merevségi tényező (z) függvényében az I. új pályaszerkezetnél.

$$\sigma = \frac{M}{n \,.\, K} \,.\, v,$$

ahol M a teljes pályakeresztmetszetre ható nyomaték, n a hossztartók száma és K egy-egy hossztartó keresztmetszeti tényezője.

A csúcsfeszültséget közelítőleg tehát a fenti összefüggések alapján az átlagfeszültségekből is kiszámíthatjuk és a fenti egyszerű meggondolásokat a pályaszerkezet pontos vizsgálatát megelőzően szükséges méretfelvételnél gyakorlatilag is hasznosíthatjuk.

Ha keresztirányban is megoszló terheléssel van dolgunk a $K = \frac{M}{n} \,.\, v$ összefüggésben v helyére 1·3-et kell tennünk; ha legalább *4* összpontos erő helyezhető el *($x \leq 1{\cdot}5$)*, akkor, ha $z > 1$, $v = 1{\cdot}3$-ra vehető, ha pedig $z < 1$, akkor $v = 1{\cdot}3 - 1{\cdot}6$ közé esik és végül, ha két összpontosított erő adja a mértékadó terhelést *($1{\cdot}5 \leq x \leq 3$)*, akkor $v = v_0 + \beta \,.\, x$ összefüggés alapján határozandó meg úgy, hogy ha $z > 2$, akkor $v_0 = 1{\cdot}1$ és $\beta = 0{\cdot}2$, ha pedig $z < 2$, akkor $v_0 = 1{\cdot}2 - 1{\cdot}4$ és $\beta = 0{\cdot}25 - 0{\cdot}40$ között vehető fel úgy, hogy a nagyobb értékek mindenütt a kisebb z értékekhez tartozzanak.

Az eljárás pontos alkalmazhatóságának érdekében érdemes volna csupán e kérdés tanulmányozására kiterjedő további pontos kísérleteket végezni, előzetes méretfelvételre azonban már az eddig végzett kísérletek alapján is javasolható. (Természetesen csakis a szokásos gyakorlati pályaszerkezeti méretek és terhelések esetén.)

Megjegyzendő, hogy a fenti eljárás arra az esetre vonatkozik, ha a pályát keresztirányban több összpontos erővel vagy megoszló terheléssel veszélyesen terheljük, amikoris a legnagyobb csúcsfeszültségek a középső vagy közbenső hossztartókban keletkeznek, tehát a terhelés a pálya középvonalához képest közelítőleg szimmetrikus elhelyezésű.

Ha csak egy vagy két összpontos erővel terhelünk keresztirányban, akkor természetesen bármelyik hossztartóban tudunk csúcsfeszültséget ébreszteni, így a szélső vagy szélsővel szomszédos hossztartókban is.

Az így terhelt szélső főtartóban keletkező csúcsfeszültség aránya az átlagfeszültséghez *(v_{sz})* már lényegesen eltér a fentiekben tárgyalt és a középső hossztartók alatt mért csúcsfeszültségeknek az átlagfeszültséghez viszonyított arányától *(v)*.

Így pl. 1×6^t terhelésnél $v_{sz} = 6{\cdot}46 - 7{\cdot}68$, a szélső melletti hossztartóra $v_{szm} = 3{\cdot}73 - 4{\cdot}0$, míg v csak 2·86—3·16 volt. 2×6^t terhelésnél (1·60 m tengelytáv) $v_{sz} = 2{\cdot}52 - 2{\cdot}96$, míg $v = 2{\cdot}12 - 2{\cdot}16$ volt. A szélső hossztartó tehát abból kifolyólag, hogy csak egyik oldalán csatlakoznak hozzá a teher viselésében segítő pályaelemek, mintegy kétszeres csúcsfeszültséget mutat fel a közbenső és így mindkét oldalról tehermentesített hossztartókhoz képest.

A szélső főtartó egy vagy legfeljebb két összpontos teher alatti csúcsfeszültségeinek abszolút értéke azonban jóval alatta marad a keresztirányban veszélyesen terhelt pálya középső hossztartóiban fellépő feszültségeknek, tehát a méretezésre csakis akkor lehet mértékadó, ha a pálya veszélyes terhelésénél a hossztartók egymástóli távolságánál kisebb nyomtávolságú tengelysorból álló összpontos terhelés is szóba jöhet, melynek szélső kereke a szélső hossztartó fölé vagy azon kívül is elhelyezhető.

b) A hossztartók közötti donga- és síklemezek viselkedése.

A hossztartók közötti lemezek a vizsgált pályaszerkezeteknél kettős szerepet töltenek be. Egyrészt mint a hossztartók felső övei hosszirányú húzófeszültségeket kapnak, másrészt pedig keresztirányban, mint a hossztartók közeit áthidaló lemezeket a terhelés közvetlenül hajlításra veszi igénybe őket.

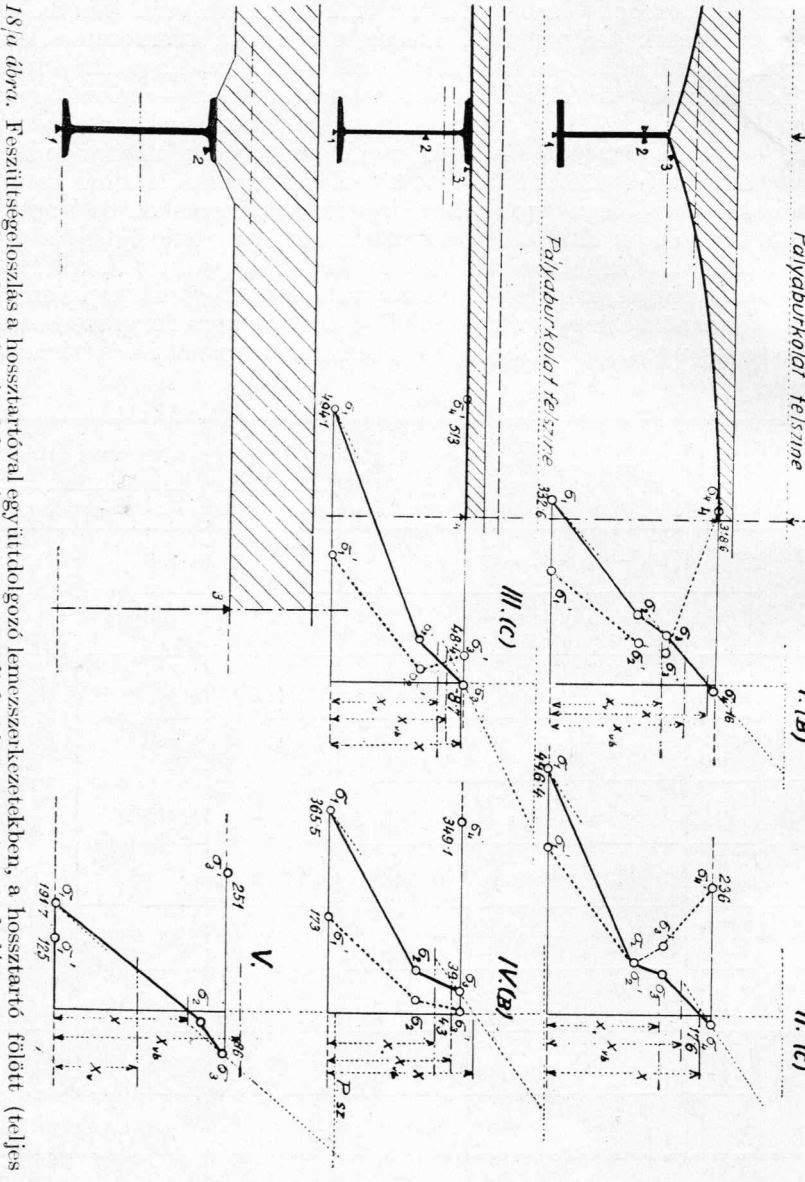
A dongalemezek tetőpontjain, illetve a síklemez szerkezetek lemezközepein mért feszültségek és behajlások azt mutatják, hogy itt a pályaszerkezet hosszirányú működéséből számított feszültségek — mivel egyrészt ez a hely van a hossztartótól legtávolabb, másrészt pedig közel van a semleges tengelyhez — közel egyenlők *0*-val és majdnem teljesen elhanyagolhatók. Így pl. ha a hossztartók fölött ható 1×6^t súlyú koncentrált teher hatására a dongában keletkező legnagyobb hosszirányú feszültségeket és az ennek alapján számított és az elméletileg számított semleges tengelytávolságokat *(x)* összehasonlítjuk, az alábbi (átlag) értékeket kapjuk: *(V. táblázat* és v. ö. *18/a. ábra.)* Vagyis, mint előbb már említettük, a lemezközepeken mért feszültségek mindenütt elhanyagolhatóan kis értékek és míg a dongaszerkezeteknél egészen kevés nyomás lép föl, a síklemezszerkezeteknél itt is húzás van.

V. TÁBLÁZAT.

		Egyes pontokon mért feszültségek kg/cm²	Mért értékek		Számított értékek			
			σ átl.	x cm	σ_a	x_{vb}	x_v	hcm
I. pályatest	donga-tető	+3, —4 —19, —26 +32, —8	— 8·0	28·8	—11·3	24·7	20·5	29·5
	hossz-tartó	+269 +310 +332·6 +321·3	+311·0		+580·0			33·0
II. pályatest	donga-tető	—10, —30·2 0, —24·6 —10, —18	— 15·5	28·4	— 12·9	24·7	20·5	29·5
	hossz-tartó	+340·8 +446 +446	+411·0		+664·0			33·0
III. pályatest	lemez-közép	+75, +35 +175, +2 +215, +110	+ 85·3	32·0	—101·2	21·38	19·64	24·0
	hossz-tartó	+403 +503·6 +493·1	+466·6		+818·0			27·5
IV. pályatest	lemez-közép	+41, +25 +110, +18 +125, +29	+ 60·0	31·2	— 35·4	22·75	19·64	24·0
	hossz-tartó	+268 +296·4 +365·5	+310·0		+645·0			
V. pályatest	lemez-közép	—25, +28 0, —22 —12, 0	— 5·0	32·5	+ 62·5	23·1	14·0	26·5
	hossz-tartó	+207 +174 191·7 +175	+187·2		+280·0			46·5

Megállapítható az is, hogy a semleges tengely mérés alapján kapott helye minden esetben a lemez nyomott széle: a pályaburkolat felé, vagyis fölfelé van eltolódva az elméletileg számított értékhez képest, ami azt bizonyítja, hogy maga a védőbeton és az aszfaltburkolat is részt vesz bizonyos fokig a pályatartók teherviselésében és azonkívül a lemez maga is a számítottnál nagyobb szélességben dolgozik együtt a hossztartóval.

A mért eredmények egyébként bármely terhelési esetben csak akkor járnak a számított értékek közelében, ha a lemezek fölötti kitöltő vasbetont, mint teljesen együttdolgozó lemeztartórészt vesszük számításba. A tiszta vas



18/a ábra. Feszültségeloszlás a hossztartóval együttdolgozó lemezszerkezetekben, a hossztartó fölött (teljes vonal) és a lemezközép fölött (pontozott vonal) ható összpontos terhelésre.

keresztmetszet alapján számított feszültségek a mért értékeket magasan túlhaladják.

Jóval nagyobb igénybevételeket kapnak a dongalemezek, illetőleg síklemezek a hossztartók között a pályán keresztirányban mozgó terhelésből, mint a hossztartók közötti teherviselő (lemez) elemek. Természetes, hogy a kereszt-

irányban keletkező nagy húzófeszültségeket okozó behajlások hosszirányban is nagy húzófeszültségeket okoznak a lemezekben. A kísérletekből megállapítható volt, hogy a lemezek közepén a hosszirányban és keresztirányban mért feszültségek közel azonosak, tehát a lemez a négyoldalon felfekvő lemezekhez hasonlóan viselkedik, bár a különbözőképen rugalmas alátámasztások és a részben íves alak ennek a viselkedésnek tisztaságát meglehetősen zavarják.

A lemezközepeken a vaslemez alján hossz- és keresztirányban, valamint 45^0 alatt a nyílásközépen ható 1×6^t összpontos erő hatására mért feszültségeket és lehajlásokat az alábbi VI. táblázat mutatja:

VI. TÁBLÁZAT.

	σ_a hossztartókkal ∥ kg/cm²		σ_a hossztartókra ⊥ kg/cm²		σ_a hossztartókra 45° kg/cm²		δ_d dongalehajlás mm	δ_h hosszt. lehajlás mm	$\delta_d - \delta_h$ mm	Megjegyzés
	mért	számított	mért	számított	mért	számított				
I. pályatest	120·3		108·4		124·9		1·31	0·33		A súly
	156·4	(720)	127·6	(790)	210·9		2·07	0·34	1·135	helyzete
	318·6	680	50·1	850	188·5		1·04			
átlag	198·4		95·4	[133]	174·7		1·47	0·335		B-ben
II. pályatest	386·4		328·4		402·7		3·26	0·61		
	227·8	(238)	226·8	(488)	181·2		3·25	0·59	2·54	,,
	235·9	218	165·4	1430	165·9		2·90			C-ben
átlag	283·4		233·5	[433]	249·9		3·14	0·60		
III. pályatest	578·6		473·9		620·8		2·45	0·90		
	397·0	(817)	352·7	(290)	440·7		2·09	0·82	2·12	,,
	513·0	989	578·5	593	616·8		3·40			C-ben
átlag	496·2		468·4		559·4		2·98	0·86		
IV. pályatest	279·9		215·5		258·8		1·35	0·61		
	363·9	(299)	323·6	(329)	335·7		1·80	0·63	0·96	,,
	349·1	282	187·8	(352	291·7		1·58			B-ben
átlag	333·0		242·3		295·4		1·58	0·62		
V. pályatest			270·5					0·26		
			297·6					0·28		,,
			250·8	1030						B-ben
átlag			273·0					0·27		

A VI. táblázatból mindenekelőtt az látható, hogy a mért feszültségek lényegesen kisebbek és csak tört részeit teszik ki a számított feszültségeknek, melyeket kétféle módszerrel számítottunk ki éspedig a zárójeles értékek a *Marcus*-féle lemezelmélet alapján, az alatta levő értékek pedig az új magyar vasbetonhíd szabályzatra előkészített tervezet alapján nyert értékeket adják. A lemez együttdolgozó szélességét szintén a magyar javaslat alapján számítottuk. Kiszámítottuk ezenkívül az I. és II. tartók záradékaiban, mint befogott ívtartókra nyert feszültségeket is. (Lásd a szögletes zárójelbe zárt értéket.) A mért értékek rovatában a három-három lemezsávon mért értékek átlaga szerepel. A mért feszültségek a számítottakat a legjobban a IV. szerkezetnél közelítik meg és legjobban az I. részben a II. szerkezetnél térnek el tőle. Ez természetes is, mivel itt nem síklemez-, hanem dongalemezszerkezetről van szó. Már jobban megközelíti az itteni értékeket, ha a szerkezetet keresztirány-

ban, mint befogott ívet vizsgáljuk. Mert ha az így nyert 433 kg/cm² húzófeszültséget a négyoldalán felfekvő lemezekhez hasonlóan α tényezőkkel két részre osztjuk, a kapott 180 kg/cm² és 210 kg/cm² (I. szerk.), illetve 60 kg/cm² és 355 kg/cm² (II szerk.) értékek már lényegesen közelebb járnak a mért feszültségek értékeihez.

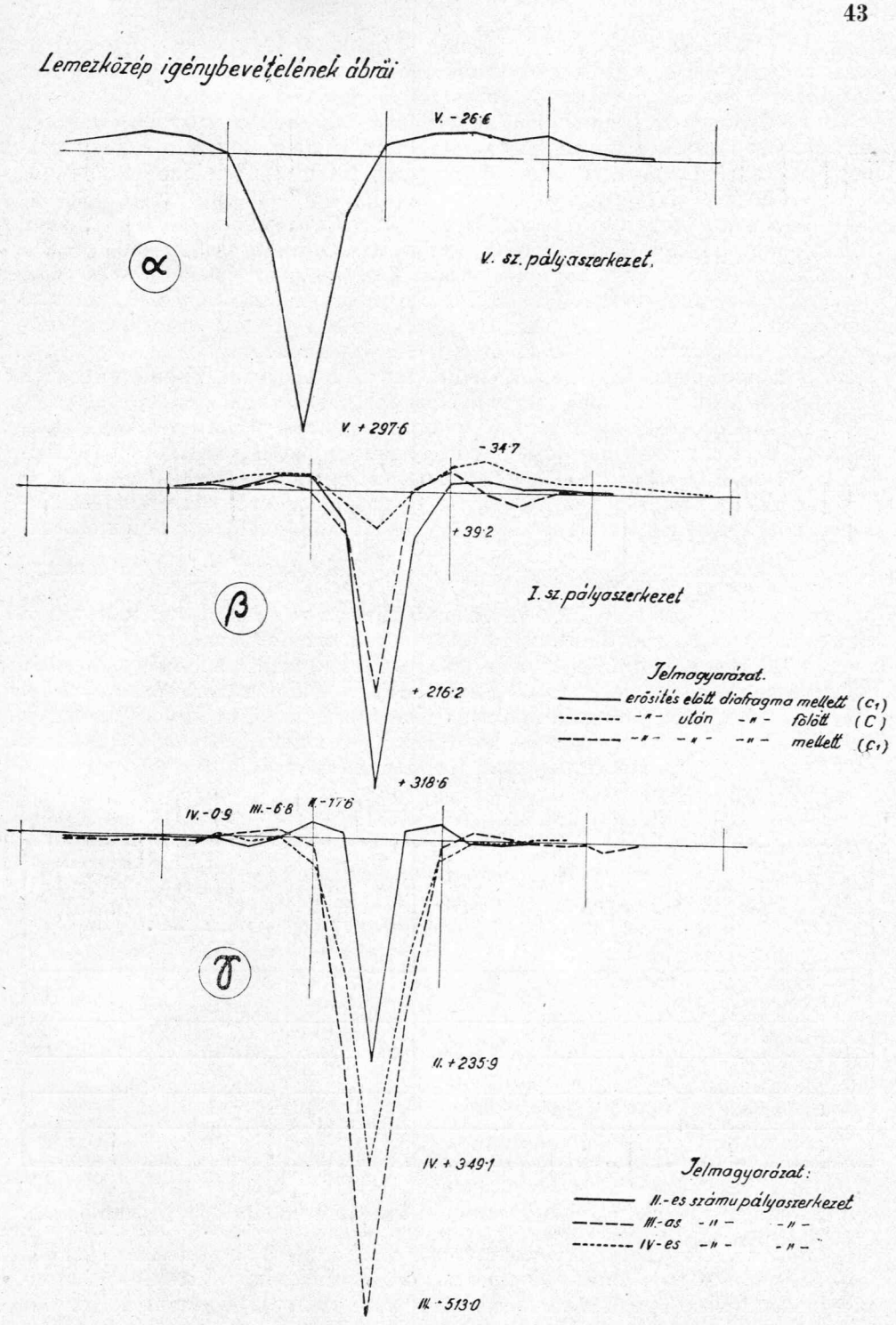
A VI. táblázatból továbbá azt is láthatjuk, hogy az I. és IV. pályatestek lemezeiben keletkező igénybevételek lényegesen kisebbek, mint a hozzájuk hasonló II. és III. pályaszerkezeteké. Ennek oka az, hogy az I. és IV. pályatesteknél a 6 t súly a „B" keresztmetszet fölött, vagyis a szélső nyílás negyedében vonult végig, mivel a nyílás közepén ezen szerkezeteknek alsó merevítő keresztbordájuk van. Viszont a II. és III. pályaszerkezeteknél a 6 t súly a szélső nyílás közepén levő *C* keresztmetszet fölött volt, tehát *l*/2-ben, mert itt alsó diafragma ezen a helyen nincsen (v. ö. 14. ábra). Érdekes megállapítani, hogy a középen levő alsó diafragma behelyezése és a terhelésnek a fesztávolság negyedébe való eltolása nemcsak a hosszirányú feszültségekben idézett elő nagyarányú csökkenést, hanem a keresztirányúakban is, amit az I. és II. pályaszerkezetek lemezeiben mért feszültségek összehasonlítása mutat egészen világosan (pl. a II. tartó lemezének úgy a feszültségei, mint a lehajlásai kereken a kétszeresét teszik ki az I. tartóénak, ami a nyomatékok arányának közelítőleg meg is felel — annak feltételezésével —, ha az I. pályaszerkezet nyílásközépen levő diafragmáját is a lemez szempontjából teljes értékű alátámasztásnak vesszük). A III. és IV. szerkezetek lemezeinek összehasonlítása már nem adhat ilyen világos képet, mert bár a III. szerkezeten az alsó diafragmák távolsága 1·0 m, a IV. szerkezetnél pedig 1·50 m, a IV. szerkezet lemeze felső 40—4-es merevítő bordázattal van ellátva és kitöltő vasbetonrétegének vastagsága is 5·5 cm, tehát a lemez merevsége közel négyszerese, keresztmetszeti tényezője pedig 2·4-szerese a III. szerkezetének. A feszültségek aránya ugyanakkor hosszirányban 1·5-szörös (a diafragmák távolságaiban levő különbséget is figyelembevéve ezt még $\frac{1{\cdot}50}{1{\cdot}0}$-el szorozni kell, vagyis 2·25-szörösnek felel meg), keresztirányban pedig kétszeres. Vagyis a IV. szerkezet nagyobb merevsége a mért feszültségeknél is aránylagosan mutatkozik.

