

Utófeszített vasbeton-lemezhid építési tapasztalatai

APÁTHY ÁRPÁD

Az utófeszített vasbeton szerkezeteknek közúti hidaknál való alkalmazása számos előnnyel jár, amelyek között elsősorban a kis szerkezeti magasságot, a repedésmentesség biztosításának lehetőségét és az anyagmegtakarítást kell megemlíteni. Hogy az utófeszített szerkezetek ennek ellenére sem terjedtek el nagyobb mértékben a magyarországi közúti hidak építésénél, az egyrészt annak tulajdonítható, hogy hazánkban eddig még igen kevés — mindössze négy — inkább kísérleti jellegű közúti híd épült utófeszítve és nincs elegendő kivitelezési tapasztalat, másrészt az építéshez szükséges anyagok és felszerelés még nem áll kellő minőségben és mennyiségben rendelkezésre. Hátráltatja az utófeszített szerkezetek elterjedését továbbá a kényes építés végrehajtására alkalmas, megfelelő begyakorolt műszaki személyzettel és felszereléssel bíró kivitelező hiánya, végül, hogy az utófeszített hidak kiviteli költsége az anyagban elérhető jelentékeny megtakarítás ellenére is egyelőre még jóval magasabb a közönséges vasbetonszerkezetek költségénél.

A közelmúltban készült el az ötödik magyarországi utófeszített közúti híd, amelynek nyílása az eddigiek között a legnagyobb. Az építés során szerzett tapasztalatokat a későbbi tervezéseknél és építéseknél való felhasználás lehetővé tétele céljából az alábbiakban kívánom összefoglalni. A híd 18,61 m támaszközü kéttámaszú vasbetonlemez, parabolikusan vezetett 57 pár kábellel. A híd részletes terve és leírása egyébként a Böröcz Imre szerkesztésében megjelent „Feszített szerkezetek” című munka II. kötetének 75. oldalán megtalálható.

1. Kábelek készítése, elhelyezése és rögzítése

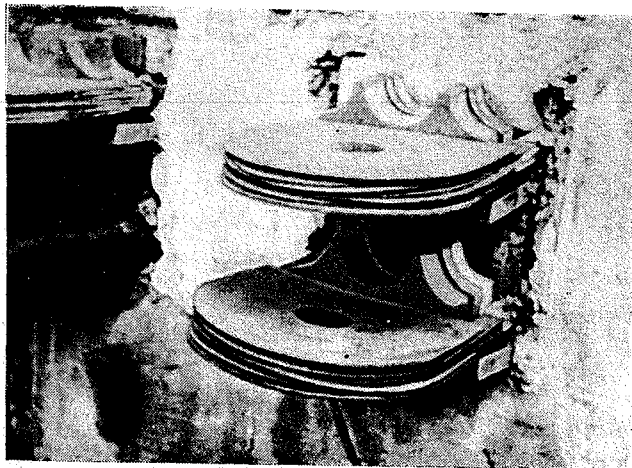
A Böröcz-rendszerű kábelek egyenként 16 db 5 mm átmérőjű 150·130 KB nagyszilárdságú acélhuzalból állnak és bitumenbevonattal vannak ellátva. A kábelek a lemez betonozásával egyidejűleg kerültek bebetonozásra, utófeszítés közben a betonban való elcsúszásukat a bitumenkéreg volt hivatva biztosítani.

Az 57 kábelpár a bekötő betontömbökkel együtt nem a munkahelyen, hanem egy budapesti üzemben készült és a munkahelyre való leszállítás vasúton történt. A kábelek készítéséhez felhasznált huzalok szakítószilárdsága a műbizonylatok, továbbá a próbapálcák vizsgálati eredményei szerint minden esetben 156 kg/mm² fölött volt és nyúlás szempontjából is teljes mértékben kielégítették az előírásokat.

A kábelek készítésénél igen nagy gondot kell fordítani arra, hogy a húzófejekre való körülvezetésnél az egyes szálak teljesen párhuzamosan haladjanak át és huzalfonódás ne következzen be. Ez könnyen elérhető, ha a kábelek készítése a húzófejnél kezdődik, a huzalok soronként, négyesével kerülnek elhelyezésre és a sorok közé egy-

egy vékony vaslemez-csíkot teszünk. Az összes szálak helyzetét huzalrögzítővel biztosítani kell. Nem szabad elmulasztani a húzófej és sarulemez két szegeccsel való összekapcsolását még a szálak elhelyezése előtt, mert ezáltal a saru és húzófej betonozás alatti rögzítését lényegesen egyszerűbb biztosítani.

A tárgyalás alatt levő híd kábeli kezdetben nem ezen a módon készültek és ezért igen sok húzófej kerületén az egyes szálak összefonódtak. Ilyen hibásan készült, a húzófej kerületén összefonódott huzalú kábel látható az 1. fényképen.



1. kép. Huzalfonódás a húzófejen.

Hogy az ilyen fonódott kábelek viselkedését ellenőrizhessük, előkísérleteket végeztünk a kábelek beépítése előtt és egy fonódott kábelt körülbelül a folyási határig feszítettünk meg. Már 5000 kg/cm² kábelfeszültség elérésekor kezdődött az egyes szálak helyelkedése s a húzófej peremének kihajlása. 11 500 kg/cm² feszültségig való feszítés során az eredetileg 29 mm széles tárcsaparem 38 mm-re nyílt szét, de sem kábelszakadás, sem egyéb kedvezőtlen jelenség nem volt észlelhető. A kísérlet alapján azok a kábelek, amelyeknél a húzófejen kisebb mértékű volt a fonódás, változatlanul beépíthetők voltak, az erősen fonódott kábeleket azonban újra kellett gyártani.

Az utófeszítés végrehajtása közben a húzófejek pereme 57 közül 42 kábelnél kisebb-nagyobb mértékben szétnyílt, azonban ez a kábel használhatóságát csak egy esetben befolyásolta, amikor is emiatt nem lehetett a teljes feszítőerőt alkalmazni. A perem néhány olyan kábelnél is szétnyílt, amelyek húzófejének kerületén a huzalok végig párhuzamosan helyezkedtek el. Ebből azt a tanulságot kell levonni, hogy kívánatos volna a húzófej peremét valamivel vastagabbra készíteni.

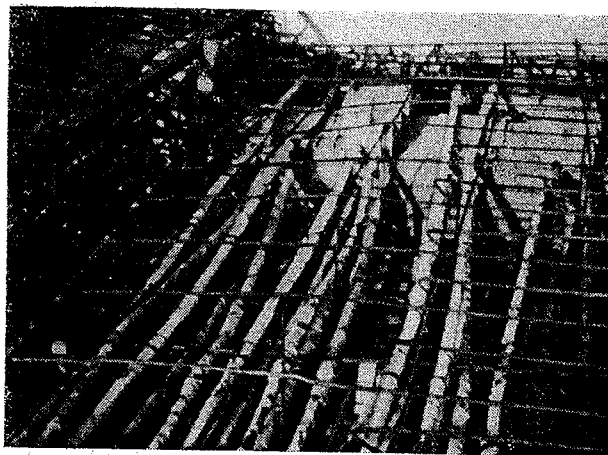
A kábelek bitumenbevonata mind a készítésnél, mind a szállításkor és elhelyezésnél igen sok gondot okozott és nem nevezhető a legszerencsésebb

megoldásnak. A bevonat a kábelek feszítés alatti elcsúszását csak abban az esetben tudja biztosítani, ha elég vastag és ha megfelelően lágyított bitumenből készül, ami a kábelekre való ráhordásnál igen sok anyagpocsékolással járt. A szállítás és elhelyezés alatti meleg időjárásban a lágyított bitumen a kábel alsó részére húzódott le és ott a textiltekerceselésben zsákszerűen helyezkedett el. Így éppen azon a helyen, ahol az elcsúszás biztosítására a legnagyobb szükség lett volna, a parabolikus kábelek felső felületén alig maradt bitumen. Ez a feszítés műveletét nagymértékben meglassította és egyes kábeleknél a teljes megfeszítést majdnem lehetetlenné is tette. Néhány kábel keményebb bitumen felhasználásával készült, ezek szállításánál és elhelyezésénél nem voltak nehézségek, azonban feszítésük rendkívül nehézkes és lassú volt.