Megállapítható tehát, hogy az alsó diafragmák a lemez szempontjából teljes értékű alátámasztásoknak tekinthetők és hatásukra a lemezekben fellépő feszültségek a ható összpontos erő lineáris nyomatékváltozásának megfelelően *csökkennek (18/b. ábra).*

Túlságosan messzemenő és a részletekbe vágó következtetéseket a lemez viselkedéséből már csak azért sem lehet levonni, mert a négyoldalon felfekvő lemez elméletében is meglehetős eltérések vannak, amint a kétféle számítási mód adta erősen eltérő értékek *(VI. táblázatban)* is mutatják. Hozzávéve még ehhez a vaslemez és kitöltő vasbetonlemez együttdolgozásából folyó különbségeket, valamint az együttdolgozó szélesség és a teherelosztás mértékének számítása körüli bizonytalanságokat és végül a különböző mértékben rugalmas alátámasztások hatását, nehéz volna olyan pontos számítási eljárást találni, mely a mért eredményekkel egyező értékeket adna.

A kísérletekből csak az állapítható meg teljes határozottsággal, hogy

1. Az 5 mm vastagságú lemez már 3 cm vasbetonréteggel merevítve is teljes biztonsággal felveszi az I. rendű közúti terhelésben előírt koncentrált súlyokból keletkező feszültségeket 1·20—1·60 m fesztávolságok között, — akár donga-, akár síklemez szerkezetekről legyen is szó, — a nélkül, hogy veszélyes kihaj-



18/b ábra. A hossztartók közötti lemezekben fellépő feszültségek és a diafragmák közelségének hatása.

lási, vagy a vele együttdolgozó betonból való elválásra mutató jelenségeket tapasztalhatnánk.

2. A dongaszerkezetek íves lemezeinek teherbírása nagyobb, mint az ugyanolyan fesztávolságú síklemez szerkezeteké, aminek oka a héjboltozatszerű nagyobb magasságú szerkezet nagyobb merevségében keresendő (v. ö. lehajlások).

A dongaboltozatok vállaiban fellépő vízszintes nyomások a gerincben minimális vízszintes síkú hajlító igénybevételt ébresztenek (70—80 kg/cm^2).

3. *A lemez teherbírása szempontjából előnyösebb, ha erőteljesebb alsó diafragmázást alkalmazunk*, (I. és III. szerk.) mintha sűrűbb felső merevítő bordázattal merevítjük a lemezt, (II. és IV. szerk.) mert a lemez szempontjából az alsó diafragmák teljes értékű alátámasztásoknak vehetők, míg a felső merevítő lemezek elhelyezésüknél fogva csak jóval kisebb méretűek lehetnek és csupán a lemez merevségének fokozására szolgálnak.

A sűrűbb alsó diafragmázás azonkívül a pályaszerkezetek keresztmetszetének egységes hajlított gerendatartóként való viselkedését is elősegíti (v. ö. *18/a. ábrán az I. és II. pályaszerkezet feszültségi ábráit)*.

4. A lemezek közepén keresztirányban, és hosszirányban mért feszültségek közel egyenlők és megoszlásuk egyáltalán nem felelt meg síklemezeknél sem a fesztávolságok aránya $\left(\frac{l_h}{l_r}\right)$ alapján a kétirányban teherbíró lemezre számított megoszlásnak. A hosszirányú igénybevételek növekedésével a keresztirányú igénybevételek is növekednek és megfordítva.

A lemezek teherbírási biztonsága *(ν_z)* a mért feszültségek alapján tehát még nagyobb mint a hossztartóké, amit a *VII. táblázat tüntet fel: ($\mu = 1{\cdot}5$)*.

Vagyis a vizsgált szerkezetek teherbírása a lemezek szempontjából még sokkal biztonságosabb, mint a hossztartók szempontjából és a keletkező feszültségek a megengedettnek csak tört részeit érik el.

VII. TÁBLÁZAT.

	$\mu \cdot \sigma_m$ kg/cm²	σ_a kg/cm²	$\mu\,\sigma_m + \sigma_a$ kg/cm²	Biztonsági tényező $\nu_l = \frac{1400}{\mu.\sigma_m+\sigma_a}$	A hossztartóknál megállapított biztonsági tényező ν_h (v. ö. I. tábl.)
I. pályatest ...	248	50	298	4·70	1·36
II. pályatest ...	425	20	445	3·15	1·33
III. pályatest ...	745	30	775	1·80	1·05
IV. pályatest ...	500	21	521	2·70	1·12
V. pályatest ...	410	100	510	2·75	2·78

2. A vizsgált pályaszerkezetek vas- és vasbetonrészeinek együttműködése.

Már az előző pontban rámutattunk arra, hogy a mért feszültségekhez közelálló értékeket számítással csak akkor kaptunk, ha a kitöltő vasbetonrétegnek az alatta levő vaslemez szerkezettel való teljes együttdolgozását is figyelembe vettük (v. ö. *II. és V. táblázatok)*. Ez a tény tehát már a két szerkezeti elem együttdolgozását mutatja. Különösen világosan látható ez a

18/a. ábrán, ahol a keresztmetszetek feszültségeloszlási viszonyai világosan mutatják, hogy a nyomófeszültségeket a hajlított tartóban minden egyes pályaszerkezetnél a vasbetonlemez elemek vették fel és a kombinált keresztmetszetek egységes egészként fordultak el.

De ezenkívül ugyanezt látjuk, ha az egyes szerkezetek különböző terhelések alatt mért átlagos behajlásainak a számított behajlással való összehasonlító táblázatát nézzük meg. A *VIII. táblázatban* feltüntettük a mért behajlások átlagértékeit (δ_m), valamint az együttdolgozónak képzelt vasszerkezet merevsége (J_v) alapján számított (δ_v), az együttdolgozó vasbetonszerkezet merevsége (J_{vb}) alapján számított (δ_{vb}) és végül a vasbeton- és vasszegélytartók figyelembevételével teljesen egységesnek képzelt keresztmetszet merevsége (J_{vbt}) alapján számított (δ_{vbt}) behajlások értékeit. Az értékek összehasonlításából kitűnik, hogy a δ_m értékek mindenütt a δ_v és δ_{vb} értékek közé esnek; nagyrészt közelebb a δ_{vb}-hez, tehát az együttdolgozás ténye ebből is megállapítható, noha a mért behajlások értékei közvetlen összehasonlításra nem alkalmasak, mivel a hibaforrásokat — (pl. a támaszok süllyedése és a hőmérséklet növekedésének a behajlást növelő hatása) — bár igyekeztünk is figyelembe venni — hatásukat teljesen kiküszöbölni nem sikerült. Mindenesetre feltűnő, hogy a mért behajlási értékek általában mind nagyobbak az együttdolgozó vasbetonkeresztmetszet alapján számított behajlásoknál. Ennek oka főként az, hogy a behajlások számításánál az $\frac{E_v}{E_b} = n$ értéket 10-el vettük egyenlőnek, pedig a valóságban ez az érték jóval kevesebb lesz, mert egyrészt igen jól tömörített vékony betonrétegről van szó, másrészt a szerkezetben csak kis feszültségek lépnek fel, amikor E_b értéke a 210 t/cm² értéket lényegesen meghaladja. A beton vizsgált 340 kg/cm²-es kockaszilárdsága alapján *Yoshida* szerint n értéke csak 5—6 között lehet. Az V. pályaszerkezet vasbeton lemezének a hengerelt hossztartókkal való együttdolgozását különösen szembetűnően mutatja, hogy a δ_v érték a δ_m értéknek 3—4-szeresét teszi ki, tehát rendűség tekintetében sem hasonlítható vele össze. Az együttdolgozás egyaránt megvan az 1×6^t, mint a 4×6^t terhelés mellett is, tehát a mértékadó legnagyobb *statikus* terhelésnél sem csökkent (v. ö. *VIII. táblázat*).

Az együttműködést bizonyította a kísérletek során az a körülmény is, hogy az I. és II. pályaszerkezetek dongalemezei a tekintélyes koncentrált terhelés alatt sem hajoltak ki sehol sem.

Az együttműködés tartósságára és lengő terhelés ellenében való viselkedésére is kaptunk támpontot az egyes pályaszerkezetek *dinamikus* vizsgálata során.

A 3—3·5 t-ás terhelő súllyal ugyanis lengető kísérleteket (l. még később is) végeztünk $3 \times 3{\cdot}0$ m, $6{\cdot}0 + 3{\cdot}0$ m és végül $1 \times 9{\cdot}0$ m nyílásbeosztás mellett mind az öt pályaszerkezettel. Az egyes tartók alsó öveinek feszültségét és lehajlását terhelés előtt és bizonyos számú terhelésismétlés után is megmértük (*IX. táblázat*). Egyöntetűen megállapítható volt, hogy 3 m fesztávolságon a terhelés 6 milliószoros ismétlése után a feszültségek és lehajlások, nemhogy növekedtek volna, hanem 5—25%-kal csökkentek, ami azzal magyarázható, hogy a beton rugalmassági tényezője a rugalmas alakváltozás határán belül maradó ismételt terhelések hatására növekszik (*Yoshida*), tehát ezzel a szerkezet merevsége is megnövekedvén, a lehajlások és feszültségek csökkenni fognak. A beton és a vaslemez érintkezési felületén fellépő csúsztató feszültségek számított értéke a II—IV. szerkezeteknél 1 kg/cm² alatt maradt, az V. sz. szerkezetnél pedig 1·75 kg/cm² körül volt csak.

VIII. TÁBLÁZAT.

Az egyes pályaszerkezetek átlagos lehajlásainak kimutatása mm-ben.

„C“ keresztmetszet.

Pályaszerkezet jele	$2\alpha+\beta$ terhelés 4×6^t súly				2α terhelés 2×6^t súly				3 terhelés 1×6^t súly				Megjegyzés
	δ_m	δ_v	δ_{vb}	δ_{vbt}	δ_m	δ_v	δ_{vb}	δ_{vbt}	δ_m	δ_v	δ_{vb}	δ_{vbt}	
I.	0·72	0·94	0·65	0·22	0·415	0·47	0·325	0·11	0·18	0·235	0·16	0·055	δ_m = mért behajlás. δ_v = a vaskeresztmetszet alapján számított behajlás. J_v = a vaskeresztmetszet tehetetlenségi nyomatéka. δ_{vb} = az együtt dolgozó vasbeton keresztmetszet alapján számított behajlás (szegélytartók elhanyagolásával). J_{vb} = vasbeton keresztmetszet tehetetlenségi nyomatéka. δ_{vbt} = a teljes vasbeton keresztmetszet alapján számított behajlás. J_{vbt} = a teljes vasbeton keresztmetszet szegélytartókkal együtt számított tehetetlenségi nyomatéka.
II.	0·65	0·94	0·65	0·22	0·43	0·43	0·325	0·11	0·18	0·235	0·16	0·055	
III.	0·8)	1·10	0·955	0·28	0·54	0·55	0·48	0·14	0·284	0·275	0·24	0·07	
IV.	0·96	1·10	0·82	0·24	0·455	0·55	0·41	0·12	0·255	0·275	0·205	0·06	
V.	—	1·18	0·26	0·145	—	—	—	—	0·10	0·295	0·065	0·035	

„E“ keresztmetszet.

Pályaszerkezet jele	$1\alpha+\beta$ terhelés 4×6^t súly				1α terhelés 2×6^t súly				Az egyes pályaszerkezetek merevségi adatai a teljes pályaszélességre vonatkoztatva					
	δ_m	δ_v	δ_{vb}	δ_{vbt}	δ_m	δ_v	δ_{vb}	δ_{vbt}	$J_v\ cm^4$	$E_v\cdot J_v\ tm^2$	$J_{vb}\ cm^4$	$E_b\cdot J_{vb}\ tm^2$	$J_{vbt}\ cm^4$	$E_b J_{vbt}\ tm^2$
I.	0·695	0·73	0·51	0·17	0·34	0·37	0·255	0·08	48000	10050	69500	14600	206600	43500
II.	0·60	0·73	0·51	0·17	0·32	0·37	0·255	0·08	48000	10050	69500	14600	206600	43500
III.	0·96	0·86	0·75	0·22	0·43	0·43	0·375	0·11	41000	8600	47000	9900	160100	33600
IV.	0·76	0·86	0·64	0·19	0·37	0·43	0·32	0·10	41000	8600	55000	11550	185500	39000
V.	0·39	1·15	0·20	0·11	0·17	0·58	0·10	0·06	37950	8000	175400	36800	312400	65600

IX. TÁBLÁZAT.

A pályaszerkezetek feszültségeinek és lehajlásainak változása ismételt terhelés hatására (3·5 t terhelő súlynál kg/cm² illetve mm-ben).

Pályatest jele	$\frac{K_{1b}}{K_v}$ $\frac{J_{1b}}{J_v}$	Csusztató feszültség		3 méter fesztávolságon						6 méter fesztávolságon						9 méter fesztávolságon					
				Terhelés előtt		6,000.000 terhelés után		Különbség		Terhelés előtt		6,000.000 terhelés ismétlés után		Különbség		Terhelés előtt		Terhelés ismétlés után		Különbség	
				σ	δ	σ	δ	σ	δ	σ	δ	σ	δ	σ	δ	σ	δ	σ	δ	σ	δ
I.	1·45	—1·5	átlagos							112	0·62	121	0·74	7·4%	16·2%	196	2·64	247	3·52	26 %	33·3%
	1·20	1·9	max.							189·2	1·00	225·0	1·21	18·9%	21 %	249·7	3·33	329·2	4·34	32 %	30·3%
II.	1·45	—1·5	átlagos		0·14	86	0·13	—	— 7%	81	0·46	119	0·62	32 %	25·8%	111	0·99	264	3·78	138 %	282 %
	1·20	1·9	max.		0·34	175·9	0·31	—	—10%	173·6	0·89	242·5	1·10	39·7%	23·6%	251·8	2·10	448·2	5·89	78 %	280 %
III.	1·15	—2·2	átlagos	60	0·14	41	0·13	—31·7%	— 7%	67	0·39	61	0·34	-10 %	-12·8%	111	1·46	192	6·07	73 %	316 %
	1·22	2·7	max.	122·7	0·30	92·6	0·27	—30·1 —24·5%	— 0·03 —10%	125·1	0·63	106·5	0·55	-14·9%	-12·7%	128·4 163·3	0·83 1·95	417·8	7·65	156 %	290 %
IV.	1·35	—2·0	átlagos	60	0·19	58	0·13	— 3·3%	—31·5%	113	0·66	116	0·73	2·7%	9·6%	198	2·64	219	2·89	10·6%	9·5%
	1·35	—2·5	max.	128·5	0·40	135·3	0·31	5·3%	—22·5%	222·5	1·16	219·6	1·24	- 1·3%	6·9%	308·3	3·59	332·5	3·98	7·8%	10·8%
V.	4·60	—3·5	átlagos							85	0·56	91·5	0·66	7·1%	15 %	128	1·46	136	1·79	8 %	22·6%
	2·37	4·4	max.							144·2	1·23	161·3	1·38	11·8%	12·2%	203·5	2·35	195·5	2·80	—4%	—19%

A 6 m fesztávolságon való lengetésnél is megállapítható volt, hogy az együttdolgozás 6,000.000-szoros terhelésismétlés után is megmaradt, mert bár a feszültségek 2·7%—7·4%-kal és a behajlások 9·6%-tól —16·2%-ig most már megnövekedtek, ezek a növekmények messze elmaradtak attól, mintha a vasbetonréteg a vasbetonlemezektől, illetve az V. pályaszerkezetnél a hossztartóktól elvált volna, mert abban az esetben a merevség 15—45%-kal, a keresztmetszeti tényezők pedig 20—35%-kal csökkentek volna (az V. szerkezetnél pláne 360% illetve 137% volna a csökkenés). Az átlagostól lényegesen eltérő eredményeket látunk a II. pályaszerkezetnél, ahol a lengő terhelés következtében *a feszültségek 32%-kal, a lehajlások pedig 25·8%-kal növekedtek* és a III. pályaszerkezetnél, ahol a feszültségek 10%-kal, a lehajlások pedig 12·8%-kal *csökkentek*. A II. pályaszerkezetnél a növekedés olyan nagymértékű, hogy gerendaszerkezetnél már a vas és beton közötti együttdolgozás tönkremenetelét is jelenthetné, azonban itt figyelembe kell venni, hogy a II. szerkezet dongasorai nem voltak alsó diafragmázással ellátva, aminek következménye volt az is (v. ö. *18/a ábra*), hogy a hajlított keresztmetszet nem maradt sík a hajlítás következtében és így a kisebb keresztirányú merevség folytán a szegélytartók nagyobb merevsége és a szomszédos dongasávok teherkönnyítő hatása és együttdolgozása sem érvényesülhetett kellő mértékben. Azonkívül figyelembe kell vennünk azt is, hogy a nem merevített dongák a héjboltozatszerű működésből kifolyólag 10—25%-os többletfeszültséget is kapnak (v. ö. fentebb). Mindezeket összevéve azt kell mondanunk, hogy a II. pályaszerkezetben az elégtelen keresztirányú merevség folytán maradó alakváltozások jöttek ugyan létre, azonban hogy a vaslemez és a kitöltő beton közötti kapcsolat mégsem ment tönkre, azt éppen az bizonyítja, hogy a szerkezetet 9 m fesztávolságon is lehetett terhelni, amikor a kapcsolat (v. ö. *31. ábra*) fokozatosan ment csak tönkre.

A III. pályaszerkezetnél mutatkozó feszültség- és lehajlás-csökkenés viszont csakis arra vezethető vissza, hogy a kísérlet végrehajtása közben a hőmérséklet erősen lesüllyedt és annak következtében a szerkezet megrövidült és a húzófeszültség okozta nyúlások csökkenvén, a húzófeszültségek és lehajlások is kisebbedtek (v. ö. alább a hőmérsékletváltozás hatásáról elmondottakat).

A 9 m-es fesztávolságon való lengetés következtében már nemcsak a vas és beton elemek közötti együttdolgozás, hanem a kísérleti pályatartók maguk is már 1,000.000 ismétlés körül tönkrementek úgy, hogy hossztartójuk valamelyike elrepedt, (kivételt képeztek ez alól az V. pályaszerkezet, amelynek hossztartói 6,000.000 terhelés után sem mentek tönkre és annak ellentéteként a IV. sz. pályaszerkezet, amelynek egyik szélső hossztartója (a talpába fúrt csavarlyukból kiindulólag) már 30.000 terhelésismétlés után elrepedt). A beton természetesen már az ismételt terhelés elején elvált mindegyik pályaszerkezetnél a vaslemeztől, illetve vastartótól. Érdemes megemlíteni, hogy pl. az V. pályaszerkezetnél, — az együttműködést biztosító és az I tartók felső övére hegesztett bekötő kengyelek fokozatosan szakadtak el a tartótól. A tartó egyik végén ritkán (1·0 m-kint) ráhegesztett bekötő kengyelek már a 6 m-en történt lengetésnél lerepedtek. A vasbetontartók elméletének megfelelően számított csúsztató erő szerint sűrűn (25 cm-kint) bekengyelezett másik végén a 9 m-es fesztávolságon történő lengetésnél a 6 millió terhelésismétlés után is volt még egy szakasz, ahol a kengyelek nem szakadtak el. *Ha tehát a kengyeleket a vasbetontartók elméletének megfelelően számított csúsztatóerők alapján osztjuk ki, akkor a vasbetonlemez és a vasszer-*

kezetű hossztartók együttdolgozását megnyugtatóan biztosítottuk (azonban nemcsak a 6 kg/cm² fölötti, hanem az összes csúsztatófeszültségeket ezekkel a kengyelekkel kell felvennünk!).

Általánosságban tehát megállapítható, hogy a szerkezetek vas- és betonrészeinek együttműködését a napi átlagos közúti forgalomnak megfelelő 3·0—3·5 t-ás tengelyterhelésből származó lengetés a 6·0 m-es fesztávolságon még nem szüntette meg, csak a 9 m-es fesztávolságon végzett lengetés. Igaz ugyan, hogy a feszültségek ekkor is csak 350—860 kg/cm² körül mozogtak; az átlagos behajlások ellenben majdnem elérték a mértékadó 4×6 t-ás kocsiterhelés alatt a 3 m fesztávolságon mért behajlásokat (v. ö. *VIII.* és *IX. táblázatokat*).

A kísérletek tehát beigazolták, hogy a vas- és betonrészek együttműködése a dongalemezes és síklemezes szerkezeteknél, valamint a vastartókkal alátámasztott vasbeton pályalemezeknél aránylag igen egyszerű eszközökkel kielégíthetően biztosítható és ezzel a szerkezetek merevsége és teherbírása 30—300%-kal emelhető.