Ezek szerint a kábeleket lágy bitumennel, de hideg időben kellene készíteni, elhelyezni és bebetonozni, a feszítéssel viszont meg kellene várni a meleg nyári időjárást, mert így valószínűleg nem volnának nehézségek sem az elhelyezésnél, sem a feszítésnél. Természetesen ez a módszer nem követhető az építés időtartamának rendkívül módon való meghosszabbodása, a kényes szerkezetnél nem kívánatos téli betonozás és az építési költségeknek ezekkel a tényezőkkel kapcsolatos nagymértékű megnövekedése miatt. Végeredményben célszerűnek látszik a bitumenbevonatú kábelek alkalmazása helyett teljes egészében áttérni csőben elhelyezett és utólag kiinjektált kábelekre.

Ha valamilyen okból egyes esetekben mégis bitumenburkolatú kábelek alkalmazása látszik célszerűnek, azok készítése feltétlenül az építés helyén történjék, mert a szállítás és többszöri átrakás további hibák forrása lehet. A szóbanforgó esetben a kábelek szállítása vasúton, majd a vasútállomástól a munkahelyig kocsitengelyeken történt. Szállítás közben a textiltekerceselés minden elővigyázatosság mellett is sok helyen megsérült, ezeken a helyeken a nyári meleg következtében erősen plasztikus bitumen kezdett kifolyni, aminek megakadályozására a kábeleket az elég sűrűn levő sérülések helyén textilszalagokkal több ízben át kellett tekerceselni. Ennek következtében a kábelek keresztmetszete a tervezetthez képest meglehetősen megnövekedett és azokat a hid közepén nem lehetett a tervszerinti egy sorban elhelyezni, egyharmadrészüket egy második, felső sorba került, ami a lemezvastagság megnövelését is szükségessé tette.

Az 57 pár, függőleges síkban parabolikus, de vízszintes síkban sem egyenes vezetésű kábel tervszerinti elhelyezése, de különösen a betonozás alatti rögzítése nagy nehézségeket okozott. Az alsó sorban levő kábelek a hid közepetáján az alsó vashálóhoz megfelelően rögzíthetők voltak, ugyanitt a második sor távolságát vastüskékkel lehetett biztosítani. A hídfők felé haladva azonban — ahol a kábelek az alsó vashálótól parabolikusan eltávolodtak — gömbvaszsámolyokat és megfelelően alátámasztott keresztirányú gömbvasakat kellett elhelyezni az előírt magassági és



2. kép. Kábelek elhelyezése.

vízszintes helyzet rögzítésére. Tekintettel arra, hogy a kábelek vízszintes értelemben sem voltak egyenes vonalban, igen sok rögzítőszerelvényt kellett készíteni és még így sem lehetett a kábelek tervszerinti helyzetét betonozás közben kielégítően biztosítani. A 2. fényképen láthatók a lemezben elhelyezett kábelek betonozás előtti állapotban. Az eddig alkalmazott rögzítési módok, véleményem szerint lemezszerkezetnél nem megfelelőek és a jövőben építendő hidaknál feltétlenül megbízhatóbb eljárás megtervezésére és kipróbálására van szükség.

Külön megemlítendő a kábelbekötő betontömbök és a húzófejek alátámasztására szolgáló saruk pontos elhelyezésének és rögzítésének fontossága. Legcélravezetőbb a kábel rögzítését a húzófej alatti sarunál megkezdeni és fokozatosan haladni a betonblokk felé. A sarukat a kábelvégekre merőleges síkú zsaluzás nyílásaiba kell ugyancsak a kábelvégekre merőlegesen elhelyezni és úgy rögzíteni, hogy helyzetük a betonozás és vibrálás alatt se változzon meg. A bekötő blokkokat célszerű előre elkészített tervszerinti magasságú és esésű betonzsámolyokra habarcsba fektetni, ezáltal az összes blokkok elhelyezése után a hid teljes keresztmetszetében egy átmenő betongerenda keletkezik, ami a 2. fényképen jól megfigyelhető.

2. Betonozás

A beton előírt 28 napos kockaszilárdsága 400 kg/cm² volt, amit csak jó minőségű cement és fokozott gondossággal megválasztott adalékanyag felhasználásával, megfelelően leszorított vízcementtényezővel és kellő tömörségű bedolgozással lehetett elérni.

A beton legkedvezőbb összetételének megállapítására nagyszámú előzetes kísérlet készült különböző adalékanyagok felhasználásával, a cement-adagolásnak 350—400 kg/m³ között, a vízcement-tényezőnek pedig 0,4—0,5 között való változtatásával. Az adalékanyag finomsági modulusa a kísérletek során 5,9—6,5 között változott. A kísérleti kockák szilárdsága 14 napos korban 310 és 390 kg/cm² között mozgott, így a megkívánt betonminőség biztosítottnak látszott.

A felhasznált tatabányai C 600-as cement az előírt szilárdsági követelményeket teljes mértékben kielégítette, sőt lényegesen felül is múlta az I. táblázatban foglaltak szerint.

1. táblázat

Tatabányai C 600-as cement vizsgálati eredményei

	Nyomószilárdság			Húzószilárdság		
	2	7	28	2	7	28
	napos korban (kg/cm ²)					
Előírás	300	450	600	25	30	32
Négy vizsgálát átlaga .	402	504	654	32	38	44

A szemszerkezet összeállításánál figyelembe vették véve a nagy völgyhidaink építését megelőző kísérletek és a betonozásuk során elért azon eredmények és megállapítások, amelyek a Mélyépítéstudományi Szemle 1954. évi szeptember havi számában levő cikk* II. és III. fejezetében (460—467. old.) vannak feldolgozva. Mind az előzetes kísérletek, mind a betonozás végrehajtása során szerzett tapasztalatok teljes mértékben igazolták az idézett cikknek az adalékanyag problémáira, a vízcementtényezőre és bedolgozásra vonatkozó megállapításait, így részletes ismertetésük szükségtelen és elegendő a főbb adatok közlése.

A kísérletek alapján összeállított adalékanyag 60%-ban gyékényesi betonkavicsból és 40%-ban zúzott bazaltkőből tevődött össze. A betonkavics 3 frakcióra volt szétosztva, a zúzott bazaltanyag pedig 2 különböző szemmagyságú részből állt.

* Pál Tibor: Völgyhidak betonmunkái.