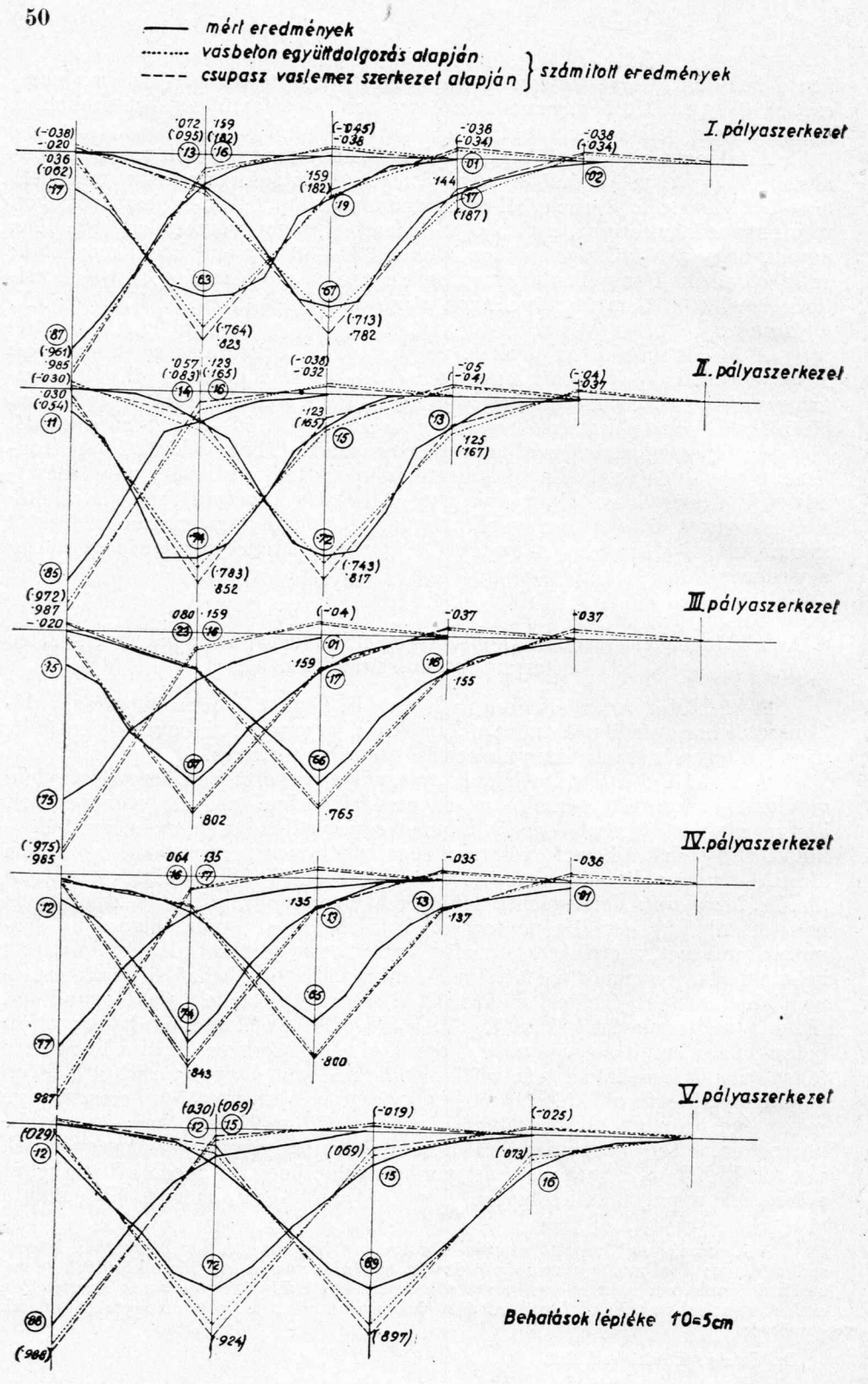
A pályaszerkezetek szétbontásakor az is kitűnt, hogy a kitöltő vasbetonlemez leginkább ott vált el a vaslemeztől, ahol alatta hossztartók, vagy keresztirányú diafragmák voltak, vagyis ahol a lengetés következtében alulról fölfelé irányított ütés a merevebb, nagyobb tömegű vasszerkezeti részektől származott. Ezeken a helyeken tehát ajánlatos a betonrészeket erőteljesebben a vaslemezekhez kötni.

3. Az alkalmazott összpontos (koncentrált) erők megoszlása a pályaszerkezeten kereszt- és hosszirányban.

A kísérletek során alkalom nyílt arra is, hogy a lemezszerkezeteket alátámasztó hossztartóknak mint főtartóknak egymásközti együttdolgozását, vagyis a terhelés keresztirányú eloszlását tanulmányozzuk.

A *19—20. ábrák* mutatják, hogy a pályaszerkezeteken keresztirányban vándorló koncentrált terhelés az egyes főtartókban milyen igénybevételt illetve lehajlást ébreszt éspedig minden egyes pályaszerkezetre nézve különkülön. Ezek tehát a hossztartók mint rugalmas támaszpontok reakció behatási ábrái. Összehasonlításképen feltüntettük a *Leonhardt*-féle táblázatok alapján (dr. Fr. *Leonhardt*: Vereinfachte Trägerrostberechnung), számítás útján nyert behatási ábrákat éspedig pontozással a vasbetonnal együttdolgozónak számított szerkezet, vonalkázással pedig a puszta vasszerkezet alapján számított behatási ábrák vannak feltüntetve.[1] Amint látható a behatási ábrák csúcspontjainál a mért értékek mindenütt a számított értékek alatt maradnak. (Ezek a mért csúcsértékek az I., II. és V. pályaszerkezeteknél határozottan betompulnak, amit az magyaráz, hogy ezeknél a szerkezeteknél a hossztartó fölött (vagyis a behatási csúcsérték függőlegesében) nagyobb a kitöltő beton vastagsága, illetve ott kiékelés van és így eme pályaszerkezetek keresztirányú merevsége itt nagyobb, következésképen behajlásuk kisebb mint a nyílásközepeken. A teljes behatási ábrák területe azonban egymással megegyezőnek vehető. Ebből azt a megállapítást vonhatjuk le, hogy a koncentrált terhelést a lemezek a pálya szélességében a valóságban jobban megosztják, mint a

[1] A számítással kapott behatási ábráknak a hossztartók függőlegesében kapott ordinátáit az ábrában egyszerűség kedvéért egyenlő vonaldarabokkal kötöttük össze, ami tulajdonképen nem helyes, mert a kereszttartó behajlási vonalának megfelelően ezek a vonalszakaszok a *Leonhardt*-féle számítás szerint is folytonos görbe vonalak lennének.



19. ábra. Az egyes pályaszerkezetek keresztirányú (hossztartó terhelés) behatási ábrái. (3. terhelés)

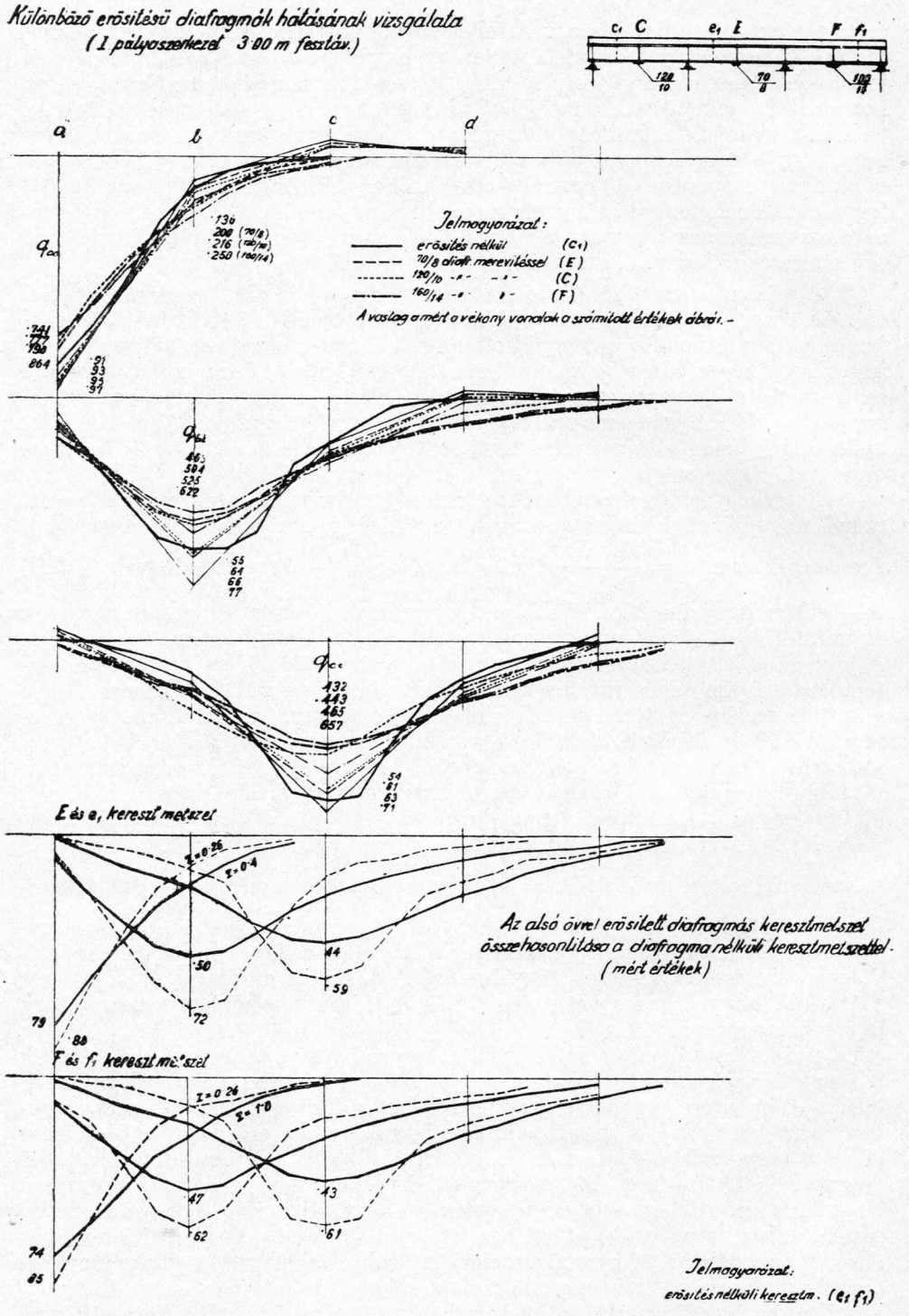
számítás azt megadja, viszont a teljes megoszló terhelésből a számítottnak megfelelő terhelés jut ténylegesen is az egyes hossztartókra. A támasztól jobbra és balra eső nyílások leterhelése esetén a dongalemezes szerkezetek hossztartói a számítottnak megfelelő terhelést kaptak, a síklemezek tényleges terhelése viszont a számított alatt marad. Ennek magyarázata abban kereshető, hogy a dongalemezes pályaszerkezetek lemezvastagsága a nyílás közepénél (donga tetőponton) 13 cm-ről 3 cm-re vékonyodik, tehát hajlékonyságánál fogva csuklónak fogható fel, mely a további és távolabbeső lemezsávok bevonásához szükséges nyomatékot továbbadni nem képes. (Az együttdolgozó sáv szélessége kicsi v. ö. alább is.)

Egyöntetűen megállapítható volt az is, hogy a vizsgált hossztartó mindkét oldalán csupán két-két nyílás terhelése ébreszt számottevő erőhatást a hossztartókban, a távolabb eső nyílások csak abban az esetben, ha viszonylag igen merev lemez van a hajlékony hossztartókon *($z \geq 1$)* de az erőhatás három nyíláson túl ebben az esetben sem terjed. *Teljesen elegendő tehát a gyakorlatilag előforduló pályalemezek merevsége mellett a négy nyílású, kivételesen hat nyílású, rugalmas alátámasztású tartó reakcióiként számítani az egyes hossztartókra jutó terhelést.*

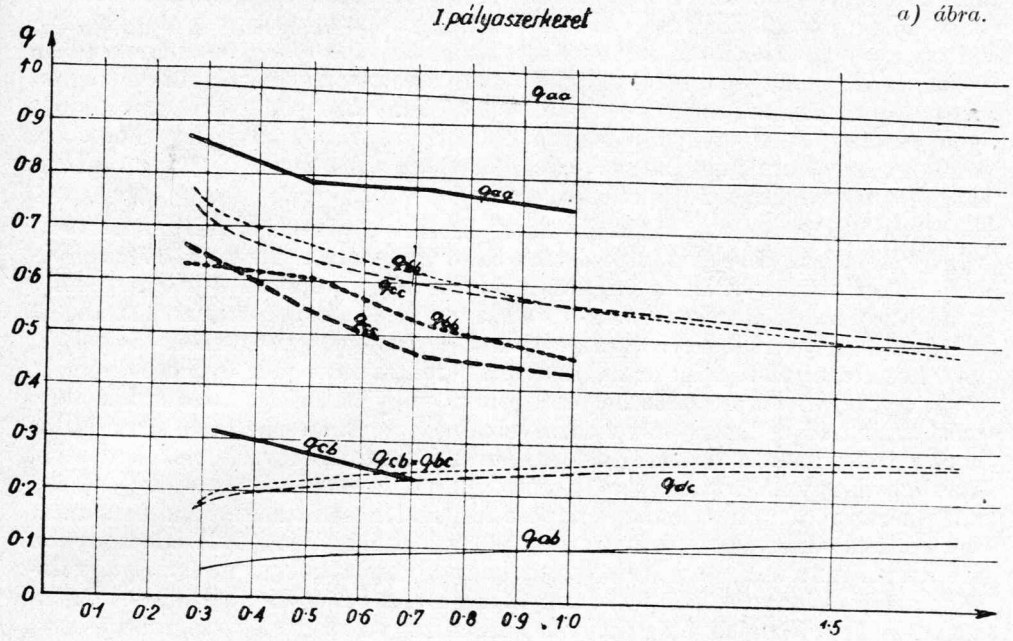
A terhelt tartóval szomszédos tartók teherviselése annál nagyobb lesz, minél nagyobb a lemeznek a hossztartókhoz viszonyított merevsége *(z)*. *Leonhardt* szerint $z = \frac{J_Q}{J} \cdot \frac{l^3}{2a^3}$ ahol J a hossztartó, J_Q a keresztartó (vagy lemez) tehetetlenségi nyomatéka, l a hossztartó támaszköze, a pedig a hossztartók egymástóli távolsága (vagyis a rugalmasan alátámasztott lemez támaszköze). A jobb szemléltetés végett nehány ábrán feltüntettük, hogy az egyes hossztartókra milyen teher jut, ha a z értékek változnak külön a *Leonhardt*-féle számítás szerint és külön kísérleteink alapján. Amint pl. az I. pályaszerkezetről készített *20. ábra* mutatja, a vizsgált hossztartóra kisebb a behatás, a szomszédos hossztartókra pedig nagyobb, ha z értéke nő. De egyben azt is megállapíthatjuk, hogy a mért eredmények szerint még fokozatosan kisebb illetve nagyobb behatások mutatkoznak.

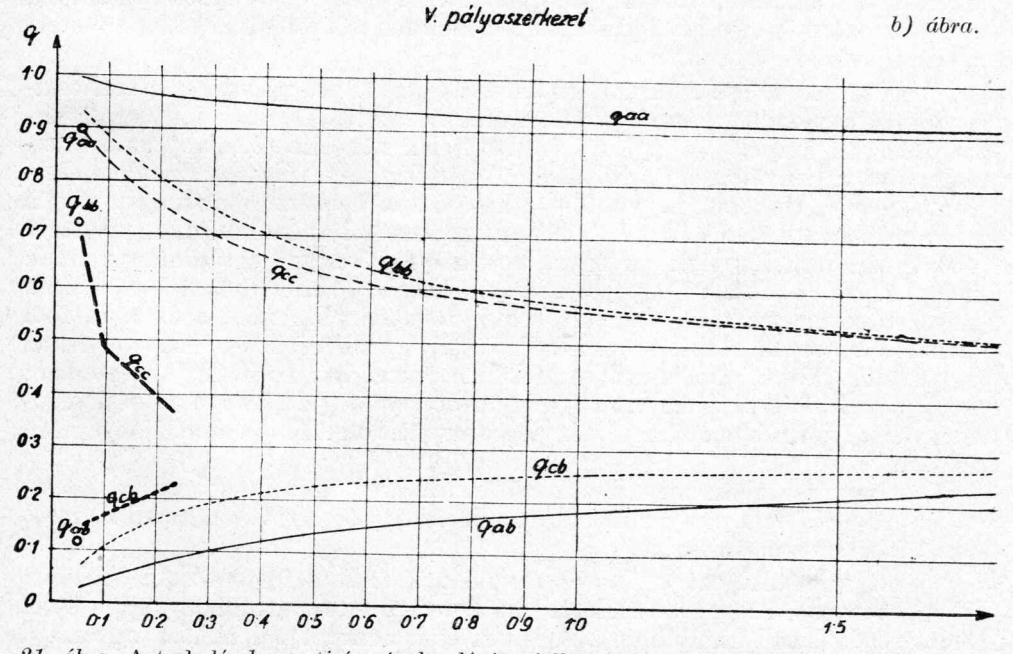
Nyilvánvaló tehát, hogy z értéke a valóságban nagyobb, mint azt a számításnál feltételeztük. A $z = \frac{J_Q}{J} \cdot \frac{l^3}{2_a{}^3}$ képletében azonban egyedül J_Q értékének felvételében, vagyis az együttdolgozó lemez merevségében lehet bizonytalanság. A számításban a vasbetonszabályzat alapján 1 m körüli együttdolgozó szélességet vettünk figyelembe. A kísérleti eredmények tehát azt mutatják, hogy a lemez ezt messze túlhaladó sávszélességben vesz részt az együttdolgozásban.

A *20. ábrán* egyúttal az is látható, hogy az alsó diafragmák erősítésének a keresztirányú együttdolgozásra milyen kedvező hatása van. A legszembeötlőbb ez az eltérés az utolsó két ábrán, ahol a diafragma nélküli metszetekben mért behatási ábrák vannak összehasonlítva az erősített diafragmával ellátott keresztmetszetben mért behatási ábrákkal. A csúcsordináták a diafragma fölött 25—30%-kal csökkentek. Érdekes, hogy már a diafragmára hegesztett erősítő lemezek mérete nem befolyásolja olyan nagy mértékben tovább a keresztirányú együttdolgozást, mint pl. a 70—8-as erősítő lemezzel ellátott diafragma („*e*" keresztmetszet) hatásához képest a 160—14-es lemezzel ellátott diafragma („*f*" keresztmetszet) a csúcsértékeket csak 5—6%-kal csökkenti tovább, pedig z értéke „*e*"-ben 0·4, „*f*"-ben pedig 1·0. A keresztirányú merevség *(z)* növelése, tehát csak egy bizonyos határig gazdaságos. Azonkívül



20. ábra. A diafragmák merevségének hatása a terhelés keresztirányú eloszlására.





21. ábra. A terhelés keresztirányú eloszlására jellemző behatási ábrák fontosabb ordinátáinak változása *z* merevségi jellemző hatására.

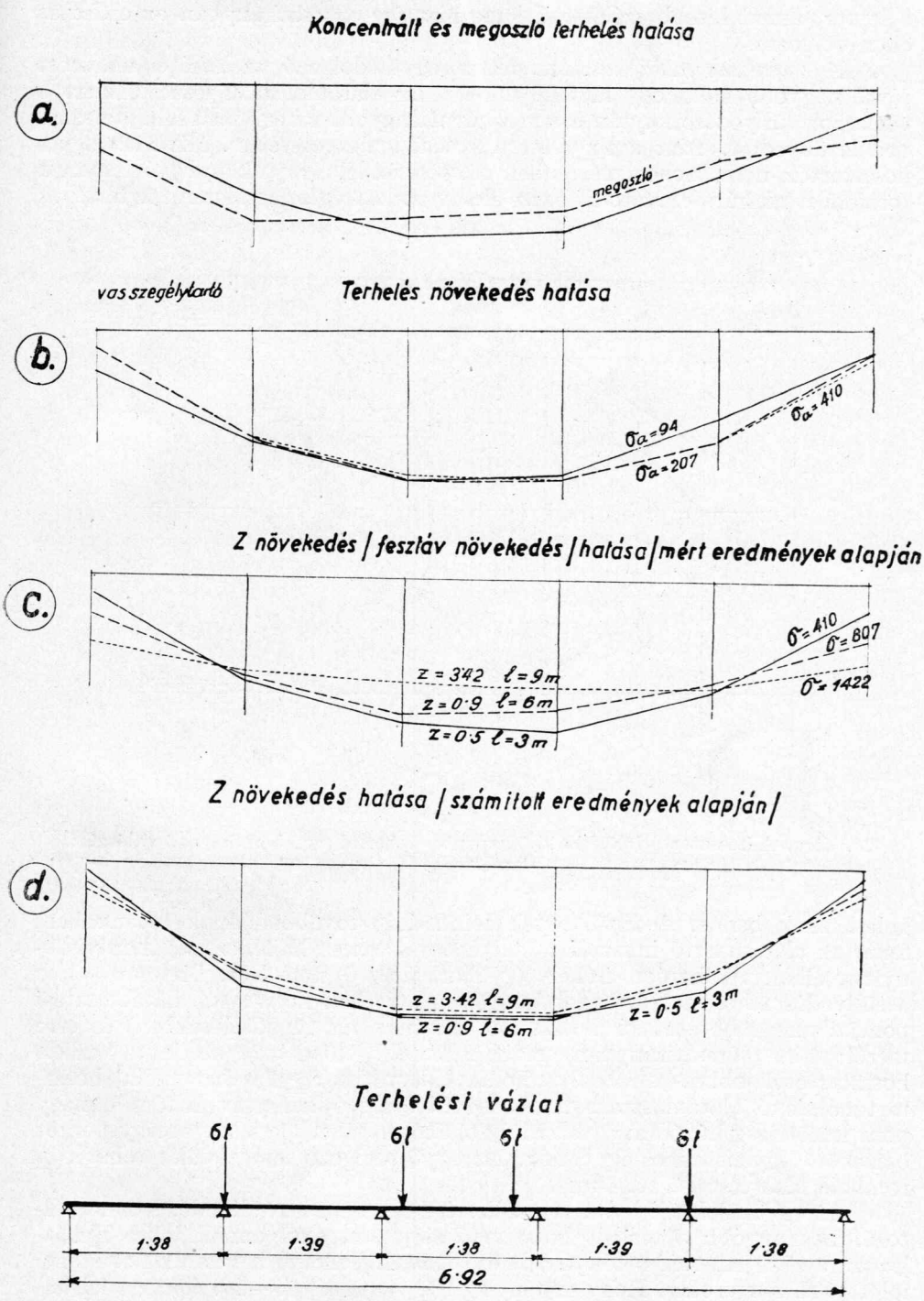
úgy látszik, hogy a diafragmával nem merevített lemez keresztirányú merevsége *(z)* a valóságban kevesebb, mint az átlagos lemezvastagság alapján számított $z = 0{\cdot}26$ érték. A nem merevített lemez ugyanis a nagy összpontos teher (6^t) alatt olyan nagy helyi alakváltozást szenved, hogy a legközelebbi diafragma merevítő hatása már nem érezhető, saját merevsége pedig keresztirányban igen csekély (J_Q a dongatetőponton 100 cm^4, a vállaknál pedig 3500 cm^4, átlagosan 1230 cm^4) úgy hogy z értéke csak 0·1 alatt mozoghat, ami részben szintén magyarázza a nagy eltéréseket.