A keverési arány a következő volt:

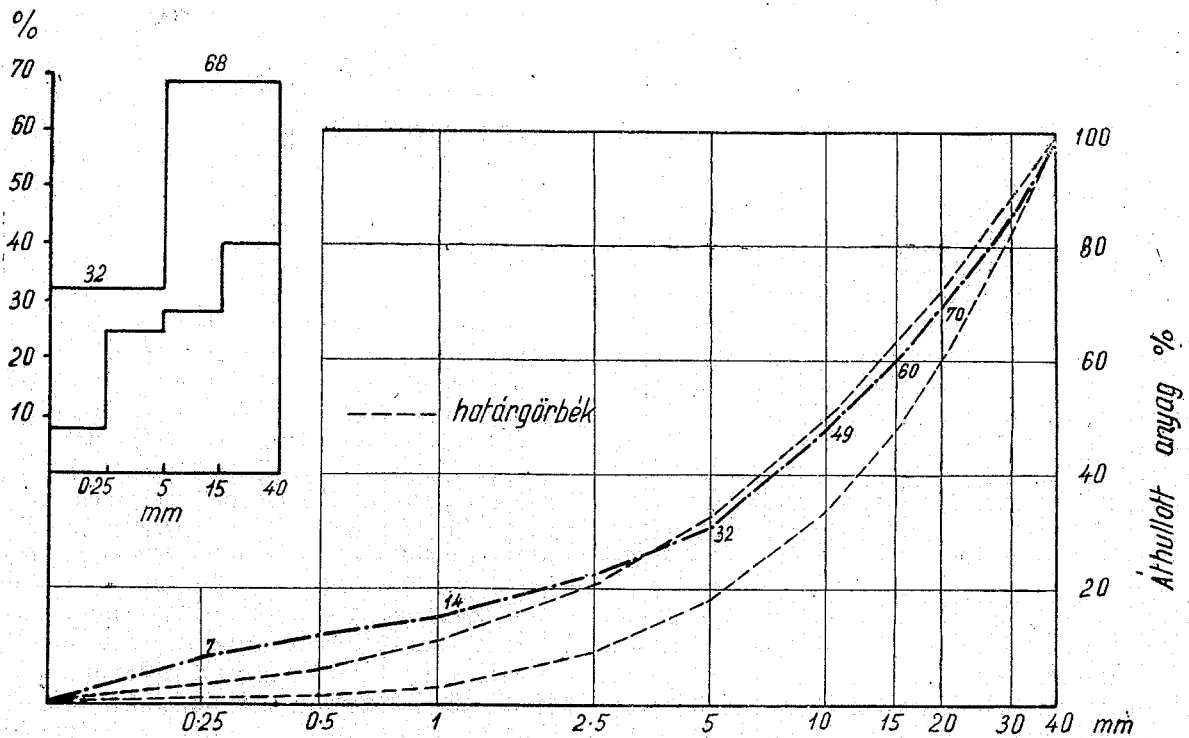
betonkavics	0—5 mm	11%
	5—15 mm	25%
	15—40 mm	24%
mosott bazaltzúzalék	0—5 mm	22%
mosott bazalt zúzottkő	25—40 mm	18%

Az így összeállított adalékanyag átlagos szemszerkezete az 1. ábrán látható, finomsági modulusa 5,9 körül volt.

A betonozás 400 kg/m³ cementadagolással történt, a vízcementtényező kezdetben 0,40 volt, azonban ezt a kellő bedolgozhatóság biztosítására 0,50-ig kellett emelni. A bedolgozás túvibrátorokkal történt. Mivel a betonozás késő ősszel, fagy-pont körüli hőmérsékleten volt végrehajtva, a vizet és adalékanyagot melegíteni kellett.

A betonozásnál különös gondot kell fordítani a húzófejek alátámasztására szolgáló sarulemezek környékének gondos tömörítésére. Az itt levő sűrű vasalás miatt a saruk alatt könnyen képződhet üreg és a megfeszített kábelek kiékelése, a nyomásnak a sarukra való ráengedése után az üreges beton betörhet. Ilyen esetben az ékeket el kell távolítani, a feszültséget le kell engedni, a saru környékét ki kell vésni és betont kell mögéje beinjektálni. Ez természetesen a feszítést erősen meglassítja, mert a beinjektált beton megkötését ki kell várni. A szóbanforgó hídnál az 57 kábelpár közül 4-nél történt ilyen saruelmozdulás és vált szükségessé utólagos kiinjektálás.

Ugyanilyen fontos a lemezvégek felületének sík, egyenletes és a kábelvégekre merőleges kialakítása, hogy a feszítősajtók megfelelő irányú és szilárd felfekvése biztosítva legyen. Ezért a lemez-



1. ábra. Adalékanyag átlagos szemszerkezete.

végek zsáuzását igen pontosan kell beállítani és megfelelően ki kell merevíteni.

A betonozás befejezése után az egész szerkezet nádpalló-burkolattal vették körül és 12 napon át gőzöléssel kezelték. A melegítés időtartama alatt a külső hőmérséklet fagypontra körül, a beton felületi hőmérséklete $+10\text{ }^{\circ}\text{C}$ körül volt. A beton belső hőmérséklete $+10$ és $+23\text{ }^{\circ}\text{C}$ között változott.

A felszerkezet betonjával teljesen azonosan tárolt és kezelt próbakockák átlagos törőszilárdsága 14 napos korban 269 , 28 napos korban pedig 288 kg/cm^2 volt. Valószínű, hogy ez az érték — ami a 12 napig tartó fűtésre és az ezt követő fagypontra körüli és alatti hőmérsékletre való tekintettel tulajdonképpen 12 napos kockaszilárdságnak vehető — a hideg időjárás végéig nem emelkedett lényegesen és a kötés csak a tavaszi melegebb idő beállta után folytatódott. A másodszori kábel-feszítés kezdetekor — 6 hónapos korban — eltört próbakockák átlagos szilárdsága 404 kg/cm^2 volt. A 9 hónapos korban eltört próbakockák és vasalt próbagerendák eredményei is azt bizonyították, hogy a beton kockaszilárdsága a 400 kg/cm^2 -t elérte.

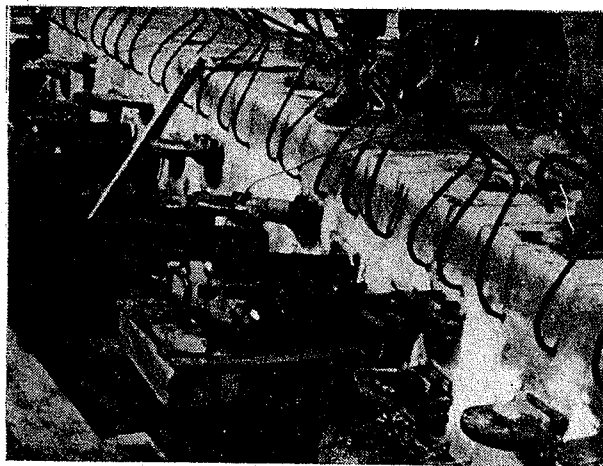
A beton térfogatsúlya a próbakockák súlya alapján átlagosan 2460 kg/m^3 , a szerkezet ennek alapján számított térfogatsúlya 2500 kg/m^3 .

3. Kábelek feszítése

A feszítés a Böröcz-rendszerű kábelekhez szerkesztett és a 3. fényképen működésben látható két darab sajtó segítségével történt.

Maga a sajtó igen sikerült és biztonságos konstrukció, azzal az egész feszítés lebonyolítása alatt semmiféle üzemzavar sem volt. Különösen szerencsés megoldás a sajtó függőleges és vízszintes síkban való beállításának biztosítása az egyik henger alatti hengeres csukló, továbbá az ingát a hengerekkel összekötő két gömbcsukló segítségével. A csuklónélküli henger a betonra való feltekvésével biztosítja a sajtó megfelelő irányban való beállítását, ezért fontos követelmény, hogy a betonfelület a kábelvégre merőleges legyen. A másik henger és az inga a feszítés megkezdése után a csuklók segítségével, belső feszültségek nélkül önmagától elhelyezkedik. Ha elhelyezkedés után a sajtó hengerei nem állnak párhuzamosan, az erőt le kell engedni és a hengerek újból való beállításával a centrikus és párhuzamos erőátadást biztosítani kell. A hengerek és a betonfelület közé célszerű vékony falemezt helyezni, ami az erő megfelelő elosztását biztosítja az érdes betonfelületre. A betonfelületen levő egyenetlenségeket cement-simítás helyett gipsz felhordásával egyenlítettük ki. Ez a módszer gyorsnak és biztonságosnak bizonyult, de természetesen csak ideiglenes jellegű és a feszítés végrehajtása után — a húzófejek betonozása előtt — a gipszréteg eltávolítandó.

A feszítés művelete két lépcsőben volt elvégezve. Az erős tél következtében az áthidalt vízfolyás jege igen megvastagodott, felszakadása esetén a jeges árvíz az állványzatot veszélyeztette volna, ezért az első lépcsőt, az önsúlyra való feszítést, még a jégzajlás megindulása előtt be kellett fe-

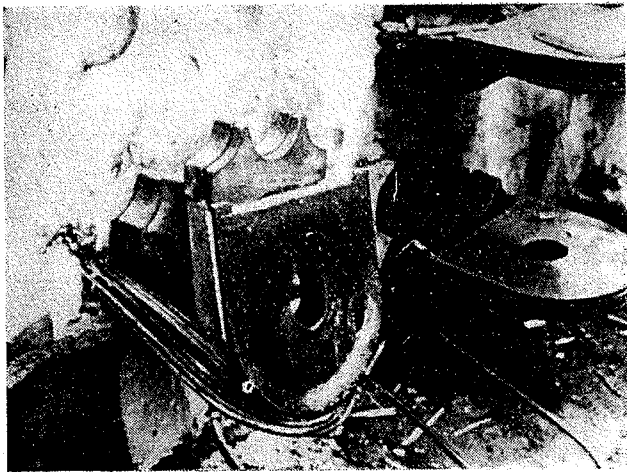


3. kép. Feszítősajtók működés közben.

jezni. Az első feszítés mértéke 5500 kg/cm^2 kábel-feszültségben volt előirányozva, amelynek elérése esetén kiállványozás után a lemez alsó szélén sem lép fel húzás, tehát a szerkezet önsúlyát biztonságosan hordja. A végrehajtás során az átlagos feszültség az előirányozottnál valamivel nagyobb lett, a lemez alsó részén 5 kg/cm^2 betonnyomás lépett fel.

A hideg téli időjárás miatt a lemezt alulról kokszkályhakkal kellett melegíteni, hogy a keletően felmelegített bitumenburkolatban a kábel elcsúszása biztosítva legyen. Az egyes kábelek feszítésének megkezdésekor az 5500 kg/cm^2 kábel-feszültségnek megfelelő húzóerő alkalmazásával a természetes nyúlás a bitumen sűrűdése miatt természetesen csak igen lassan lett volna elérhető. Ezért nagyobb húzóerő alkalmazásával létre kellett hozni a számított, vagy azt meghaladó nyúlást és a kábelt ki lehetett ékelni. Több kábelnél végzett ellenőrző méréssel megállapítást nyert, hogy mintegy 16—18 óra alatt a feszítőerő a kábelben kiegyenlítődtött, a kábel a bitumenburkolatban teljes hosszban elcsúszott és az elején alkalmazott húzóerő lecsökkent a nyúláshoz tartozó számított értékre. Egyes kábeleknél, amelyek burkolata lágyítás nélküli kemény bitumennel készült, ez a kiegyenlítődtés még hosszabb idő alatt sem következett be teljes mértékben. Ezeknél lényegesen nagyobb feszítőerő alkalmazásával lehetett az elcsúszást siettetni. Az első feszítés 12 napig tartott, részben a gyakorlat hiánya miatt, részben azért, mert a bitumenburkolat rideg volta a munkát a melegítés ellenére is nagyon lassította.

A második lépcső, a teljes feszítés, az első után kb. 70 nappal, a tavaszi meleg időjárás beállta után kezdődött. Ekkor minden kábelnél először megmértük az első feszítésből származó húzóerőt és úgy találtuk, hogy a feszültséghez tartozó számított nyúlás és a mért nyúlás között lényeges eltérés nincs, tehát a feszítőerő kiegyenlítődtése teljes egészében bekövetkezett. A mért nyúlások általában nagyobbak voltak a számított nyúlásoknál. Ez egyrészt annak a következménye lehetett, hogy a kábelek a bitumenburkolaton belül a feszítés során kiigazodtak, rendeződtek és a lehető legrövidebb vonal mentén helyezkedtek el,

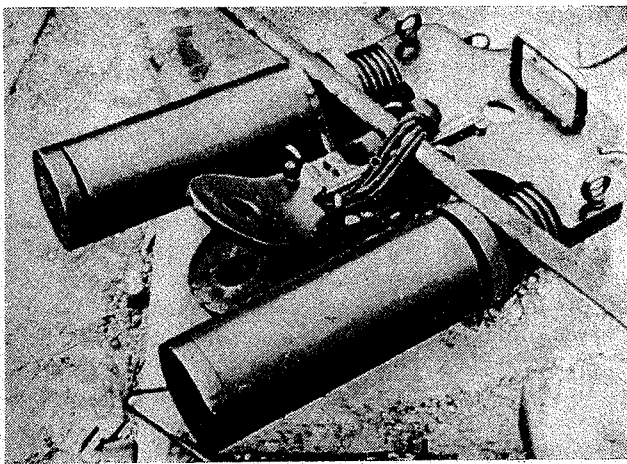


4. kép. Lenyíródott peremű húzófej.

másrészt a különbözet a beton és az acél kúszásának tulajdonítható.

A második feszítés végrehajtása 4 hétig, tehát jóval hosszabb ideig tartott, mint az első, annak ellenére, hogy a sajtóval való átállás és a sajtó beállítása az időközben szerzett gyakorlat következtében lényegesen kevesebb időt vett igénybe. Ennek oka az volt, hogy a bitumensúrlódás leküzdésére — a kábelek teljes hosszban való elcsúszásának, a teljes kábelyúlásnak eléréséhez — sokkal kisebb erőkülönbözetet lehetett fordítani.

Az első feszítésnél — feszültségmentes állapotból kiindulva — átmenetileg 9000 kg/cm^2 (56,5 tonna) feszítőerőt működtettünk az elérendő 5500 kg/cm^2 (34,5 tonna) feszítőerővel szemben. A második feszítés kezdeténél 5500 kg/cm^2 feszültség volt a kábelben, az elérendő 9000 kg/cm^2 feszültséghez képest átmenetileg $11\,000 \text{ kg/cm}^2$ (69 tonna) volt a feszítőerő. A kábeleknek $11\,000 \text{ kg/cm}^2$ -nél nagyobb feszültséggel való átmeneti megterhelése nem volt ajánlatos, nehogy túlságosan nagy, maradó nyúlások következzenek be. A fentiek szerint a bitumensúrlódás leküzdésére az első feszítés kezdetén 56,5 tonna, a végén pedig 22 tonna, a második feszítésnél csak 34,5, illetve 12,5 tonna erő állt rendelkezésre, ami a második



5. kép. Megrongálódott feszítősajtó.

feszítés lényegesen lassúbb menetét indokolja. Hozzájárult ehhez az is, hogy a 69 tonna húzóerőt előidéző 260 atm. nyomást a szivattyúk tömítései nem megfelelő volta miatt igen nehéz volt hosszabb ideig tartani.