Annak bemutatására, hogy a „z" értéknek változása milyen hatással van a keresztirányú együttdolgozásra, a *21/a. ábrán* feltüntettük „z" függvényében a keresztirányú behatási ábrák fontosabb ordinátáit éspedig vékony vonalakkal a *Leonhardt*-féle számítással nyert, vastagon kihúzva pedig a méréssel kapott értékeket. Amint látjuk a q_{aa} és q_{cc} vagyis az erőhatás helyén levő hossztartó alatt mért ordináták a „z" értékek növekedésével csökkennek, a q_{ab}, q_{bc} vagyis az erőhatás helyétől jobbra vagy balra eső hossztartók alatt mért ordináták pedig „z" növekedésével nőnek, tehát a terhelt és a szomszédos hossztartókon mért erőhatások a keresztirányú merevség növekedésével közelednek egymáshoz. Ez a csökkenés, illetve növekedés eleinte *($z \leq 0{\cdot}7$-ig)* nagymértékű, azután ellenben ellaposodik. Különösen szembetűnő ez a mért értékeknél, amelyek a számítottaknál már amúgy is jóval alacsonyabb értékekről indulnak, ami arra mutat, hogy a keresztirányú merevség a valóságban jóval nagyobb, mint a számítás szerint. A *20.* és *21/a ábrán* tehát nemcsak azt állapíthatjuk meg, hogy a keresztirányú merevség *(z)* fokozása — különösen a $z \leq 1$ érték alatt igen alkalmas a keresztirányú együttdolgozás fokozására, hanem azt is, hogy ez a keresztirányú merevség a valóságban lényegesen nagyobb, mint azt a számításnál a vasbetonszabályzat szerint felvett együttdolgozó lemezszélességből megkaptuk. Kétségtelen tehát, hogy egyrészt az alkalmazott burkoló és kitöltő rétegek tehereloszto hatásának, másrészt a lemez együttdolgozó szélességének megállapításánál eddig követett eljárás javításra szorul.

A *22. ábrán* példaképen feltüntettük az 1. sz. pályaszerkezet hossztartóinak együttdolgozását egy adott terhelés alatt. Az ábrákból megállapítható, hogy a terhelés és így az igénybevételek növelése *(b. ábra)* az együttdolgozást viszonylag nem befolyásolja. Aránylag nem túl nagy az adott esetben — bár az előbbinél nagyobb — a hatása a terhelés módjának sem, vagyis az adott 4×6 t keréksúly és a keresztmetszet teljes szélességben megoszló 450 kg/m^2 terhelés alatt az egyes kereszttartók eléggé egyformán vannak igénybevéve *(a. ábra)*. Lényegesen más a helyzet azonban, ha a feszültségek növekedésével egyidejűleg a z értékek is növekednek. Amint a *22/a.* ábrából látható, a tartók terhelése ezáltal sokkal egyenletesebbé válik, vagyis az együttműködés az elméletnek megfelelően fokozódik. Itt is látjuk azonban, hogy a számítás alapján várható együttdolgozást *(d. ábra)* a mérési eredmények alapján bemutatható tényleges együttdolgozás *(c. ábra)* lényegesen felülmulja.

Általánosságban megállapítható tehát, hogy *minél nagyobb z értéke, minél nagyobb felületen oszlik meg és minél nagyobb a terhelés, annál nagyobb méretű lesz az együttdolgozás.*

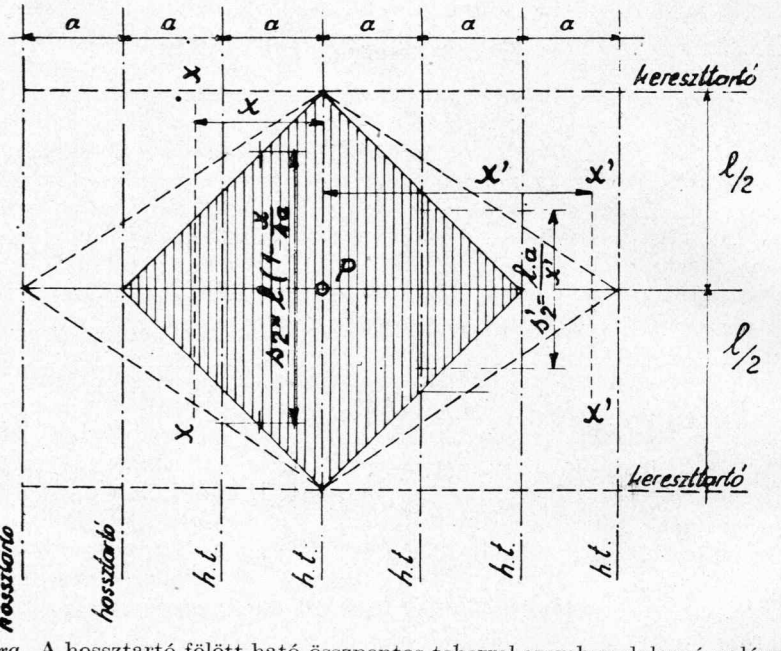
Az együttdolgozó szélesség megállapításánál a legfontosabb szerepet játszó tényezőből: a lemeznek az alátámasztó hossztartókhoz viszonyított merevségéből kell kiindulnunk. A lemez és a hossztartó lehajlása ugyanis a terhelés pontjában közös. Minél kisebb lesz a lehajlás és minél hajlékonyabb



22. ábra. Tartók együttdolgozásának változása ugyanazon adott terhelés alatt és különféle tényezők változásának hatására.

a lemez, annál kisebb szélességű lemezrész fog keresztirányban az erőhatás ellen dolgozni.

A rugalmas alátámasztású lemez együttdolgozó szélessége mármost jóval nagyobb kell hogy legyen, mint a fix alátámasztású lemezé, mert a támaszok süllyedése folytán a lemez jóval nagyobb kiterjedésű felülete szenved lesüllyedést, mint a fix alátámasztású lemez esetében. Mivel az egyes hossztartók nem azonos mértékben süllyednek le, a rajtuk nyugvó lemez is torzfelület alakúra csavarodik és az elcsavarodott egész felületen feszültségek



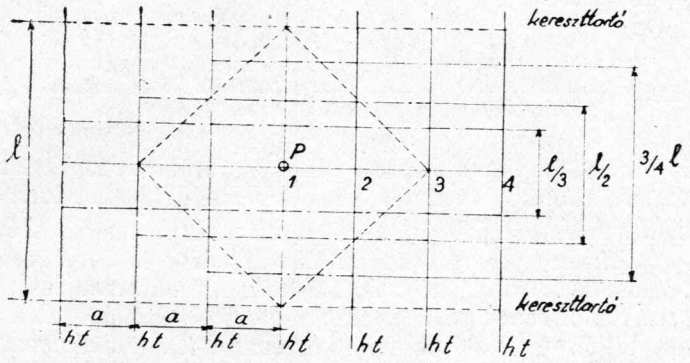
23. ábra. A hossztartó fölött ható összpontos teherrel szemben dolgozó valószínű lemezfelület.

keletkeznek benne. A feszültségek mindaddig továbbadódnak a lemezben, amíg az alátámasztó hossztartó süllyedése a lemez hajlékonyságához viszonyítva elhanyagolhatóan csekély (gyakorlatilag 0) nem lesz. Biztosan 0 lesz a süllyedés a hossztartó tengelyirányában a terhelt hossztartó alátámasztási pontjaiban (többtámaszú hossztartó esetén a fix függőlegesekben) és erre merőlegesen (keresztirányban) pedig a fentebb előadottak szerint a terhelt hossztartótól jobbra-balra eső második (illetve ha $z \geq 1$ a harmadik) hossztartónál levő alátámasztásban. Az együttdolgozó lemezsáv határa e négy pont között fog húzódni; egyszerűség okából feltehetjük, hogy e négy pontot összekötő egyenesekkel egybeesik. Az együttdolgozó lemezfelület tehát egy romboid alak lesz *(l. 23. ábra)*.

Az együttdolgozó lemezsáv szélessége így nem lesz állandó, hanem változó. Legnagyobb a terhelt hossztartó síkjában, ahol annak teljes nyílás-hosszára kiterjed, míg a tőle oldalt eső második, illetve harmadik hossztartó fölött 0-ra zsugorodik. Hogy ez tényleg így van, az a *19—20. ábrákon* feltüntetett mérési eredményekből is látható. Ugyanis a terhelt hossztartó alatti és a vele szomszédos nyílásokban mért behatási ordináták mind lényegesen kiseb-

bek, mint a számított értékek (ami merev lemezre, tehát a szabályzat alapján számítottnál nagyobb együttdolgozó szélességre mutat). Viszont a második nyílásokban mért és számított eredmények már közelebb esnek egymáshoz.

A gyakorlatban természetesen a változó szélességű együttdolgozó sáv számításba vétele igen nehéz és így kiegyenlítő sávszélességek alkalmazására vagyunk utalva. Ez a sávszélesség annál nagyobb lesz, minél keskenyebb pályaszerkezetről van szó, illetve a terhelt hossztartóhoz minél közelebb fekvő hossztartókra jutó erőhatás kiszámításáról van szó, szélesebb pályaszerkezetek távolabb eső hossztartóira jutó erőhatások számításakor pedig egyre jobban csökken. Pl. két hossztartós pályaszerkezet középen való terhelés esetén a szélső hossztartóra jutó hányad számításánál felveendő együttdolgozó szélesség (v. ö. *24. ábra*).



24. ábra. Az 1. hossztartó fölött ható összpontos teherrel szemben együttdolgozó lemezfelület helyettesítő sávszélességei.

$$s = \frac{2a\,\dfrac{l+0}{2}+0}{3a} = \frac{l}{3}$$

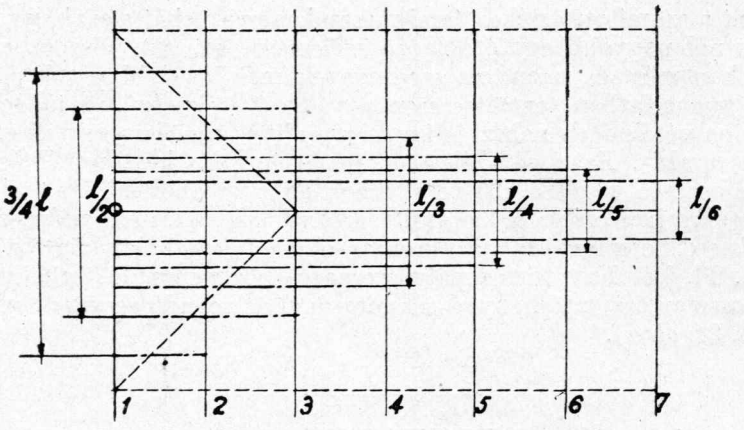
A szélső főtartó terhelése esetén pedig a másik szélső főtartóra jutó hányad számításakor (v. ö. *25. ábra*)

$$s = \frac{2a\,\dfrac{l+0}{2}+0}{6a} = \frac{l}{6}$$

az együttdolgozó szélesség.

Általános képlettel kifejezve: a terhelt tartótól „x" távolságra levő pályarészre jutó erőhatás számításakor, ha jobbra-balra 2—2 mezőre való kihatást vesszünk figyelembe $s_2 = l\left(1-\dfrac{x}{4a}\right)$ lesz az együttdolgozó lemezsáv szélessége, ha $x \leqq 2a$, illetve $s_2' = \dfrac{l \,.\, a}{x}$ lesz abban az esetben, ha $x \geqq 2a$ (v. ö. *23. ábra*).

Ha pedig az erőhatásnak jobbra-balra 3—3 mezőre való kihatását vesszük figyelembe *(z ≧ 1)*, akkor $s_3 = l\left(1-\dfrac{x}{6a}\right)$ illetve $s_3' = \dfrac{3.\,l\,.\,a}{2x}$ lesz az együttdolgozó lemezsáv szélessége, aszerint, hogy $x \leqq 3a$ illetve $x \geqq 3a$.



25. ábra. A szélső hossztartó fölött ható összpontos teherrel szemben együttdolgozó lemezfelület helyettesítő sávszélességei.

Eme új elmélet alapján számított behatási ábrákat a *27. ábra* mutatja és amint látható, ez a számítás a ténylegesen mért értékekkel már jól megegyezik.

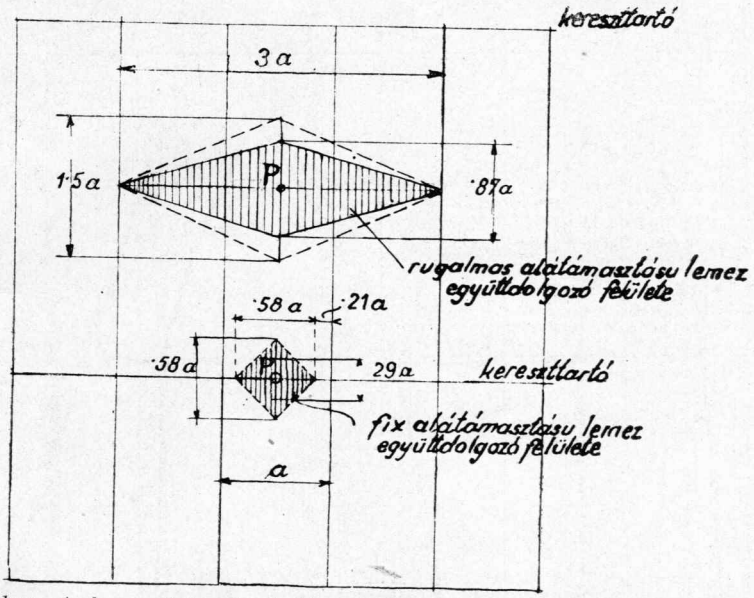
Természetesen minél jobban közeledünk a hossztartók alátámasztási pontjaihoz, annál kisebb lesz a hossztartók süllyedése és következésképen az együttdolgozó lemezsáv kiterjedése is. Ha már az alátámasztás fölé értünk, akkor a hossztartónak behajlása nem lesz, tehát ha a terhelés most is a hossztartó fölé esik, akkor egyáltalában nem beszélhetünk együttdolgozó lemezről; csak ha a terhelés a két hossztartó között fixen alátámasztott lemezre esik. Ekkor ugyanis a lemez a hossztartók között hajlik le, mégpedig a lehajlás a hossztartók tengelyére merőleges síkban az alátámasztási pontokig (többtámaszú lemeznél a fix függőlegesekig) terjed. A hossztartók tengelyével párhuzamos irányban a behajlás kiterjedését legalább annyira kell vennünk, mint erre merőlegesen. (V. ö. *Bach* és *Graf* kísérleteit, mely szerint a fesztávolságra merőleges irányban együttdolgozó lemez szélessége főként az elosztó vasalásnak a fővasbetétekhez viszonyított arányától és a lemez teljes szélességének a fesztávolsághoz való viszonyától függ és gyakorlatilag $s = a - 1{\cdot}5\,a$ közé esik, ha a a két hossztartó egymástóli távolsága). A *26. ábra* tünteti fel a fixen alátámasztott és középen terhelt többtámaszú lemez fix függőlegesek arányában redukált együttdolgozó felületét.

Ezekután a rugalmas alátámasztású lemeznél vizsgálva azt az esetet, ha a terhelés nem a hossztartó fölött, hanem a lemez közepén hat; az együttdolgozó szélesség hasonlóképen alakul, vagyis *Bach* és *Graf* kísérletei alapján $s = 1\,.\,a - 1{\cdot}5a$ közé esik, mégpedig a vaslemezes pályaszerkezeteknél, ahol a keresztirányú vasalás megegyezik a hosszirányúval $s = 1{\cdot}5a$ értékkel számolhatunk; vasbetonlemezes pályaszerkezeteknél pedig ha a keresztirányú vasbetétek mennyisége kevesebb a fővasbetétek $^1/_3$-ánál $s = a$ szélességet vehetünk fel. A lemezközépen ható összpontosított erőnek a hossztartókra merőleges irányú tovaterjedését a *18/b. ábra* mutatja és innen láthatjuk, hogy az gyakorlatilag nem terjed túl a szomszédos nyílásokon. A *26. ábra* felső részén feltüntettük, hogy ezek szerint a rugalmas alátámasztású és sávközépen terhelt többtámaszú lemez együttdolgozó felülete hogyan alakul. Természetesen, ha a lemez merevsége erősen fokozódik (z értéke nagyon megnő), akkor a lemez közepére ható erő ellenében dolgozó sáv szélessége is

mind jobban meg fogja közelíteni azt a fentebb ismertetett esetet, ha az összpontos erő a hossztartó fölött hat.

(Természetesen a lemezt alátámasztó hossztartók méretezése szempontjából nem a lemezsávközépen, hanem a hossztartó fölött ható összpontos teherrel szemben való együttdolgozás a mértékadó.)