Az ilyen nagy erők és feszültségek alkalmazása fokozott gondosságot és óvatosságot tesz szükségessé, mert a legkisebb pontatlanság is súlyos baleset előidézője lehet. Az egyik kábel feszítése során a húzófej peremének szétnyílása következtében a sajtó húzópofái az erő leengedésekor szétnyomódtak, a húzófejet és a sajtópofákat összefogó csap az egyik pofából kicsúszott. A még nem teljesen leengedett feszítőerő excentrikusan hatván, a feszítőtárcsa lefeküdt, pereme töben elnyíródott (4. fénykép) és a sajtó húzópofáit nagy mértékben szétfeszítette (5. fénykép). A sajtó a húzópofák összesajtólása útján aránylag könnyen kijavítható volt. A lenyíródott peremű tárcsát az ékek eltávolítása után kicseréltük és a kábelt a szükséges feszítőerőnek kb. 80%-ára meg lehetett húzni. A további feszítés során hosszabb összekötő csap alkalmazásával hasonló hibák elkerülhetők voltak.

Tapasztalat szerint különös gondot kell fordítani arra is, hogy a feszítőerőnek a sarura való ráengedése fokozatosan és óvatosan történjék. Ugyanis, ha a saru alatt a betonban üreg van, a saru hirtelen betörhet és a kábelt vagy a sajtót megrongálhatja, sőt balesetet is idézhet elő.

Meg kell még említeni, hogy a nem kielégítő rögzítés és a vibrálás közbeni elmozdulások miatt a húzófejek sarui nem álltak egységben a szerkezet végének betonfelületével és nem voltak merőlegesek a kábelek végződésére. Ezért a tervszerinti kettős kereszt és téglalap alakú planparalell kieléző elemeken kívül ék alakúra gyalult vaslemez-alátéteket is kellett használni, amelyekkel a saru ferdeségét vízszintes és függőleges értelemben ki lehetett egyenlíteni.

A második, teljes feszítés végrehajtása után minden kábelre újból ráálltunk a sajtóval és megmértük a kábelben lévő feszítőerőt. A feszültség mérése ez alkalommal is éppen úgy történt, mint a második feszítés megkezdésekor; a kábelekre a sajtóval újból ráállva megmértük azt a feszítőerőt, amely mellett a húzófejet alátámasztó ékek fellazultak. Tapasztalat szerint ennél az eljárásnál mintegy 5% mérési hibára kell számítani. Egyes kábeleknel még kisebb utánhúzásra volt szükség. Ennek az ellenőrzésnek végrehajtása után a kábelek feszültségét $7400\text{--}10\,500 \text{ kg/cm}^2$ között, átlagosan 9720 kg/cm^2 -nek találtuk. Egyes kábelek azért voltak aránylag nagyobb mértékben megfeszítve, hogy a valamilyen okból nem kellően megfeszíthető 5 db kábel kisebb feszültsége ellenére is a 9000 kg/cm^2 feletti átlagos feszültséget biztosítani lehessen. A végleges feszültség a mérési bizonytalanság kedvezőtlen irányú voltának feltételezésével kb. 9200 kg/cm^2 -re tehető. Megjegyzendő, hogy az ellenőrzés alkalmával a kábelek lassú alakváltozása már teljes egészében, a beton lassú alakváltozása és zsugorodása pedig kb. $\frac{2}{3}$ részben lejátszódott, tehát

további lényeges veszteségekre nem kell számítani.

Az ellenőrzés végrehajtása feltétlenül ajánlatos, mert ezzel egyidőben, egyes nem eléggé megfeszített kábelek utánhúzhatók és a lassú alakváltozások, főleg a vaskúszás okozta veszteségek nagy része kiküszöbölhető. Ez a munka nem okoz lényeges költségtöbbletet és aránylag gyorsan végrehajtható, az ismertetett esetben csak 4 napot vett igénybe.

4. Alakváltozások

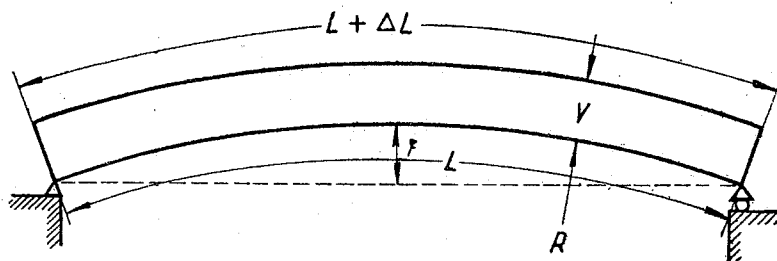
A feszítés előtt és után végzett szintezés összehasonlítása azt mutatta, hogy az első, tehát ön-súlyra történő feszítés során a szerkezet mintegy 20 mm-rel felemelkedett. A számításoknak ellentmondó jelenség okait kutatva megállapítást nyert, hogy a feszítés előtti szintezésnél a szerkezet alulról fűtve volt — alsó felületének hőmérséklete 20—25 °C volt a fagyponthoz alatti felső hőmérséklettel szemben — a feszítés utáni szintezésnél pedig már nem. Így az emelkedést a szerkezet alsó és felső felületének egyenlőtlen hőmérsékletváltozása kellett okozza.

$$y = x^2/2 R \text{ felhasználásával } x = L/2 \text{ helyen}$$

$$f = \frac{L^2 \cdot t}{8 \cdot v \cdot 10^5}$$

A szóbanforgó híd méreteit behelyettesítve $f = 0,645 \text{ t (mm)}$, tehát 25 °C hőmérsékletkülönbségnek 16 mm emelkedés felel meg, ami a szintezéssel megállapított értékkel nagyságrendre egyezik.

A jelenség teljes felderítésére a lemez alsó felületére a nyílás közepén 3 db lehajlásmérőt szereltünk fel és a szerkezet mozgását több hónapon át figyeltük. Megállapítottuk, hogy a szerkezet a napi hőmérsékletingadozás hatására valóban nagy mértékben mozog, „léleklizik“. A reggel észlelt állapothoz képest — ha a nap erősen sütötte a lemez felső felületét — a délutáni órákig 6—8 mm emelkedés is volt tapasztalható, másnap reggelre a szerkezet nagyjából ismét előző reggeli helyzetébe süllyedt vissza. Ha a képlet segítségével számított és a több hónapon át mért napi ingadozásokat a 3. ábrában összehasonlítjuk, akkor láthatjuk, hogy a mérési eredmények a számítás helyességét igazolják.



2. ábra. Kéttámaszú tartó mozgása egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatására.