A *27. ábrán* feltüntettük az I., IV. és V. pályaszerkezetekre nézve a szélső főtartóra és a középső főtartóra jutó terhelés keresztirányú behatási ábráit. Teljes vonallal a mért eredmények, pontozással a vasbetonszabályzat szerint 1 m körüli együttdolgozó szélességgel számított eredmények, vonalkázással pedig a fenti javaslat alapján kiigazított együttdolgozó szélességek

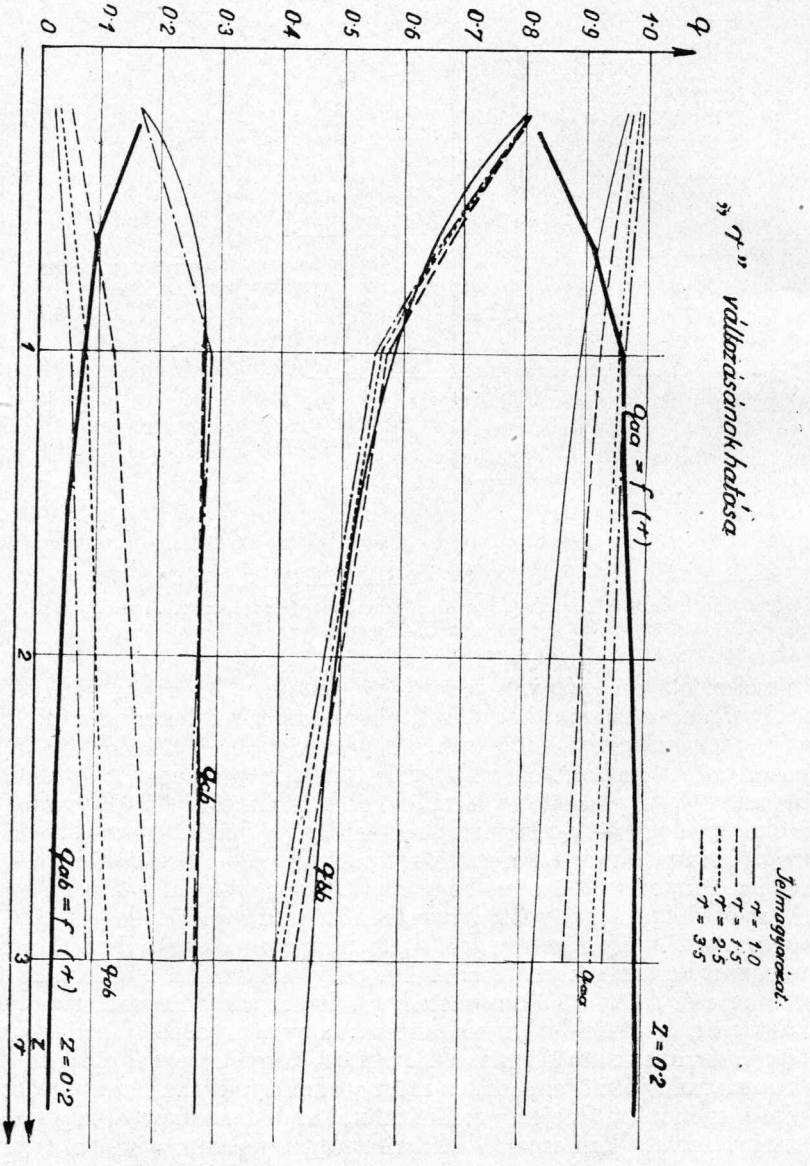


26. ábra. A lemez közepén ható összpontos teherrel szemben együttdolgozó lemezfelületek.

alapján számított eredmények vannak feltüntetve. Az egyes vonalak összevetéséből világosan látszik, hogy az I. pályaszerkezetnél a mérési eredmények inkább a régi számítási mód szerinti keskenyebb együttdolgozó lemezsáv alapján számított értékekkel, az V. pályaszerkezetnél pedig a javasolt korrigált sávszélességgel számított értékekkel mutatnak igen jó megegyezést. Ennek oka az, hogy — amint arra már fentebb rámutattunk — az I. pályaszerkezet lemezvastagsága keresztirányban nem állandó és a donga közepén annyira elvékonyodik (3·5 cm), hogy csekély merevséggel a távolabbi lemezsávok együttdolgozásba való bevonásához szükséges erők továbbadására nem képes. Az V. pályaszerkezetnél a 15 cm vastag vasbetonlemez merevsége végig megvan keresztirányban is. A IV. pályaszerkezetnél, amelynek 0·5 cm vastag lemeze és fölötte 5·5 cm vastag vasalt betonlemeze van, az egyenletes lemezvastagság hatását láthatjuk abban, hogy a középső hossztartóra felrajzolt behatási ábrák közül ismét a kiigazított sávszélességgel számított csúcsértékek mutatnak jó megegyezést a mért eredményekkel. A szomszédos főtartókra jutó erőhatást kifejező ordinátáknál már azonban a régi számítási mód szerint felvett keskenyebb sávszélességgel számítot értékek mutatnak

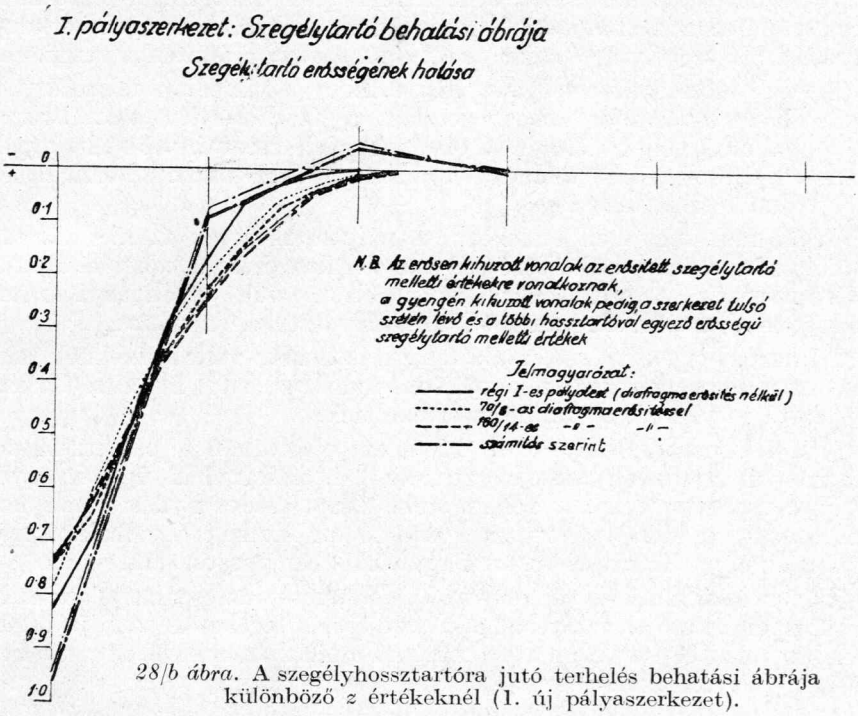
jó megegyezést, a mért értékekkel, ami ismét arra mutat, hogy a kisebb merevségű lemez már annyira hajlékony, hogy a terhelés okozta alakváltozásának legnagyobb része már a terheléssel szomszédos sávban lejátszódik (v. ö. *18/b. ábra* α és γ). A szomszédos hossztartók már a fenti javaslat szerint felvett lineáris csökkenésnél kisebb mértékben süllyednek, mert az együttdolgozó sávszélesség *már* kevesebb ennél.

Feltüntettük azonkívül az V. pályaszerkezet középső hossztartójára 6 m és 9 m fesztávolságon mért és számított keresztirányú behatási ábrákat. Itt is a korrigált sávszélességgel számított értékek közelítik meg sokkal jobban a mért eredményeket, mint a régi számítási mód szerint számított értékek,



28/a ábra. A fontosabb behatási ordináták a szegélytartó viszonylagos merevségének *(r)* függvényében.

azonban — különösen a csúcsértéknél — az eltérés még mindig elég tekintélyes (25%). Ennek azonban igen egyszerű magyarázata az, hogy a számítás egy elméleti vonal mentén ható összpontosító erőre készült, míg a terhelést a valóságban itt nem a 3 m fesztávon alkalmazott 10 cm sávon ható 6 t-ás súlyokkal, hanem a lengetőgép 35×120 cm felületen megoszló 3·5 t súllyal végeztük, ami a csúcshatásokat a nagyobb felületen való megoszlásnak megfelelően erősen tompítja.



28/b ábra. A szegélyhossztartóra jutó terhelés behatási ábrája különböző z értékeknél (1. új pályaszerkezet).

A szélső főtartókra számított és mért behatási ábrák között végig igen nagy eltérések mutatkoznak és bár a korrigált sávszélességgel számított értékek itt is jobban megközelítik a mért eredményeket, még ezek az eltérések is az I. pályatestnél 8%-ot, a IV. pályatestnél 20%-ot, az V. pályatestnél pedig 10%-ot tesznek ki a csúcsordinátáknál *(28/b. ábra)*. Ez a tény arra mutat, hogy a szegélyfőtartó nagyobb magasságának hatását a számításban túlzottan vettük figyelembe, amit a kísérlet nem igazolt.

Ha *Leonhardt* szerint az $\frac{J_{sz}}{J_k}$ hányadost, vagyis a szegélytartó tehetetlenségi nyomatékának a közbenső hossztartó tehetetlenségi nyomatékához való viszonyát r-el jelöljük és megfigyeljük, hogy r értékének változtatása hogyan befolyásolja az egyes hossztartók közötti tehermegoszlást, akkor azt látjuk, hogy minél nagyobb r vagyis minél nagyobb a szélső hossztartó merevsége a közbensőkhöz viszonyítva, annál nagyobb lesz q_{aa} és a terhelésből a szélső hossztartóra jutó rész; viszont annál kevesebb teher jut a szomszédos hossztartókra (v. ö. *28/a. ábra*). Ezek szerint r növekedése ellenkező hatású, mint z növekedése.

Az r értékek behatását összevetve a mérési eredmények alapján felrakott behatási ábrával, azt látjuk, hogy a mérési eredmények szerint z értéke a számítottnál nagyobb, r értéke pedig a számítottnál jóval kisebb kell legyen $(r < 1)$. Ez pedig csak úgy lehetséges, ha a magas szegélytartóhoz a semleges tengely táján csatlakozó és amúgyis csak fél szélességű dongalemezsáv az együttdolgozásban nem vesz részt. A kitöltő vasbetonnal merevített dongalemez amúgyis csak mint nyomott öv szerepelhetne kedvezően, tehát ha a szegélytartó felső széléhez csatlakozhatna. Az ilyen kiálló szegélytartó merevségének számításánál tehát a csatlakozó fél dongát el kell hanyagolni és csupán a vasszerkezetű szegélytartó saját merevségét szabad számításba venni.

Fentieket összegezve megállapítható, hogy a vizsgált rendszerű pályaszerkezetek keresztirányú tehermegoszlása a *Leonhardt*-féle számítási eljárással a gyakorlat céljaira akkor ad csak megfelelő eredményeket, ha a pályalemezek együttdolgozó sávszélességeit a szerző által javasolt korrigált értékekkel vesszük számításba.

Végül még meg kell emlékezni a pályaszerkezetek ú. n. *hosszirányú együttdolgozásáról* is. A különböző pályatestek hosszirányú behatási ábráját a *29. ábra* mutatja. Összehasonlításképen feltüntettük az elméleti számítás útján kiadódó behatási ábrákat is a II. sz. pályaszerkezetre nézve.

Látható, hogy egyrészt az alátámasztások nem voltak fixeknek tekinthetők, másrészt a nem terhelt szomszédos nyílásban mért feszültségek lényegesen alatta maradnak a számított értékeknek.

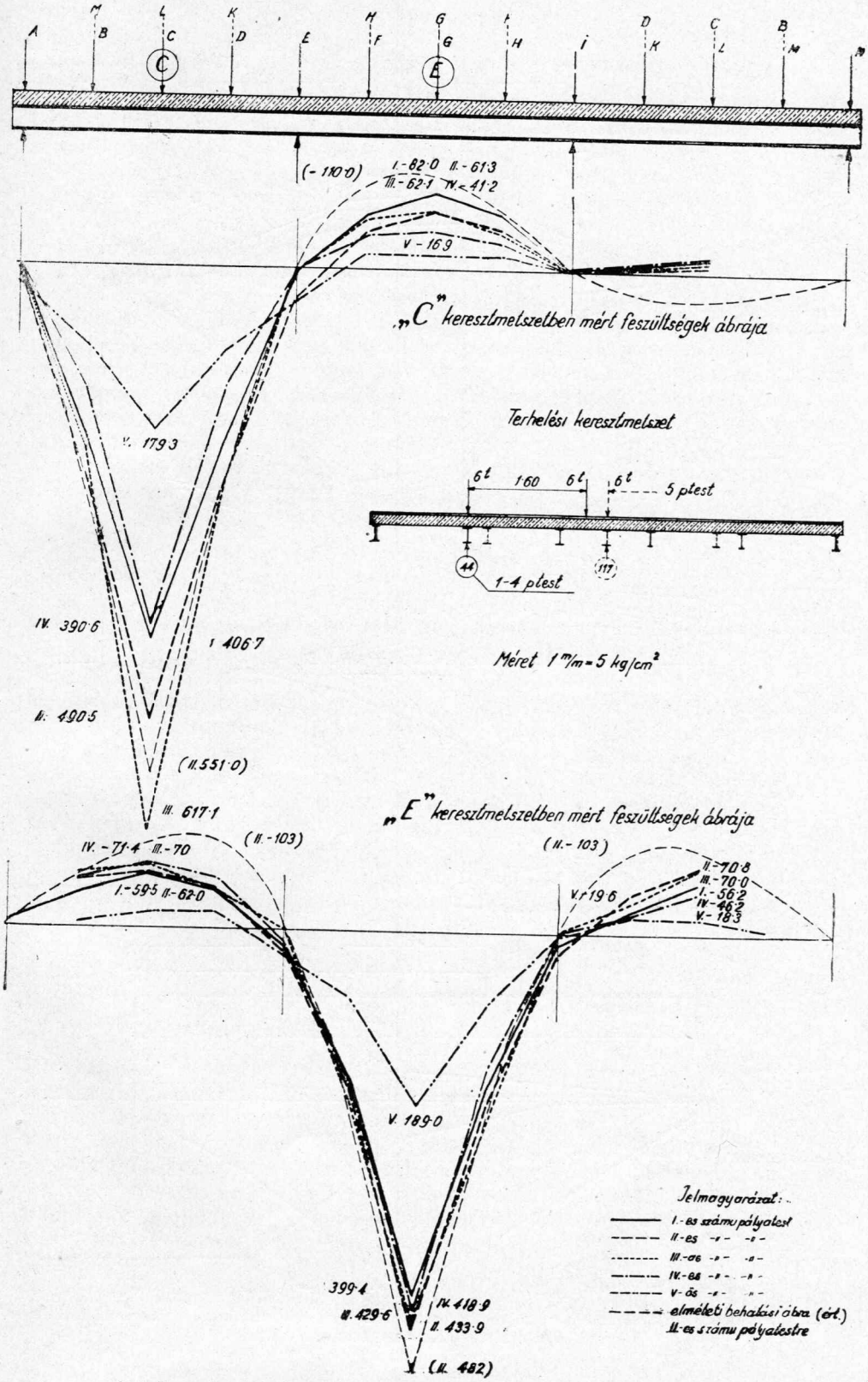
A támaszpontok süllyedésén kívül ezt elsősorban a pályaszerkezetek keresztirányú együttdolgozása okozza, mely hosszirányban úgy érvényesül, hogy az összpontos terhelést a nem terhelt szomszédos nyílásra már lényegesen megosztva viszi át, mert a közbeeső diafragmák a terhelést keresztirányban az egyes főtartók között nagymértékben megosztják.

Ugyanezt igazolja egyébként a *30. ábra*, mely az egyik nyílásban ható 2×6^t összpontos erő alatt nyert hossztartó feszültségeket hasonlítja össze az ugyanezen terhelés hatására a szomszédos nyílásban fellépő negatív hossztartó igénybevételekkel.

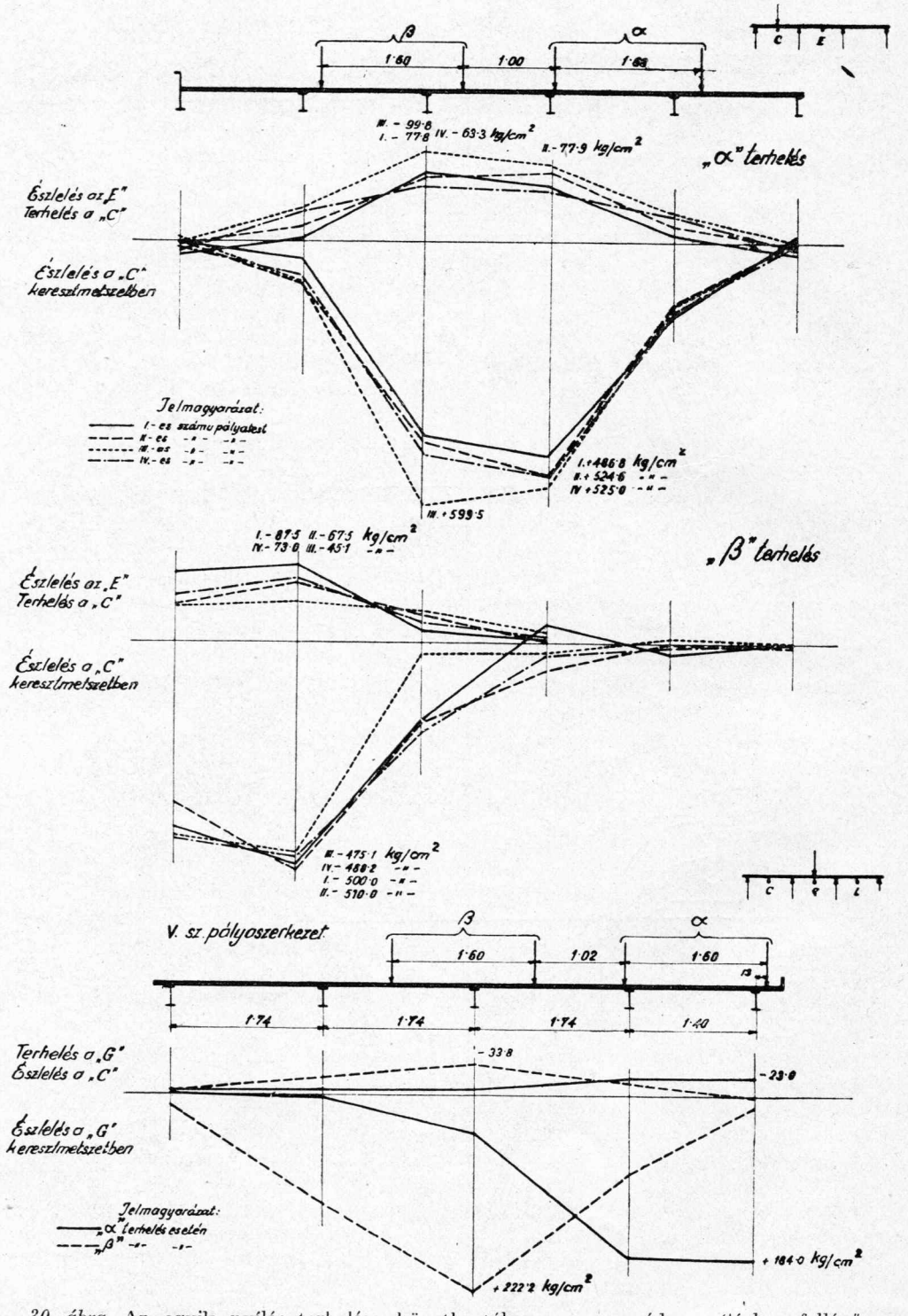
Míg a tényleges α terhelés alatt a hossztartókban nagyobb csúcsfeszültségek keletkeznek $(v = 2{\cdot}1 - 2{\cdot}2)$ addig a szomszédos nyílásban a hosszirányban egyre növekvő együttdolgozás folytán a csúcsfeszültségi értékek az átlaghoz képest jóval kisebbek $(v = 1{\cdot}75 - 2{\cdot}10)$.

Az együttdolgozás ilyen értelmű növekedése természetesen annál nagyobb, minél távolabb esik a vizsgált hely a terhelt keresztmetszettől és minél több és erőteljesebb kereszttartó van a terhelt és a vizsgált keresztmetszet között.

A hosszirányú tehereloszlásnak gyakorlatilag az a jelentősége van, hogy az összpontos erővel terhelt nyílásban a veszélyesen terhelt hossztartó feltétlenül kedvezőtlenebbül van igénybevéve, mint a szomszédos terheletlen nyílásban, ahol tehát az egyidejűleg keletkező negatív nyomatékot az összes hossztartókra jobban elosztva lehet számításba venni. Nagyobb jelentősége ennek a tapasztalatnak a tartók támaszpont fölötti keresztmetszetében van, amelyben fellépő legnagyobb negatív nyomatékra tudvalevőleg a szomszédos nyílások egyidejű terhelése lesz veszélyes. A fentiekből világos, hogy ez a negatív nyomaték kedvezőbben és egyenletesebben fog megoszlani az egyes hossztartók között, mint azt az összpontos erőknek a nyílásközépen tapasztalt vagy számított keresztirányú megoszlása megadná.



29. ábra. A vizsgált pályaszerkezetek hosszirányú behatási ábrái.



30. ábra. Az egyik nyílás terhelése következtében a szomszédos nyílásban fellépő igénybevételek megoszlása.

4. A pályaszerkezetek kifáradása és a hőmérsékletváltozás hatása.

A pályaszerkezetek kifáradására és tönkremenetelére nézve a fentebb már említett dinamikus, lengető kísérletek adtak felvilágosítást. A tartós terhelést egy 1·14 t önsúlyú *Losenhausen*-féle lengetőgéppel végeztük (v. ö. *11. kép*). A gép statikus súlyát a pályához való lekötéséhez szükséges szerkezetek és a nyugodt járás biztosításához szükséges ellensúlyok 3·5 t-ra növelték, ami általában véve megegyezik a közúti hidakon rendszeresen közlekedő nehezebb járművek átlagos súlyával.

Mivel a terhelés statikus súlyát növelni nem állt módunkban és az eredeti *3* m-es fesztávolság mellett csak igen kis feszültségek keletkeztek a szerkezetekben, a feszültségeket úgy növeltük, hogy a fesztávolságokat növeltük és a lengetést *6* m majd *9* m fesztávolságon megismételtük (v. ö. *14. ábra*). A lengető gép külpontosan forgó tömegeinek beállításával minden pályatesten és minden fesztávolságnál külön-külön megállapítottuk azt a fordulatszámot, amely (önrezgésszámának megfelelve) mellett a legnagyobb kilengést végzi a szerkezet. A tartós terhelést azután ezen veszélyes rezgésszám mellett hajtottuk végre. (Valamely kéttámaszú tartó önrezgésszáma a nyílásközépen ráhelyezett M tömegű lengetőgép hatására:

$$n_o = \frac{\pi}{2l^2}\sqrt{\frac{E \,.\, J \,.\, l}{M_g + 2M}}$$

ahol l a tartó fesztávolsága, E a tartó rugalmassági tényezője, J a tartó tehetetlenségi nyomatéka = állandó, $M = \frac{G}{g} = \frac{G}{9{\cdot}81}$ = a lengetőgép és $M_g = \frac{G_g}{9{\cdot}81}$ = a tartó tömege, G = a lengetőgép és G_g = a tartó önsúlya. Ha a lengetőgép fordulatszáma megegyezik n_o-val, akkor tiszta rezonancia van.)[1]

A 3 m és 6 m fesztávolságon 6 millió terhelés ismétlést bírt el mindegyik pályaszerkezet anélkül, hogy akár a betonlemez, akár a vastartók vagy a kettő közötti kapcsolat tönkrement volna (v. ö. 47—51. old.). A 9 m fesztávolságon történt lengetés közben viszont mindegyik tartó tönkrement. Az I—IV. pályaszerkezeteknél azonnal tönkrement a vaslemez és a beton közötti kapcsolat és legföljebb 1 millió terhelés-ismétlés közben maguk az alátámasztó hossztartók is eltörtek. Az V. pályaszerkezetnél ellenben a különvált vastartók még 6 millió terhelés-ismétlés után sem mentek tönkre, a vasbetonlemez maga 1·6 millió ütés után repedt el, a kettő közötti kapcsolat pedig 540.000 ütéstől kezdve fokozatosan ment tönkre. Legelőször a leggyöngébb kapcsolat (ritka kengyelezés) a legjobban terhelt középső hossztartó fölött, legutoljára pedig a legerősebb kapcsolat (legsűrűbb kengyelezés) ment tönkre a legkevésbbé terhelt szélső hossztartó felett.

Az állandó és lengő terhelés következtében előálló feszültségek összeállítását a *X. táblázat* mutatja. A táblázatban az önsúlyból származó feszültségeket (σ_a) számítással határoztuk meg. A mozgó terhelés, vagyis a lengető gép statikus súlya alatt keletkező feszültségeket (σ_m) mérés útján nyertük. Végül a lengetés folytán pillanatnyilag fellépő csúcsfeszültségeket (σ_{dyn}) nem tudtuk közvetlenül mérni, hanem csak a felvett oszcillogrammokból tudtuk a kilengés amplitudóját (a) megállapítani és annak fél értékét (egyirányú kilengés) a lengetőgép súlya alatt mért lehajlás és feszültséggel arányba állítva határoztuk meg a dinamikus feszültséget:

[1] V. ö. *Dr. Haviár Gy.*: Tartók dinamikus igénybevételeinek meghatározása. (Mérnöki Továbbképző Int. kiadv. 1941. 12. füzet.)

X. TÁBLÁZAT.

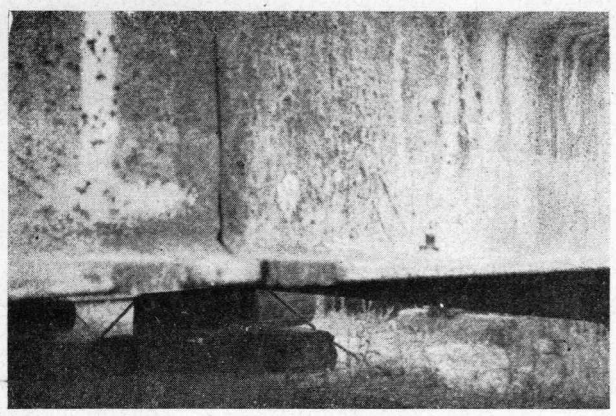
Feszültségek a lengető terhelés alatt (kg/cm²-ben).

Pálya-test jele		3 m fesztáv				6 m fesztáv				9 m fesztáv				Milyen ütésszámnál tört?	Megjegyzés
		σ_a	σ_m	σ_{dyn}	σ_{max}	σ_a	σ_m	σ_{dyn}	σ_{max}	σ_a	σ_m	σ_{dyn}	σ_{max}		
I.	Átlagos	40	—	—	—	142	121	121	—	495	196	—	—	627520 (1,500.000)	σ_a = önsúly alatt számított feszültség σ_m = 3·5 t súlyú lengetőgép súlya alatt mért feszültség σ_{dyn} = a lengés mért amplitudója alapján arányosítással számított feszültség.
	Max.	71	—	—	—	250	189	—	—	872	250	± 630	1752		
II.	Átlagos	40	84	± 35	159	142	82·2	± 144	368·2	495	110·4	± 325	930·4		
	Max.	58	176	± 99	333	205	174	± 280	659	713	252	± 690	165·5		
III.	Átlagos	44·5	58·6	± 49·5	152·6	190	68	± 87·2	345·2	670	111	± 483	1264	344.000 (812.000)	
	Max.	59	123	± 74	256	253	125	± 205	583	890	163	± 808	1861		
IV.	Átlagos	47	59·8	± 61·7	168·5	200	111	± 210	521	700	—	—	—		
	Max.	79	128	± 98	305	336	222·5	± 306	864·5	1175	—	—	—		
V.	Átlagos	44	—	—	—	169	82	± 103·5	354·5	590	128	± 351	1069		
	Max.	70	—	—	—	250	144	± 123	517	750	203·5	± 475	1428·5		

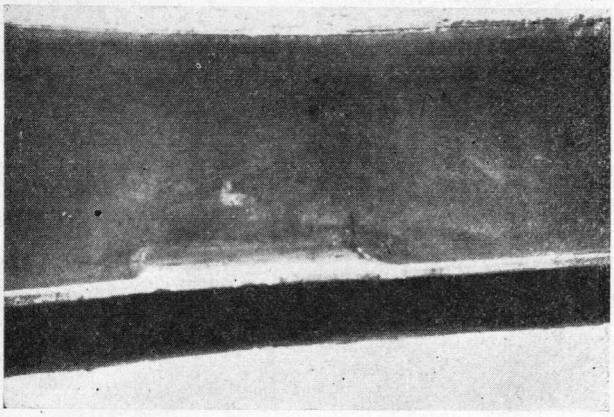
$$\sigma_{dyn} = \frac{\delta_{dyn}}{\delta_m}\sigma_m = \frac{\frac{a}{2}}{\delta_m}\sigma_m$$

Az egyes pályaszerkezetek a következő módon mentek tönkre:

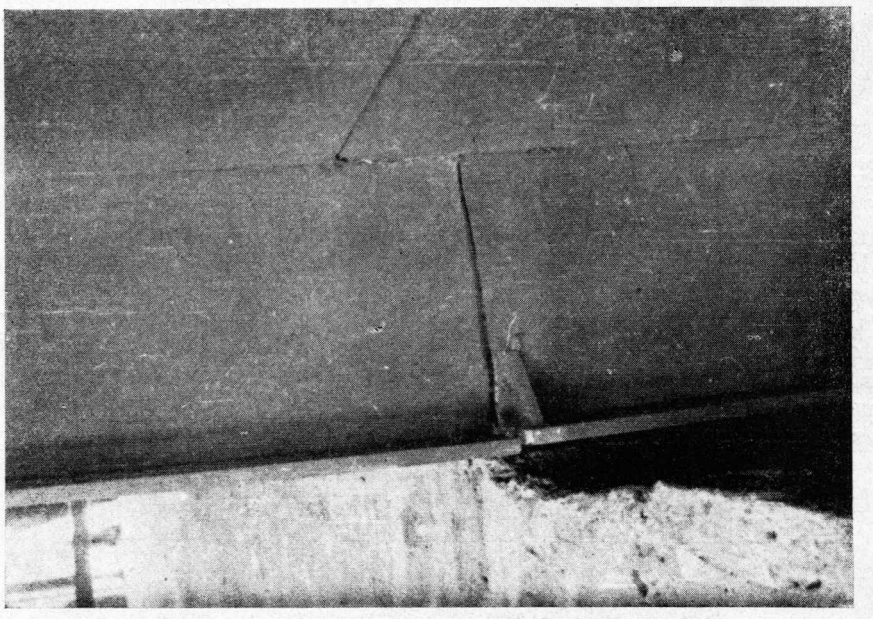
Az erősített I. sz. pályaszerkezet szélső U vas hossztartója a lefogás alkalmával kivágott félköralakú kiégetés helyén pontosan a nyílás közepén már 250.000 ütés után berepedt *(15. kép)*, majd ezt a hibát kijavítva közvetlenül a ráhegesztett heveder mellett 627.000 ütés után ismét berepedt *(16. kép)*. E hiba kijavítása után a szélső főtartó melletti sértetlen hossztartó ment először tönkre a középső diafragma mellett *(17. kép)* 1·5 millió ütés után. Közben a végeken levő lefogó csavarok *(18. kép)* a nagy lengetés miatt ismételten elszakadtak. A kitöltő vasbetonnak a vaslemeztől való elválását kísérlet közben a dongalemez kopogtatásával igyekeztünk megállapítani, majd a lengetés befejezése után a pályát elbontottuk és a következőket állapítottuk meg. A szélső hossztartó fölötti üreges vasbeton kerékvető már az első 100.000



15. kép. Fáradási repedés a szélső hossztartón.



16. kép. Új repedés a hevederrel kijavított előző repedés mellett.

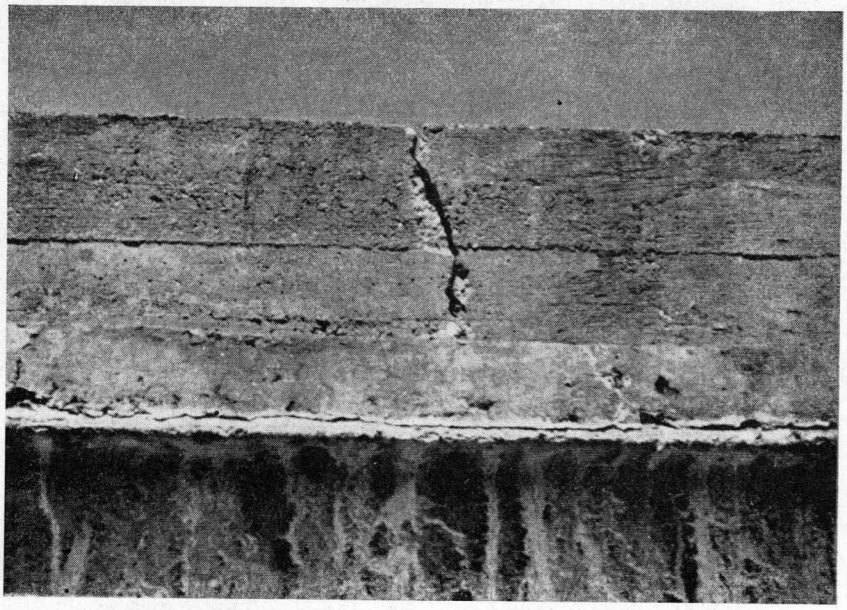


17. kép. Belső hossztartó fáradási törése.

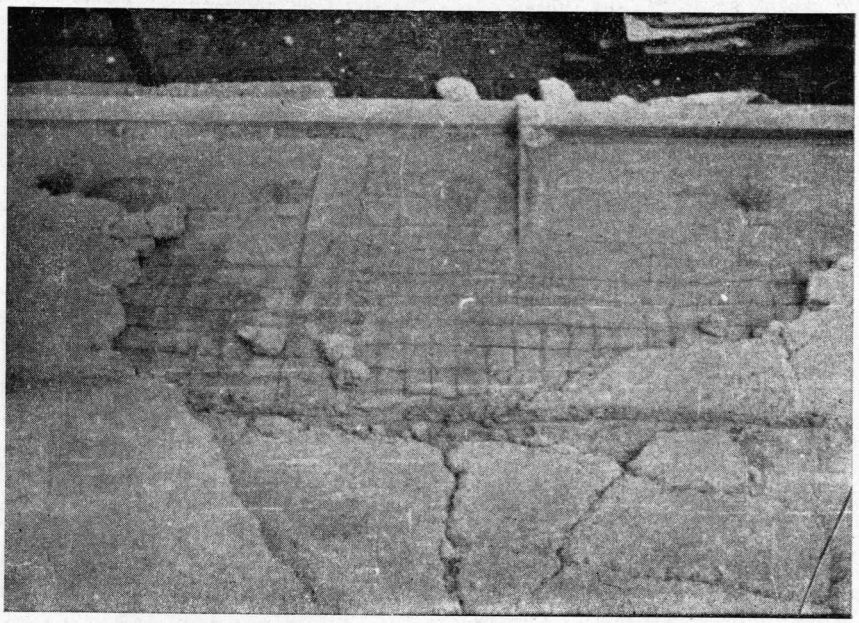
ütés után teljesen elvált *(19. kép)* az alatta levő szerkezettől; a kitöltő vasbetonlemez pedig a dongatető felől kiindulva darabokra repedt, az együttdolgozás tehát megszüntnek volt tekinthető *(20. kép)*.

A III. sz. pályaszerkezetnek szintén a szélső *U* vas hossztartója repedt be legelőször (a talpban levő félkör alakú keresztmetszetgyöngítés helyéről kiindulva) 344.000 ütés után *(21/a. kép)*, 674.000 ütésnél a másik szélen levő szegélytartóval szomszédos közbenső tartó is elrepedt ugyancsak a félcsavarlyukkal gyengített talpból kiindulva. 680.000 ütésnél a mellette levő hossztartó repedt el hasonlóan, míg végül 726.500 ütésnél a középső I. tartó

18. kép. Hossztartók végeinek lefogása lengetés közben.

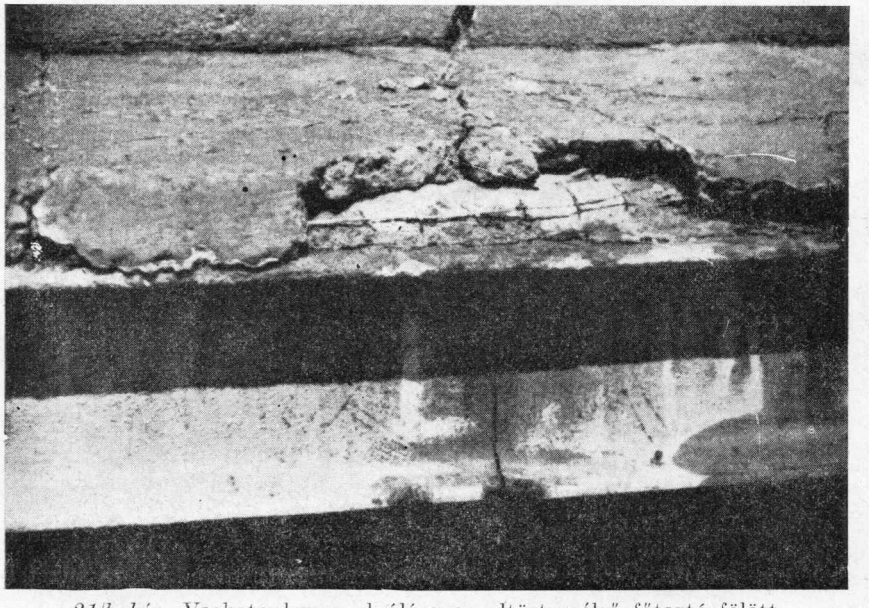


19. kép. Üreges vasbeton szegélytartó elválása és eltörése.



20. kép. A kitöltő vasbetonlemez tönkremenetele (bontás közbeni felvétel).

21/a kép. A szegélytartó gyöngített keresztmetszetéből kiinduló fáradási repedés.

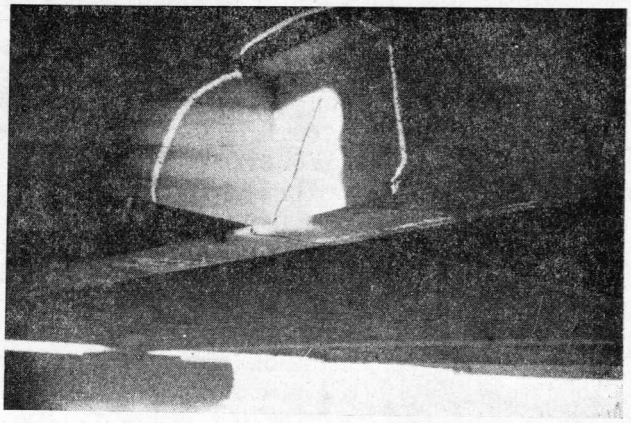


21/b kép. Vasbetonlemez elválása az eltört szélső főtartó fölött.

diafragma varrat melletti (gyöngítetlen) része a nyílásközépen a *gerincből* kiindulva elrepedt *(22. kép)*.

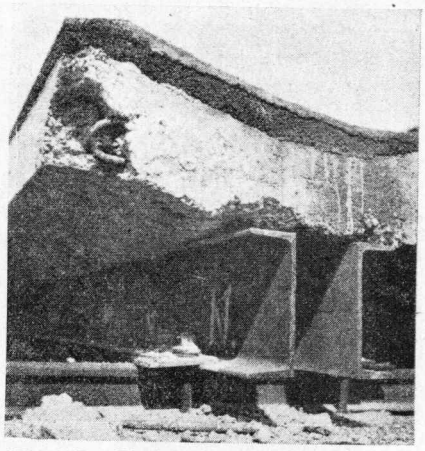
Az együttdolgozó vasbeton szerkezetből legelőször itt is a szélső tartó fölötti vasbetonlemez és az üreges vasbeton szegélytartó ment tönkre (v. ö. *21/b. kép)*.

Az V. pályaszerkezetnél azt az érdekes tapasztalatot szereztük, hogy a laza lefogás következtében a szélső támasz fölött már 6 m fesztávolságon elvált a vasbetonlemez az alatta levő hossztartóktól, (5·2 millió ütés után). Ez a jelenség a kettős ⊏-vas hossztartó teknőszerűen kiképezett lemez szakaszáról *(23. kép)* indult ki (266.000), majd a másik szélen levő ⌊-alakú szegélytartónál mutatkozott (4,300.000) és a szélekről haladt közép felé. A 9 m fesztávon való lengetésnél ez a folyamat 540.000 ütés után indult meg, ugyancsak a támasz fölött. A legnagyobb nyiróerők helyén tehát a csúsztató feszültségek felvételére nem elegendő kengyelezés következtében *(24. kép)*, 1,600.000 ütés után a nyílás közepén a vasbetonlemez alsó hajszálrepedést kapott,

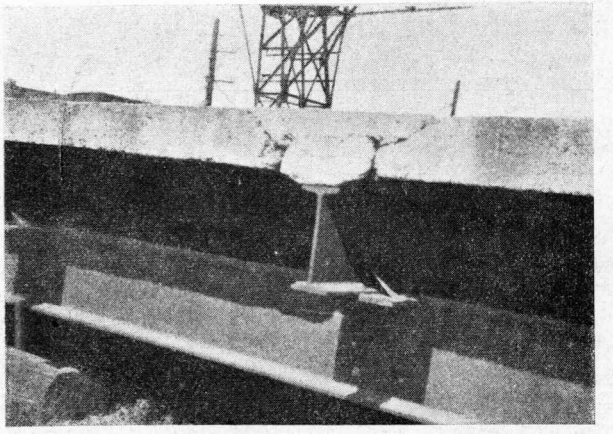


22. kép. Közbenső hossztartó fáradási törése.

amely ismét a szegélytartókon túlnyúló lemezszélből indult ki *(25. kép)*. 5,630.000 ütésnél a vasbeton lemez felső hajszálrepedést is kapott. Az alátámasztó vastartók ellenben 6 millió terhelés-ismétlés után is sértetlenek maradtak. A vasbetonlemeznek a terhelést követő bontásakor megállapították, hogy a betonnak a vas felületéhez való tapadása majdnem mindenütt tönkrement, a bekötő kengyelek pedig az ⌊-alakú szegélytartó sűrűn kengyelezett részének szélső 3 m hosszú szakaszát kivéve mindenütt elváltak a hossztartóktól. Néhol a lemez gömbvasbetétei is mozgathatóvá váltak a betonban és maga a beton is ütéssel morzsolhatóvá lett. *A sűrűn kengyelezett részen ellenben a beton igen szilárd maradt.*



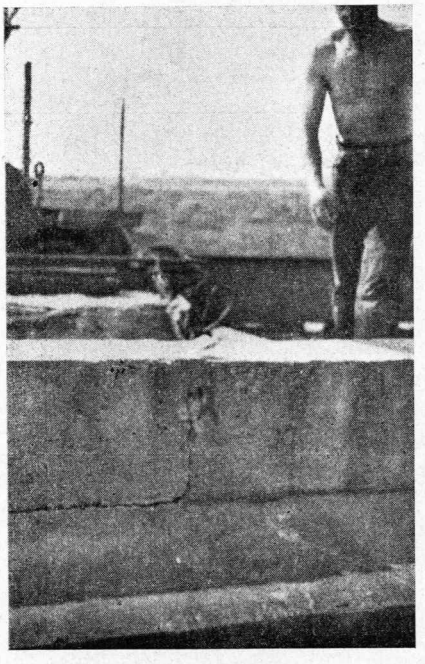
23. kép. Vasbetonlemez elválása a hossztartóktól a ritkán kengyelezett sarkon.