A hőmérséklet egyenletes változására a szerkezet csak hosszirányban mozog, mert a kábel és a beton hőtágulási együtthatója közel egyenlő, egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatására azonban a kéttámaszú tartó függőleges értelemben is végez mozgásokat és feltételezve, hogy a hőmérséklet az alsó és felső felület között — a beton belsejében — lineárisan változik, mellékfeszültségek nem keletkeznek. Így az emelkedés vagy süllyedés meghatározása tisztán geometriai feladat a 2. ábra alapján.

$$\frac{R + v}{R} = \frac{L + \Delta L}{L} \text{ amiből } R = \frac{L \cdot v}{\Delta L}$$

ha $t = t_f - t_a$ a szerkezet felső és alsó felületének hőmérsékletkülönbsége °C-ban, akkor a beton egyenlőtlen felmelegedése által okozott hosszváltozás-differencia :

$$\Delta L = L \cdot t \cdot 10^{-5}$$

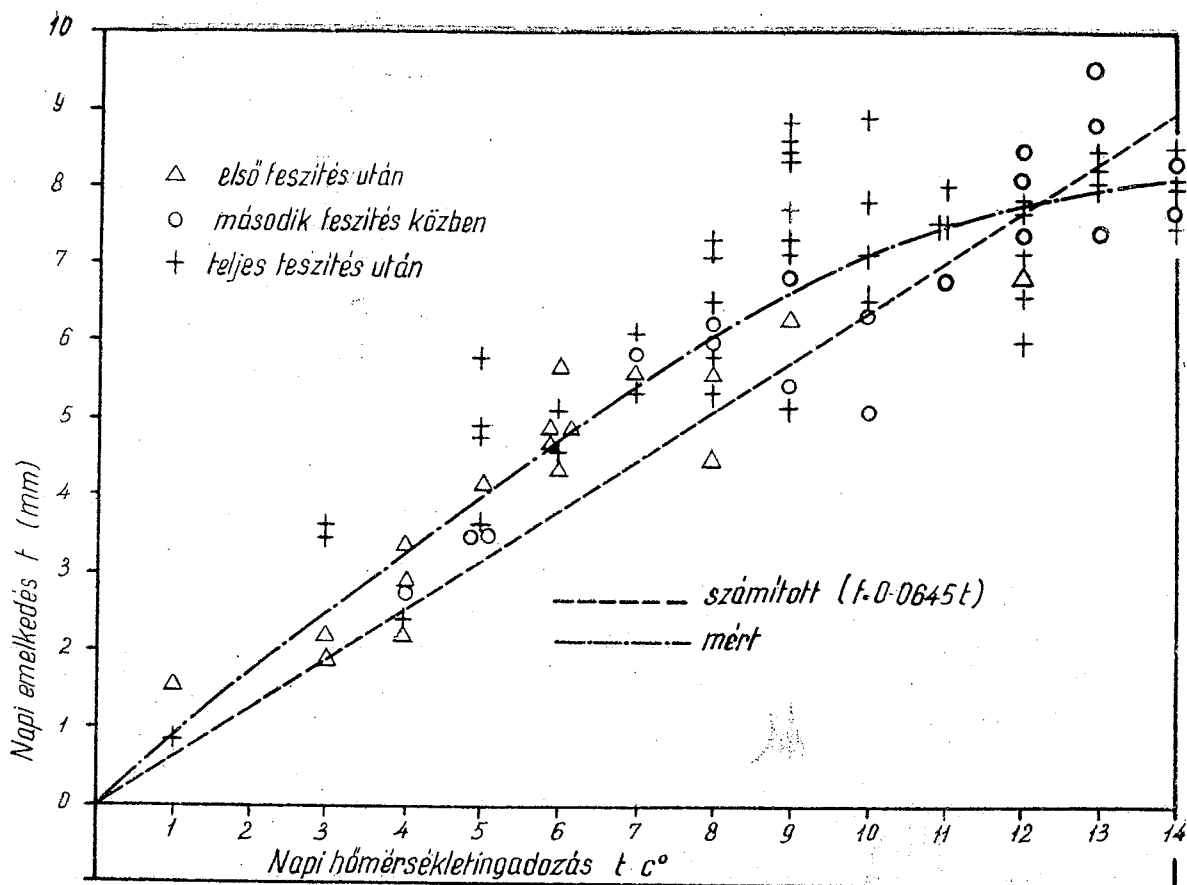
a görbület sugara pedig

$$R = \frac{L \cdot v}{L \cdot t \cdot 10^{-5}} = \frac{v \cdot 10^5}{t}$$

A függőleges irányú elmozdulás a közelítő parabolaegyenlet

A mérések súlyozott átlaga kisebb eltérést mutat a számított értékek egyeneséhez képest. Ennek oka abban keresendő, hogy a szerkezet alsó és felső felületén levő tényleges hőmérséklet, beépített hőmérők hiányában nem volt mérhető, ezért a 3. ábrában a mért mozgásokat csak a nap folyamán észlelt hőmérsékleti szélső értékek különbségének függvényében lehetett ábrázolni. Figyelembevéve azt, hogy a lemez alsó felületének hőmérséklete napközben feltétlenül magasabb a napi minimumnál, de a lemez felső felülete is az árnyékokban mért napi maximumhoz képest a napsugaraknak közvetlenül kitéve erősebben felmelegedik, akkor a lemez alsó és felső felületének hőmérsékletkülönbségét elég jó közelítéssel helyettesíthetjük a napi hőmérsékletingadozás értékével. Ezt a mérés és számítás eredményeinek összehasonlítása is igazolja.

Ez a jelenség minden egyenlőtlenül felmelegedő kéttámaszú tartónál — de többtámaszú tartóknál is — jelentkezik, ezért próbaterhelések alkalmazásával célszerű az egyenlőtlen hőmérsékletváltozásból származó behajlásokat is figyelembevenni és a mérési eredményeket ennek megfelelően a következőkben ismertetett elvek szerint korrigálni kell.



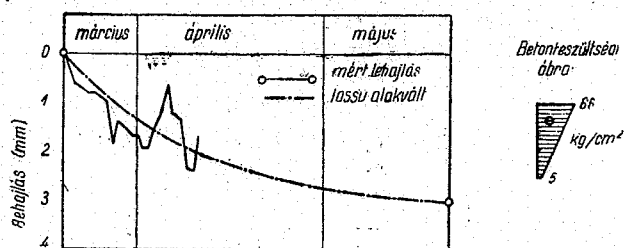
3. ábra. A lemez mozgása egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatására.

A szerkezet középkeresztmetszete keresztirányban is hasonló mozgást végzett, amelynek nagyságrendje 1—1,5 mm volt. A mért és számított eredmények itt is jól egyeztek.

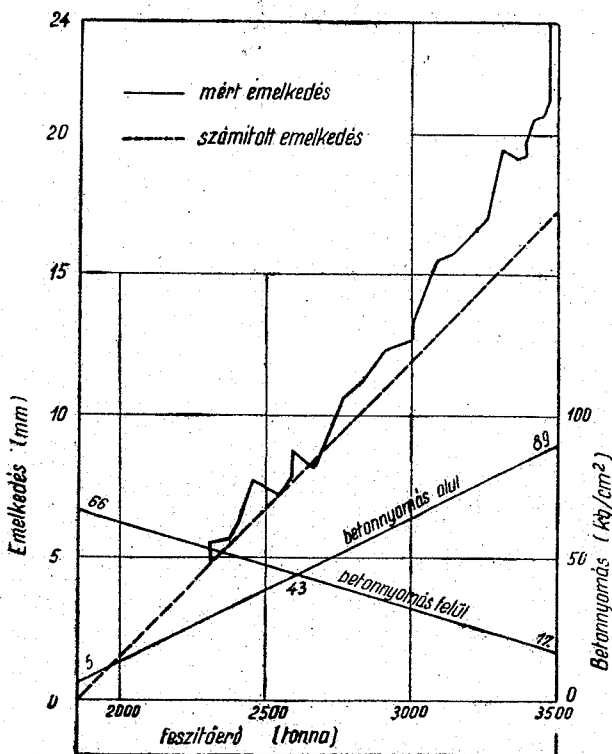
Az első feszítés befejezése utáni időponttól kezdve megfigyeltük a lemez rugalmas és lassú alakváltozásait, illetve függőleges mozgásait is. Hogy az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatása ki legyen küszöbölve, a napi legmélyebb, kora reggeli helyzetet kellett összehasonlítani, amikor a nap még nem sütött és a hőmérséklet a lemez alsó és felső felületén közel egyenlő volt. A mozgási grafikonok kisebb hullámságát az okozza, hogy leolvasáskor (reggel 7 órakor) az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatása bizonyos fókig már jelentkezett. A napfelkelte előtti leolvasások pontosabb értékeket adtak volna, ezek rendszeres végrehajtása azonban nem volt megoldható.