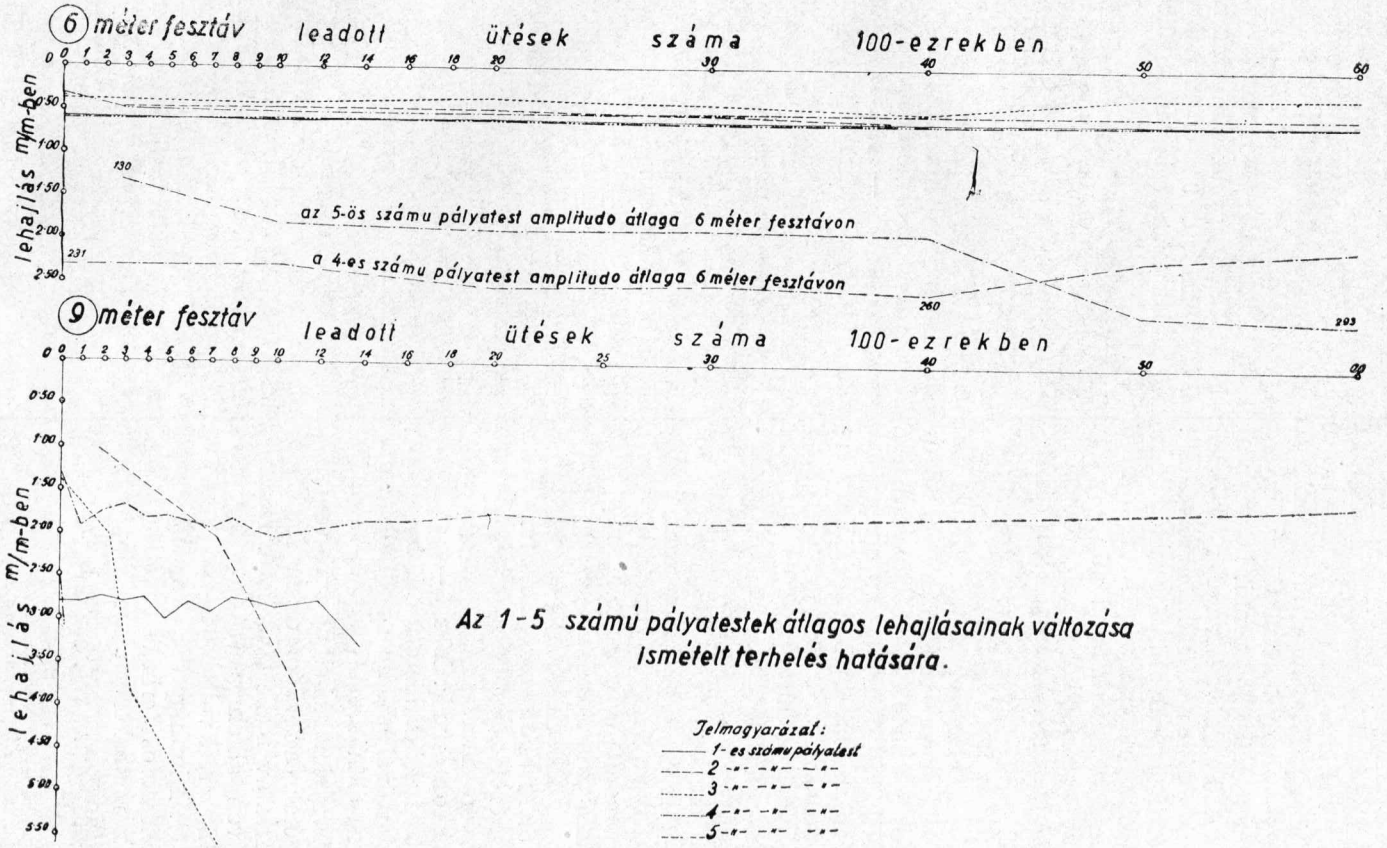
24. kép. Vasbetonlemez elválása a közbenső hossztartótól.

A fentiekből megállapítható, hogy a szerkezetek mind a 9 m fesztávolságon való lengetés közben mentek tönkre, amikor a hossztartók alsó övén a húzófeszültségek átlagosan 300—1700 kg/cm² között váltakoztak, a legjobban terhelt középső hossztartók alsó övén a legnagyobb húzófeszültség pedig elérte az 1400—1800 kg/cm² értéket (v. ö. *X. táblázat*).

A tönkremenést minden esetben megelőzte a vasbetonlemez résznek, illetve kitöltő betonnak a hossztartóktól, illetve vaslemezektől való elválása. E jelenség bekövetkeztét a fárasztás során bizonyos számú lengetések után mért lehajlások ugrásszerű megnövekedése mutatja, amit legtöbbször nemsokára a hossztartó eltörése is követ (v. ö. *31. ábra*). Kivételt képez ez alól az V. sz. pályaszerkezet, amelynél a vasbetonlemez határozott elválását nem követte a hossztartók szakadása. Ennek oka az lehet, hogy míg az I—IV. pályaszerkezeteknél a hossztartók törése minden esetben vagy gyöngített keresztmetszetből vagy diafragma csatlakozó varrat mellől indult ki, vagyis olyan helyről, ahol az erővonal halmozódás jelensége folytán a kifáradási törések rendszerint be szoktak következni, addig az V. sz. pályaszerkezetnél a hengerelt hossztartók alsó övén sehol keresztmetszet gyöngítés vagy diafragma csatlakozás nem volt, a hengerelt tartó alapanyagának kifáradási szilárdsága pedig minden bizonnyal az 1049 kg/cm² átlag feszültség és az 1428·5 kg/cm²-es csúcsfeszültség fölött fekszik a lengetéssel gyakorolt 367—1069 kg/cm², illetve 478·5—1428·5 kg/cm² feszültségi határok mellett.



25. kép. Vasbetonlemez fáradási törése az L alakú szegélygerendából kiindulóan.



31. ábra. A lehajlások és amplitudók növekedése a terhelésismétlések függvényében.

A fentiekből megállapítható, hogy

1. a donga és síklemezek vékony vasbetonlemezeinek felületi kötése a lengetést is igen jól bírta és csak aránylag kis kiterjedésű felületeken ment tönkre. Az V. sz. pályaszerkezetnél a sűrűn kengyelezett részen szintén igen jónak bizonyult a hengerelt hossztartók és a vasbetonlemez közötti kötés. Igaz ugyan, hogy 540.000 ütés után ez a kapcsolat már kezdett tönkremenni, de itt figyelembe kell venni, hogy a tartók csak hosszuk $^1/_3$-án voltak megfelelően kengyelezve és az ellenkező szélen levő ritka kengyelezésű részek már a 6 m-en való lengetésnél tönkrementek, tehát a kísérletet 9 m-en már nem a teljes értékű tartóval indítottuk meg és még annak ellenére is voltak részek, ahol a kengyelezés a végén sem ment tönkre.

2. A repedések mindenütt a gyengített keresztmetszet helyéről indulnak ki, vagy onnan, ahol a tartó tömegében vagy ahol a lemez irányában van hirtelen változás. Veszélyesek a diafragmák csatlakozási helyei, a csatlakozó varratok által okozott gyöngítés (alapanyag ridegítés) és az erővonal halmozódás miatt.

3. A dongalemez szerkezetek vállaiban, valamint a síklemez szerkezeteket alátámasztó hossztartók felső öveinek szélén levő hosszirányú nyakvarratok jól bírták a fárasztó terhelést, bár a varratokról készített röntgenfelvételekből — különösen a dongalemezes szerkezeteknél — aránylag gyönge minőségű, salakzárványos és nem egyenletes beégésű varratokra lehetett következtetni (v. ö. *2. kép)*, melyek fáradási szilárdsága igen csekély.

4. A vaslemeztartók és a kitöltő vasbeton közötti együttdolgozás a 9 m-en való lengetésnél tönkrement. Ezt a lengetési amplitudók növekedése és a bizonyos számú terhelés-ismétlés után mért behajlások hirtelen megnövekedése mutatja (v. ö. *31. ábra)*.

5. Hasonló pályaszerkezetek építésénél tehát lehetőleg kerülnünk kell a lemezvastagság változtatását, vagy a lemez iránytöréseit. A keresztirányú diafragmákat pedig lehetőleg nem a legnagyobb nyomaték helyén kell elhelyeznünk és a hossztartókat egyébként sem szabad (főként hirtelen keresztmetszetcsökkentéssel, átmenet nélkül) gyöngítenünk.

6. Az alátámasztó hossztartók, illetve vaslemez és a fölötte levő vasbetonlemez közötti együttdolgozást a kengyelezésnek és a bekötő karmocskáknak a nyíróerő megoszlásának megfelelő kiosztásával és erőteljes kialakításával kell biztosítanunk. Már 3—4 cm vastagságú betonréteg együttdolgozását is hatásosan lehet biztosítani, ha a lemezbe drótfonatot teszünk, vagy a III. pályatartónál alkalmazott hullámvonal alakú vasráccsal akadályozzuk meg a beton elcsúszását (v. ö. *6. kép)*.

Figyelembe kell ugyanis vennünk, hogy az együttdolgozás jóval nagyobb kilengések és rázkódások mellett ment tönkre, mint az a hídon alkalmazott 3 m fesztáv mellett várható. Hiszen a lengések amplitudója 9 m-en a 3 m fesztávon alkalmazott 4×6 t mértékadó terhelés alatt mért behajlásnak 10—12-szerese volt és 6 m-en is a 3—5-szöröse volt annak (v. ö. a *IV.* és *IX. táblázatot)*. Miután pedig ez utóbbi esetben a vas és beton közötti kapcsolat a 6 milliószoros terhelés-ismétlés után is mindegyik pályaszerkezetnél sértetlennek mutatkozott, megállapítható, hogy az alkalmazott kapcsolatok az együttdolgozást az összes pályaszerkezeteknél a gyakorlati terhelések ellenében teljesen kielégítően biztosítják.

A hőmérsékletváltozás hatására a III. pályaszerkezet télen lefolyt első dinamikus kísérletei irányították rá a figyelmet, amikor is a különben teljesen azonos viszonyok mellett megismételt terhelések alatt mért feszültségek és

lehajlások között egyik napról a másikra 10—15%-ot is kitevő különbségeket észleltünk. Mivel ez a jelenség csak a hőmérsékletnek 7—10 C⁰-ot is kitevő változásával volt magyarázható; a lengető kísérletek során a továbbiakban pontosan mértük a hőmérsékletet és azonos terhelés mellett a különböző hőfokokhoz tartozó feszültségeket és lehajlásokat. Megállapítottuk, hogy a mutatkozó 100 kg/cm² körüli feszültségi értékek mellett a hőmérsékletnek 1 C⁰-kal való süllyedése a hossztartók alsó szálában fellépő húzófeszültségben 2—4 kg/cm² csökkenést okozott. A csökkenés oka nyilvánvalóan az, hogy a tartókat a lengések miatt a támaszpontokon csavarokkal fogtuk le (v.ö. *18. kép*) és ez a leszorítás bizonyos kisebbfokú vízszintes ellenállás kifejtésére képes. Tehát ha a terhelés következtében lehajolt tartó hossza a hőmérséklet-csökkenés következtében megrövidülni törekszik, a támaszok fölötti lefogás a szabad végek elhúzódását megakadályozza és a rövidülés a behajolt tartó ívhosszát csökkentve, azt kiegyenesíti. Ez a terhelés okozta lehajlással ellenkező értelmű mozgást okoz, vagyis a behajlást kisebbítve a feszültségeket csökkenti. A kísérleti eredmények pontos összeállításánál tehát a kísérletek végrehajtásakor uralkodó hőmérsékletet is figyelembe kell venni.

XI. TÁBLÁZAT.

	Statikus terhelés	Dinamikus terhelés		
		3 m	6 m	9 m
I. pályaszerkezet	+28⁰	—	—	—
I. új (erősített) pályaszerkezet	+10⁰	—	21⁰	23⁰
II. pályaszerkezet	18·8⁰	—	20⁰	19·5⁰
III. „	18·8⁰	—5⁰	0⁰	+5⁰
IV. „	12·8⁰	11·5⁰	19⁰	22·5⁰
V. „	20⁰	—	17·5⁰	15·5⁰

A fenti *XI. táblázat* mutatja az egyes kísérletek idején mért átlagos hőmérsékleteket. Látjuk, hogy a III. pályaszerkezet dinamikus kísérletei térnek el legjobban az átlagtól és az itt észlelt hőmérséklet különbség a többi szerkezethez képest 20—25 C⁰-ot is kitesz, ami 40—100 kg/cm² feszültség-különbözetnek felel meg, amit a dinamikus terhelés alatt nyert értékekhez a többi pályaszerkezettel való összehasonlításnál hozzá kell venni.

5. A vizsgált pályaszerkezetek gazdasági összehasonlítása. A vasbetonlemezes pályaszerkezet előnyei.

A vizsgált pályaszerkezetekhez felhasznált anyagok kimutatását és 1938—1939-ben érvényes árait a *XII. táblázat* mutatja. Amint látjuk a legolcsóbb, de egyben legnehezebb szerkezet, melyben egyúttal a legkevesebb vas is van az V. sz. vasbetonlemezes pálya. A legkönnyebb, de egyben legdrágább és legtöbb vas elhasználását igényli a III. jelű sík vaslemez szerkezet. Különösen drágítja a III. pályaszerkezetet a ráhegesztett hullámos alaprajzú vasrács. Olcsóbb megoldás a IV. pályaszerkezeten használt felső bordázat, melynek hatékonyságát hozzáerősített drótfonattal lehet kielégítő módon

fokozni. Szembeállítva a vizsgált újszerű pályaszerkezeteket a régi zórésvasas pályaszerkezettel, azt látjuk, hogy az közel olyan nehéz, mint az V. pályaszerkezet és uganakkor közel annyi vas van benne, mint a III. pályaszerkezetben. *Kétségtelen tehát, hogy a zórésvasas pályaszerkezetek alkalmazása nem előnyös.* Igen nagy hidaknál, ahol a pályaszerkezet súlya a híd összterhelésében nagyobb szerepet játszik, mint kisebb hidaknál: a III. pályaszerkezet vagy az I. pályaszerkezet alkalmazása lesz előnyösebb, de közepes és kisebb hidaknál feltétlenül az V. sz. pályaszerkezet építése lesz gazdaságos. Így pl. az óbudai *Árpád*-hídnál, ahol 103 m a legnagyobb nyílás, a főtartók súlyában a nagyobb súlyú vasbetonlemezes pályaszerkezet 3—4% többletet okoz, de olcsóbbsága folytán alkalmazása a híd teljes vasszerkezeti és pályaszerkezet költségeihez viszonyítva mégis 1—2%-os megtakarítást jelent. Ezek az előnyök még fokozhatók azáltal, ha pályaburkolatként nem aszfaltot, hanem 4—5 cm vastag koptatóbetont alkalmazunk közbenső szigetelés és védőbeton nélkül és ezt *a koptató réteget a vasbetonlemezzel egyidejűleg készítve a teherviselő vasbetonlemez vasbetétjeinek felső takarórétegeként is felhasználjuk* és így annak vastagságából 1—2 cm-t megtakaríthatunk. További előnyt nyerhetünk abból is, ha a hengerelt vastartók és a vasbetonlemez tökéletes együttdolgozását és kedvező keresztirányú tehermegosztást hatékony és sűrű kengyelezéssel biztosítva a méretezésnél *teljesen* kihasználjuk. A *XII. táblázatból* ugyanis látjuk, hogy míg a III. szerkezetnél a mért feszültségek és a számítottak között 1·05-szörös, a zórésvas pályaszerkezetnél 1·04-szeres biztonság van, addig az V. pályaszerkezetnél 2·78-szoros, illetve 22-es I. tartókra helyezett (az *Árpád*-hídon kivitelezett) vasbetonlemeznél (V/a) 1·94-szeres a biztonság. Vagyis a tényleges együttdolgozás a hossztartók között olyan nagymértékű, hogy kereszttartóknak még további ritkítása is megengedhető volna.

A német gyakorlat legalább 15 cm vastag vasbetonlemezek alkalmazását ajánlja. Viszont 18—20 cm-nél vastagabb lemezek már nagy önsúlyuk miatt nem alkalmazhatók. Véleményünk szerint — ha a koptató betonréteget is felhasználjuk a vasbetétek takarására, — 13 cm vastag, sőt II. rendű hidakon 12 cm vastag vasbetonlemezeket is lehetne alkalmazni. Természetesen nem mindegy az sem, hogy milyen szelvényű I. tartó teherbírását akarjuk növelni a 13—18 cm vastag vasbetonlemezzel. Mert míg a kis szelvényű 15—20 cm tartóknál ez 100—50%-os teherbírás növelést jelent, addig nagy 45—50-es I. tartóknál már csak 10—5%-ot. A lemez és hossztartó együttdolgozását tehát csak ott lesz értelme biztosítanunk, ahol kis vagy közepes (32-es I tartóig) szelvényű hossztartókat tudunk alkalmazni. A hossztartók fesztávolságát és egymástóli távolságát tehát ennek figyelembevételével kell megállapítanunk.

A dongalemez szerkezetek a sík vaslemezes és vabetonlemezes szerkezetek között középhelyet foglalnak el. Alkalmazásuk egyelőre a körülményes és költséges elkészítésük miatt nem gazdaságos, bár a rozsdásodás ellen megkívánt biztonság megengedné, hogy az alkalmazott 5 mm lemezvastagságot 3—3·5 mm-re lehessen leszállítani és akkor versenyképességük nagyot javulna. Mind a dongalemez (I—II.), mind a síklemezes (III—IV.) szerkezetek szempontjából is további előnyt jelentene, ha a szigetelő- és védőbetonréteget elhagyva, a próbatesteknél alkalmazott aszfaltburkolat helyett itt is 4—5 cm koptatóbetonréteget lehetne alkalmazni (100 kg/m² könnyítés) ami még a kitöltő vasbetonréteggel együtt is dolgozhatna (v. ö. erősített I. p. szerk.).

A mai viszonyok mellett általában 150 m nyílású gerendatartóknál lesz már gazdaságosabb a III. vagy I. típusú pályaszerkezetek alkalmazása.

XII. TÁBLÁZAT.

Pályaszerkezeti költségek és súlyok összehasonlítása 3·00 m fesztávolságra.

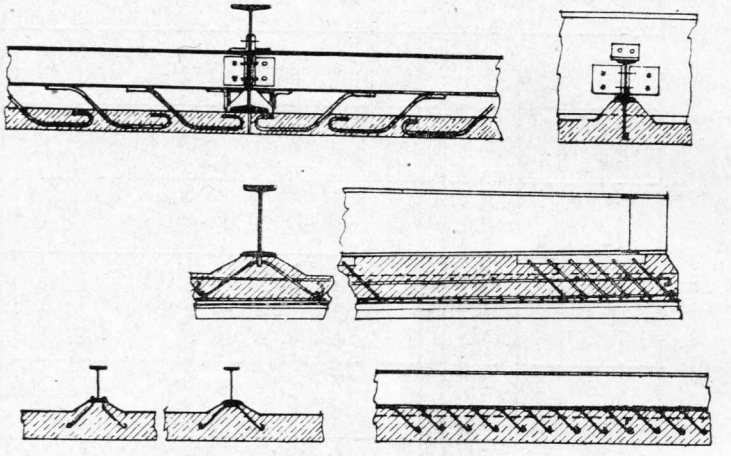
Jel	Felhasznált vasanyag		Vállalati ár pengő	Felhasznált vasbeton m^3	Egységár pengő	Ár pengő		Suly kg		Teljes suly	Vas suly	Biztonsági fok 3·00 m fesztávon 2×24^t terhelésnél	Megjegyzés (Próbatest alapterülete)
	sulya kg	egység ára P.				összesen	pro m^2	összesen	pro m^2	pro m^2	pro m^2		
I.	5140	—·80	4112·—	5·0 +0·66	60·—	4451·6	69·—	17.140·0	265	439	80·0	1·36	64·4 m^2
I.	5111·5	—·80	4089·20	5·42 +0·66	60·—	4454·0	69·05	18.119·5	280	439	79·4	1·33	64·4 m^2
III.	5690·0 + 640	6·26 2·91	3561·94 1862·40	3·52 +0·66	60·	5675·14	88·—	14 800·0	230	360	98·2	1·05	64·4 m^2
IV.	5953	6·85	4078·15	4·96 +0·66	60·—	4409·35	68·40	17.860·0	277	420	92·3	1·12	65·5 m^2
V.	2639·0 +1790	—·70 —·60	1847·30 1074·—	11·12	100·—	4063·30	58·—	30.000·0	428	555	63·0	2·78	70·1 m^2 28-as I tartók
Zórés vas	6120	—·50	—	10·62	50·—	3591·—	55·50	25.320·0	400	600	95·0	1·04	
V/a	2009 +1790	—·70 —·70	1205·40 1074·0	11·42	100·	3421·40	48·80	29.400·0	420	546	54·0	1·94	22-es I tartók

De azon alul feltétlenül a vasbetonlemez gazdaságos, amit a mai viszonyok mellett a vassal való köteles takarékoskodás is alátámaszt.

Az alátámasztó hengerelt vastartókkal együtt dolgozó vasbetonlemezes pályaszerkezet készítésénél különösen két kényes kérdést kell alaposan és jól megoldani.

1. *Az alátámasztó hossztartó és a vasbetonlemez együttdolgozását hatásos és erőteljes kengyelezéssel kell biztosítani.* Mint a kísérletekből láttuk, az V. tartó lemeze a dinamikus terhelés alatt már aránylag hamar elvált az alátámasztó hossztartótól és a lemez maga ennek ellenére is csak a fárasztás legvégén repedt el, míg a hossztartóknak végig semmi bajuk sem történt.