Az első feszítés végén a betonfeszültségi ábra közel háromszög alakú volt, a lemez felső szálában 66 kg/cm² nyomás lépett fel, tehát a lassú

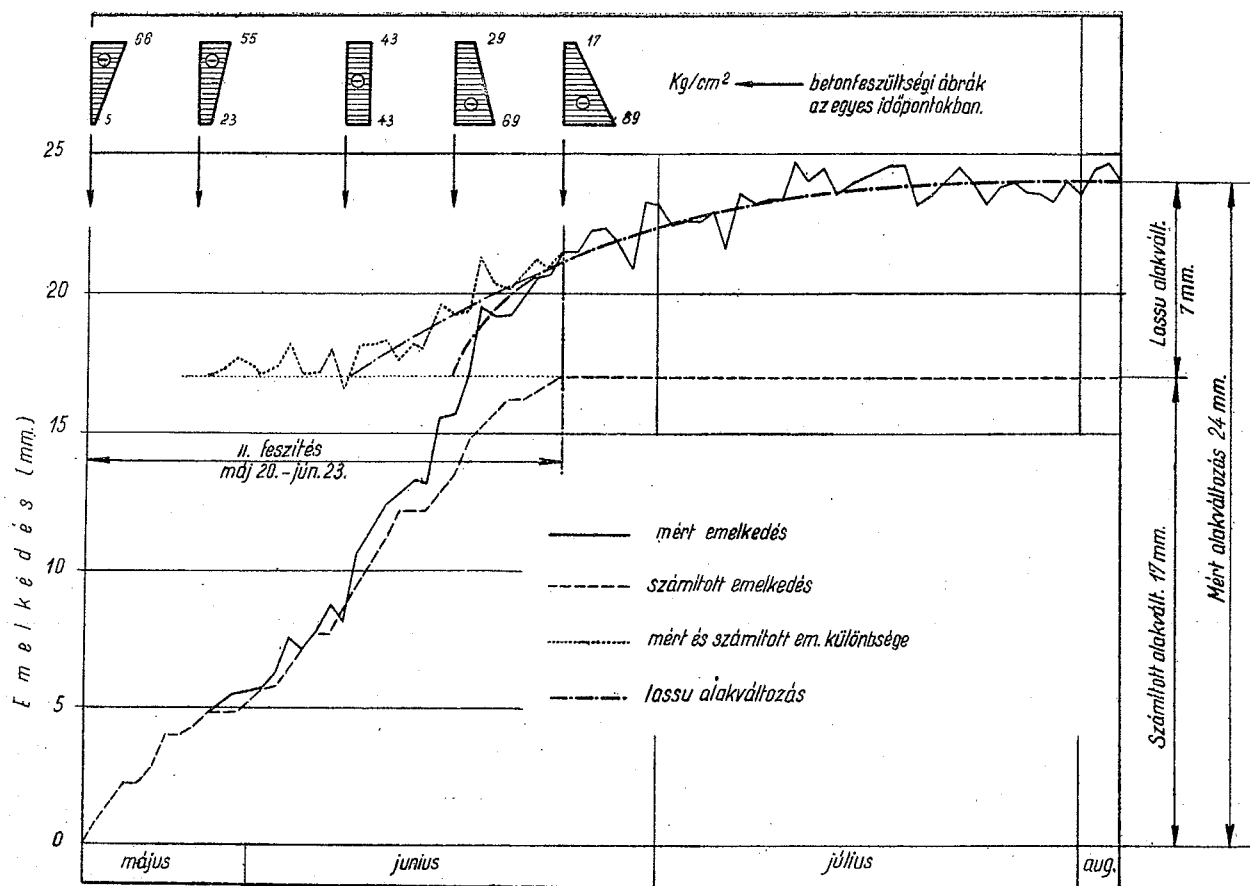
alakváltozás hatása a lemez lehajlását eredményezte a 4. ábra szerinti lefolyással. Az összes süllyedés két hónap alatt 3 mm-t tett ki. Megjegyzendő, hogy a mérés az első feszítés befejezése



4. ábra. A lemez behajlása az I. és II. feszítés között.



5. ábra. A lemez emelkedése a feszítőerő függvényében.



6. ábra. A lemez emelkedése feszítés közben és után.

és a kiállványozás után csak 10 nappal kezdődött, eddig az időpontig a lassú alakváltozás egy része már be kellett következzen.

A második feszítés hatására keletkező rugalmas alakváltozások miatt a lemeznek középen, számítás szerint, 17 mm-t kellett emelkednie. Mindaddig, amíg a lemez alsó szálában a számított betonnyomást meg nem haladta a felső szálban fellépő nyomást — tehát az egyenletes feszültségmegoszlás bekövetkeztéig — a mért és számított emelkedések között lényeges eltérés nem volt. Ettől kezdve azonban a mért emelkedés mind nagyobb mértékben lépte túl a számított értéket. Az 5. ábra mutatja a számított és mért emelkedést a feszítőerő függvényében. Az ábra alján az alsó és felső betonfeszültség változása van feltüntetve. Megállapítható, hogy az alsó szál betonnyomásának túlsúlybajutásával a mért és számított emelkedés különbsége fokozatosan nő, sőt a feszítés befejezése után a feszítőerő növelése nélkül is tovább emelkedik a lemez. Ennek a lassú alakváltozásnak az időbeni lefolyását a 6. ábra szemlélteti. Itt is jól látható a mért és számított emelkedések vonalának egymástól való eltávolodása az egyenletes feszültségeloszlást követő időszakban.

A feszítés befejezésekor az emelkedés a számított 17 mm-rel szemben 21 mm volt és a következő mintegy 20—25 nap alatt fokozatosan 24 mm-re növekedett. Ezután a szerkezet magasági helyzetében további jelentős változás nem volt tapasztalható. Ha a mért és számított emel-

kedések különbségét teljes egészében a lassú alakváltozás hatásának tulajdonítjuk — amely feltevés jogos voltát az eltérés kezdetének időpontja is bizonyítja — akkor a 6. ábrában, éppen úgy, mint a 4. ábrában is, az eredményvonallal jelölt lassú alakváltozási görbe adódik.