A kengyelezésnek tulajdonképpen a nyomott vasbetonlemezből és húzott vastartóból álló különnemű (heterogén) tartónak a lemez támaszkodási síkjá-



32. ábra. A vashossztartókat a vasbetonlemezhez kapcsoló különféle kengyelrendszerek.

ban fellépő csúsztatófeszültségeit kell felvenni. A vasfelület és a beton közötti tapadás erre a célra teljesen elégtelen még abban az esetben is, ha az övlemez érintkező felületét rovátkolással feldurvítjuk. Ezért a teljes nyíróerőt kengyelezéssel kell felvenni. A kengyelezésnek többféle formája lehetséges *(32. ábra)*. Mint látjuk minden esetben ∅ vas kengyeleket hegesztünk vagy közvetlenül vagy átlyukasztott laposvas közvetítésével, a hossztartó felső övére. A kengyelek keresztmetszetének, illetve a varrat keresztmetszetnek a számított csúsztatóerőt fel kell venni $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot s_v}$; ahol S a vasbetonlemez statikai nyomatéka a hossztartó és a vasbetonlemez érintkezési síkjára, „J" a teljes keresztmetszet tehetetlenségi nyomatéka a súlyponti tengelyre, s_v a hossztartó felső övének szélessége, Q pedig a keresztmetszetre ható legnagyobb nyiróerő. A keresztmetszet tehetetlenségi nyomatékának számításakor a hossztartó keresztmetszetét $n = \frac{E_v}{E_b} = 10$-szeres értékkel kell figyelembe venni. Kísérleteink ugyanis *Mayer—Leibniz* kísérleteivel egybehangzóan azt mutatták, hogy a kísérleti eredményeket az $n = 10$-el számított feszültségi és lehajlási értékek közelítették meg legjobban.

Ezek szerint azalátámasztó hossztartóval együttdolgozó vasbetonlemez méretezése röviden az alábbi képletek segítségével történhet *(33. ábra)*.

1. Az alátámasztó hossztartóval együttdolgozó vasbetonlemez méretezése hajlításra

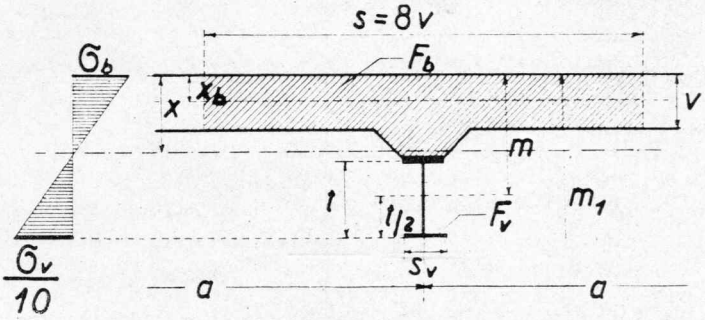
$$x = \frac{10 \,.\, F_v \,.\, m + F_b \,.\, x_b}{10 \,.\, F_v + F_b}$$

$$J = J_{vo} + 10 \,.\, F_v \left(m_1 - \frac{t}{2} - x \right)^2 + F_b \,(x - x_b)^2 \backsimeq J_{vo} +$$

$$+ 10 \,.\, F_v \left(m_1 - \frac{t}{2} - x \right)^2 + s \,.\, v \left(x - \frac{v}{2} \right)^2$$

$$K_b = \frac{J}{x};$$

$$\sigma_b = \frac{M}{K_b} \qquad \sigma_v = 10 \,.\, \sigma_b \frac{m_1 - x}{x}$$



33. ábra. Vasgerendával együttdolgozó vasbetonlemezes tartó keresztmetszete.

ahol F_v a hengerelt vastartó, F_b a vasbetonlemez keresztmetszeti területe, x_b a vasbetonlemez, x az egységes keresztmetszet súlyvonalának távolsága a lemez nyomott szélétől, σ_b a betonlemez tetején fellépő legnagyobb nyomóigénybevétel, σ_v pedig a vasgerenda alsó szélén fellépő legnagyobb húzóigénybevétel.

2. *A vastartóra hegesztett bekötő kengyelek méretezése:*

A hossztartót alátámasztó kereszttartó függőlegesében fellépő csúsztató feszültség:

$$\tau_{o1} = \frac{Q_1 \,.\, S}{J \,.\, s_v} = \frac{Q_1 \,.\, s \,.\, v \left(m_1 - t - \frac{v}{2} \right)}{J \,.\, s_v}$$

A hossztartó nyílásának közepén fellépő csúsztatófeszültség pedig:

$$\tau_{o2} = \frac{Q_2 \,.\, s \,.\, v \left(m_1 - t - \frac{v}{2} \right)}{J \,.\, s_v}$$

ahol Q_1 az alátámasztásnál Q_2 pedig a nyílásközépen ható eredőerő.

A fél nyílásra ható nyíróerő:

$$N = \frac{\tau_{o1} + \tau_{o2}}{2} \cdot s_v \cdot \frac{l}{2}$$

ahol l a hossztartó fesztávolsága és

$$\Sigma F_{v2} = \frac{N}{\sigma_v} \quad \text{és} \quad n_2 = \frac{\Sigma F_{v2}}{F_{v2}}$$

ahol F_{v2} egy kengyel húzásának ellenálló keresztmetszete, illetve

$$n_1 = \frac{\Sigma F_{v2}}{\sqrt{2} \cdot F_{v2}}$$

ha a kengyelek 45° alatt ferdén vannak a tartó felső övére hegesztve. A kengyelt a hossztartó felső övéhez kötő oldalvarratok keresztmetszeti területe

$$v = \frac{c}{\sqrt{2}} \cdot s_v \cdot 2$$

legalább a kengyel keresztmetszeti területének *kétszeresével* legyen egyenlő, vagyis

$$c = \frac{F_{v2} \cdot \sqrt{2}}{s_v},$$

illetve 45°-os kengyel esetén

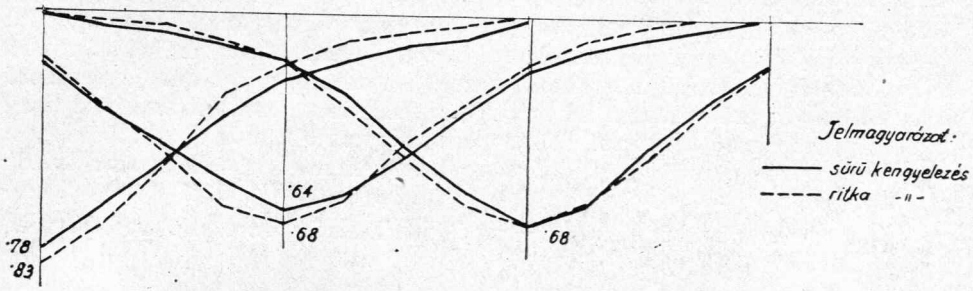
$$c = \frac{F_{v2} \cdot 2}{s_v}$$

legyen a kengyelt mindkét oldalán a hossztartó felső övéhez erősítő varrat erőssége, mivel a kengyelben megengedett húzófeszültségnek (1400 kg/cm²) csak 65%-a lehet az oldalvarratban megengedett nyírófeszültség, amiből még levonandó a rövid varrathosszra eső két krátervég (15%) és így közelítőleg 50%-ra vehetjük az oldalvarratra megengedett feszültséget.

Számítás szerint a statikus kísérletek alatt 3 m fesztávolságon a sűrű beosztású kengyelekben átlagosan 1800 kg/cm², legföljebb 2200 kg/cm² volt a húzófeszültség. A ritka kengyelezésű részen azonban 7000—9000 kg/cm² körüli feszültségek keletkeztek volna már statikus terhelésnél is; és hogy a vasbetonlemez ennek ellenére is csak 6 m fesztávon való lengetésnél vált el a hossztartótól, az annak tudható be, hogy a statikus terhelésnél még a beton és a vas között igen tekintélyes értékű felületi tapadás akadályozta meg az elcsúszást, mely a fenti feszültségeknek mintegy $^2/_3$ részét képes volt felvenni. Ezt a tapadást a lengetés csakhamar teljesen megszüntette, ami csakhamar a ritkán kengyelezett szakaszok kengyeleinek elszakadásához és a lemez elválásához vezetett. *A kísérletek alapján teljes biztonsággal állítható, hogy $\sigma = 1400$ kg/cm² húzófeszültség alapján a nyíróerőnek megfelelően kiosztott kengyelezés a kifáradás ellen is teljes biztonságot nyujt.* Sőt még központos erőkkel történő terhelésnél is figyelembe lehet venni a szerkezet nagymértékű keresztirányú együttdolgozását és az egy tartóra ható nyíróerőt ennek megfelelően redukálni kell.

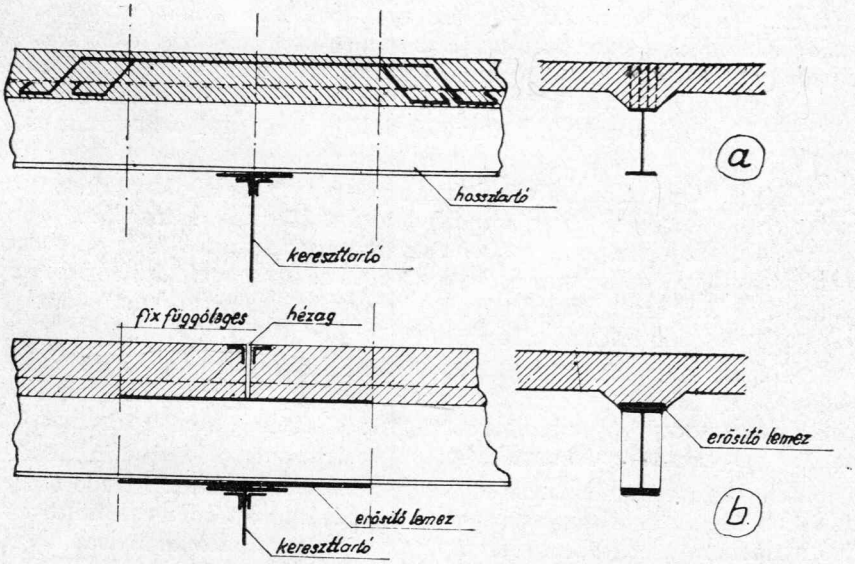
A kengyelezés sűrűségének az egész szerkezet együttdolgozására gyakorolt hatását mutatja a *34. ábra*. Teljes vonallal ábrázoltuk a 25 cm-kint

kengyelezett szakaszon felvett keresztirányú támaszponti behatási ábrákat, pontozott vonallal pedig a 100 cm-kint kengyelezett szakaszon mért behatási ábrákat tüntettük fel. Amint látható, a sűrűbben kengyelezett szakasz keresztirányú teherátadása észrevehetően nagyobb, mert a szomszédos hossztartókra nagyobb terhelés jut, viszont a vizsgált hossztartó függőlegesében mért csúcsordináták kisebbek.



34. ábra. A kengyelezés sűrűségének befolyása az együttdolgozásra.

2. *A második kényes pontja a folytatólagos vasbetonlemezes pályaszerkezeteknek a támaszpont fölötti negatív nyomaték helyén van*, ahol a hosszirányú húzófeszültségeket kellene felvenni. Világos, hogy ha a lemezt minden hosszirányú vasalás vagy erősítés nélkül tovább vezetnénk, az feltétlenül elrepedne. Tehát vagy meg kell szakítanunk a lemezt és az alátámasztó hossztartót ráhegesztett lemezzel úgy megerősíteni *(35/b. ábra)*, hogy egymagában képes legyen ezen a rövid szakaszon a nyomatékot felvenni vagy pedig az alátámasztó hossztartó felső övére hegesztett és felgörbített betonvasakat kell a fix függőlegesek között a lemez felső szélén átvezetni *(35/a. ábra)*. A negatív nyomatékok felvételére azonban így olyan sok betonvasra volna szükség (pl. az V. pályaszerkezet teherbírása mellett $F_v' = 8-10\ cm^2 = 7-9\ db.\ 12\ mm$ átmérőjű



35. ábra. A támaszpont fölötti lemezrész vasalásának szerkezeti megoldásai.

felső vasbetét), hogy azt a hossztartó fölött csak zsúfoltan lehetne elhelyezni. Előnyösebb az első elrendezés azért is, mert a vasbetonlemez megszakításával annak és a fölötte levő útburkolatnak az átrepedését is meg tudjuk akadályozni. A vasbetonlemeznek ugyanis a hossztartó terhelés alatti behajlását követni kell, ami pl. egy-egy járműtengelynek a szomszédos nyílások fölötti egyidejű hatása esetén a támaszpont fölött olyan szögelfordulásokhoz vezet, ami a beton megrepedését vonja maga után.

Kétségtelen hátránya az első elrendezésnek a pályának aránylag sűrű (3—4 m-kint való) megszakítása és a beszivárgó vizek elvezetéséből származó kellemetlenségek. Ezért a gyakorlatban a kombinált megoldás javasolható ú. m.: A pályát csak minden harmadik-negyedik támasz fölött szakítsuk meg teljesen, a közbenső támaszok fölött pedig helyezzünk erős dróthálót felül a vasbetonlemezbe és ezt a drótháló sávot kengyelekkel kössük be az I tartók felső övéhez.

Összegezve végül a pályaszerkezeti kísérletek legfontosabb eredményeit, azok a következők:

1. *A zórésvasas pályaszerkezetek alkalmazása ma már nem gazdaságos és elavultnak tekinthető.*

2. *Mind a sík-, mind a dongaszerű vaslemezre helyezett vékony vasbetonréteg alkalmazása ezen újszerű pályaszerkezetek teherbírását emeli, a vékony lemezeket összpontos erők okozta kihajlással szemben biztosítja, a terhelést jobban elosztja és végül valószínű, hogy közvetlen koptatórétegnek is felhasználható.*

3. *Az együttdolgozás a vaslemez és ezen vékonyabb vasbetonréteg között aránylag igen egyszerű eszközökkel hatékonyan biztosítható.*

4. *A vizsgált szerkezetek közül legelőnyösebb a hengerelt vastartókra helyezett és azzal együttdolgozó vasbetonlemez,* melyet szintén külön koptatóréteg nélkül — egyszerűen a felső vasbetét fölötti beton takaróréteg megvastagításával — a leggazdaságosabb alkalmazni. A vastartók és a vasbetonlemez közötti együttdolgozást a csúsztatóerő alapján számított és a vastartók felső övére hegesztett vagy szögecselt kengyelek tökéletesen biztosítják.

5. *Az egyes hossztartók közötti együttdolgozás annál nagyobb, minél nagyobb a lemeznek (keresztartónak) az alátámasztott hossztartóhoz viszonyított merevsége (z).* A terhelés ellenében dolgozó keresztirányú lemezsáv szélessége jóval nagyobb, mint a vasbetonszabályzat alapján számított lemez szélessége és a kísérletek szerint a terhelt tartótól való távolsággal arányosan csökken. A „*z*" *érték növelése 1 fölött már nem gazdaságos.*

6. Több összpontos erővel szimmetrikusan terhelt pályakeresztmetszet *legjobban terhelt közbenső hossztartójára jutó igénybevételt* közelítőleg igen egyszerűen számíthatjuk, *úgy hogy* az egész keresztmetszetet teljesen merevnek képzelve számítjuk *az átlagos igénybevételt* és ezt *a tengelytávolságtól, az összpontos erők és a hossztartók számának viszonyától, valamint a „z" viszonylagos merevségétől függő v értékkel növeljük.*

7. *Hegesztett lemezszerkezeteknél kerülni kell a legnagyobb igénybevételek helyén a diafragmák vagy keresztartók alkalmazását,* vagy más hirtelen átmenetnélküli keresztmetszet gyöngítéseket vagy erősítéseket, mert a fáradási törések ezeken a helyeken következnek be.

8. *Ha a pályaszerkezeteket egy vagy két egymás mellett haladó összpontos erővel terheljük, akkor a támaszok feletti negatív nyomatékok,* valamint a szomszédos nyílásban keletkező negatív nyomatékok *számításánál kedvezőbb* (egyenletesebb) *keresztirányú tehermegoszlásra számíthatunk,* mint közvetlenül a

terhelés alatt számított pozitív nyomatékoknál (hosszirányú, csavarvonalszerű tehereloszlás következtében.

A végzett kísérletek tulajdonképpen előkísérleteknek tekinthetők, mert a főcél eredetileg egyes pályaszerkezetek viselkedésének viszonylagos összehasonlítása volt. Igaz ugyan, hogy ennek kapcsán sok más kérdés is tisztázódott, mégis a kísérletek folyamán számos olyan újabb és más természetű kérdés merült fel, melyeknek további végleges és külső befolyásoktól (támaszpontsüllyedés, hőmérsékletváltozás) teljesen mentes tisztázására volna szükség. A főbb gyakorlati jelentőségű kérdésekre mindamellett úgy érezzük, sikerült rámutatni és nagyjából a szükséges kutatás irányát is megjelölni.

*

Nem mulaszthatom el végül, hogy ezen a helyen hálás köszönetet ne mondjak a M. Kir. Kereskedelem- és Közlekedésügyi Minisztérium XIII. szakosztálya vezetőjének *Tantó Pál* min. osztályfőnöknek, aki a kísérletek gondolatát kezdeményezte és helyettesének *Dömötör Sándor* miniszteri tanácsosnak, akivel együttesen a kísérletek lefolytatását nemcsak lehetővé tették, hanem annak vezetésében és irányításában mindenkor támogattak, valamint *Böckh Béla* min. főmérnöknek és *Erhardt Gyula* műsz. tisztviselőnek, akik a nagy odaadást és fáradságot kívánó helyszíni munkák legnagyobb részét végezték.

IRODALOM.

Dr. P. Álgyay-Hubert: Erfahrungen mit geschweissten Konstruktionen in Ungarn' (Vorbericht II. Int. Brückenbaukongress Berlin 1936.)

Bach u. Graf: Versuche mit zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten bei konzentrierter Belastung. W. E. K. Sohn, 1923.

R. Melan u. Schindler: Berechnung von Trägerrosten. Springer Verlag Wien, 1942.

D. H. Marcus: Vereinfachte Berechnung biegsamer Platten, Jul. Springer, 1929.

K. Leonhardt: Vereinfachte Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste. W. E. u. Sohn, 1938.

K. Leonhardt: Anleitung für die vereinfachte Trägerrostberechnung. W. E. u Sohn, 1940.

Dr. A. Nádai: Elastische Platten. Jul. Springer, 1924.

Graf: Aus Untersuchungen mit Leichtfahrbahndecken zu Strassenbrücken. Jul. Springer, 1938.

Maier—Leibniz: Versuche über das Zusammenwirken von I. Trägern mit Eisenbetondecken. Bautechnik, 1941. 265 old.

Miesel: Neuzeitliche Fragen im Stahlbau. Bautechnik, 1942. 409 old.

Krebitz: Verbund zwischen vollwandigen Stahlträgern und darüberliegender Fahrbahnplatte aus Eisenbeton durch Bügel. Bet. u. Eisen, 1938.

Schaechterle u. Leonhardt: Leichte Fahrbahndecken auf stählernen Strassenbrücken. Bautechnik, 1936. 245 o., 626 o., 1938. 306 old.

Zimirski: Buckelbleche der Leichtfahrbahn, ihre Berechnung und Aussteifung. Bautechnik, 1937. 445. o.

G. Woodruff: Light Weight Concrete Pavement on the San Francisco-Oakland Bay Bridge. Journ. Am. Soc. Civ. Eng. 1938. 225 old.

Graf: Über Leichtfahrbahntragwerke für stählerne Strassenbrücken. Stahlbau, 1937. 110 old.

C. M. Reppert: Aluminum enters bridge construction. Eng. News. Rec. 1933. 611 old.

TARTALOM.

Oldal

I. A könnyű pályaszerkezetek fejlődése és fajai 1
1. Könnyű anyagok alkalmazásával előállított pályaszerkezetek 2
2. Új szerkezetek bevezetésével előállított pályaszerkezetek 6
3. Könnyű pályaszerkezetek számítása 11
II. Az óbudai *Árpád*-híd építésével kapcsolatban végzett pályaszerkezeti kísérletek 18
1. A vizsgált szerkezetekben keletkező feszültségek álló (statikus) terhelés alatt 28
a) Következtetés a csúcsfeszültségekre az átlagfeszültségek alapján 34
b) A hossztartók közötti donga- és síklemezek viselkedése 39
2. A vizsgált pályaszerkezetek vas- és vasbeton részeinek együttműködése 44
3. Az alkalmazott összpontos (koncentrált) erők megoszlása a pályaszerkezeten hossz- és keresztirányban 49
4. A pályaszerkezetek kifáradása 65
Hőmérsékletváltozás hatása 74
5. A vizsgált pályaszerkezetek gazdasági összehasonlítása 75
A vasbetonlemezes pálya előnyei és számítása 76
A kísérletek végeredményei 82

Szakirodalom 83

Kiadásért felelős: dr. Széchy Károly.

43.611. — Királyi Magyar Egyetemi Nyomda, Budapest. (F.: Thiering Richárd.)