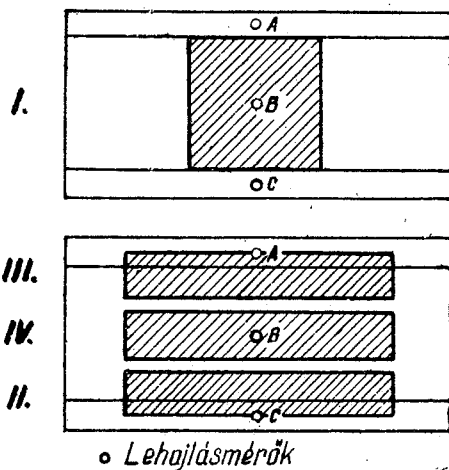
Meg kell jegyezni, hogy a lassú alakváltozást előidéző feszültségkülönbség a második feszítés 19. napján 0 értékből kiindulva a feszítés végéig fokozatosan nő 72 kg/cm² értékre. Mivel a lassú alakváltozás tapasztalat szerint a feszültséggel arányos, a 6. ábra lassú alakváltozási görbéjét akkor kapjuk meg alakhelyesen, ha azt nem a feszültségkülönbség keletkezésének időpontjából indítjuk, hanem a feszültségek változásának megfelelően korrigáljuk. Az így feltüntetett görbe alakilag egyezik a lassú alakváltozások időbeli lefolyására jellemző exponenciális görbével.

Végül meg kell még említeni, hogy keresztirányú deformáció sem a feszítés hatására, sem a lassú alakváltozás következtében nem volt észlelhető.

5. Próbaterhelés

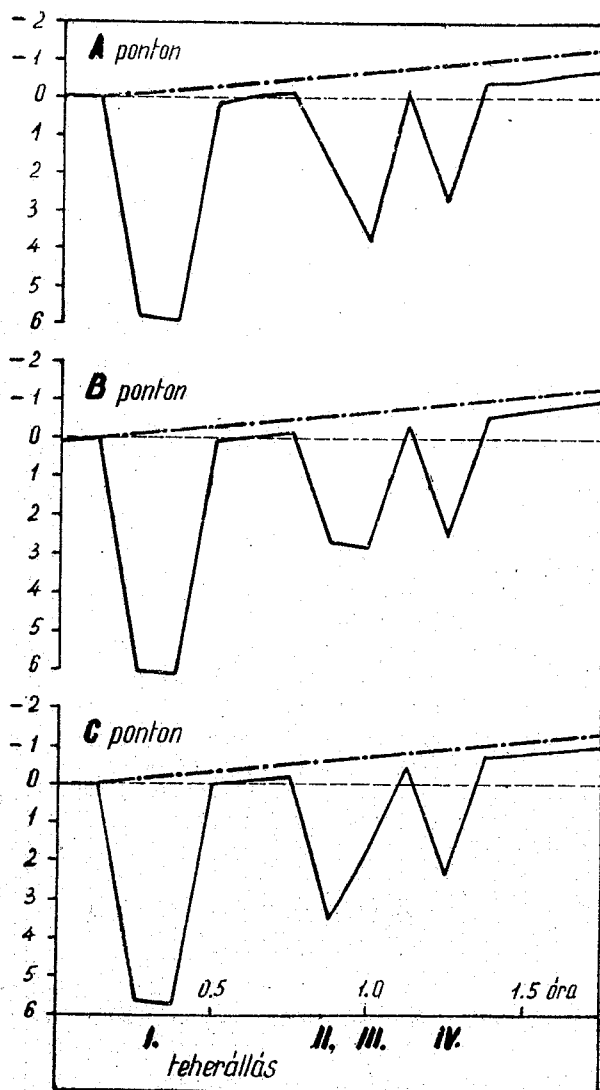
A próbaterhelés dumperekkel történt, mégpedig oly mértékben, hogy a számított lehajlás a mértékadó terheléshez tartozó lehajlás 93%-a volt. A teherállások és a híd középkeresztmetszetének próbaterhelés közbeni mozgásai a 7. ábrában láthatók. A mért lehajlások a számított lehajlások 72—80%-a között mozogtak. A mért maximális

a. Teherállások



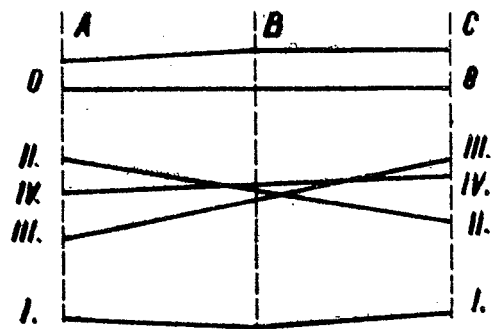
7/a. ábra.

b. Lehajlások. (mm)



7/b. ábra.

c. Középső keresztmetszet helyzetei



7/c. ábra. Próbatelhelés.

lehajlás a támaszköz $\frac{1}{3100}$ -ad része, a maradó alakváltozás pedig 7% volt. A mérési eredmények szerint a lemez teljes szélességben együttműködött, a középső keresztmetszet sem az aszimmetrikus, sem pedig a tengelyben alkalmazott sávterhelés hatására (II—IV teherállások) nem deformálódott (7c ábra). A félololdal terheléseknél a járművek egyik kereke a gyalogjárón, a szélső borda fölött volt, a számított és mért keresztirányú redukcio is jól egyezett.

A próbatelhelés teljes lebonyolítása ötnegyed órát vett igénybe. Hogy a lehajlásméréseknél az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás okozta emelkedés zavaró hatása kiküszöbölhető legyen, egyrészt szabályos időközökben mértük a hőmérsékletet, másrészt 7,5 percenként jegyeztük a lehajlásmérők állását, nemcsak a próbatelhelés alatt, hanem előtte és utána is. A lemez az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatására 7,5 percenként átlagosan 0,1 mm-t emelkedett. Az I. teherállást — tehát a maradó alakváltozást kiváltó teljes terhelést — követő 75 perc alatt a mért emelkedés 1 mm volt, ami egyezett az ugyanezen időközben bekövetkezett 1,5 °C hőmérsékletemelkedéshez tartozó számított 0,645 t = 0,97 mm emelkedéssel. Az idő függvényében ábrázolva a középkérsztmetszet három helyén mért függőleges mozgásokat, az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatásait úgy lehet kiküszöbölni, ha a szerkezet helyzetét nem a kezdeti állapothoz, hanem a 7b ábrán eredményvonallal jelölt egyeneshez képest vizsgáljuk. Így adódik ki az átlagos 0,4 mm maradó lehajlás. Ha fentieket nem vettük volna figyelembe, maradó lehajlás helyett 0,9 mm emelkedést, tehát teljesen hamis eredményt kaptunk volna.

Összegezve: próbatelheléseknél az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatását úgy küszöbölhetjük ki, ha a szerkezet mozgását próbatelhelés előtt, alatt és után szabályos időközökben mérjük és az idő függvényében ábrázolt mozgásokat nem a kezdeti helyzethez, hanem a mérések alapján megállapított, az egyenlőtlen hőmérsékletváltozást ábrázoló vonalhoz viszonyítjuk. Ezen vonal helyzete hőmérsékletméréssel és a 4. fejezetben közölt számítással is ellenőrizhető.

Kiviteli költség és anyagszükséglet különböző híd típusoknál

Hídfelszerkezet típusa	Szerkezeti magasság (m)	Vasanyag beton kg/m ³	1 fm hídhosszra eső			1 m ² pályafelületre eső		
			beton m ³	vasanyag kg	költség Ft	beton m ³	vasanyag kg	költség Ft
Kéttámaszú gerenda	2,00	170	4,80	810	7 300	0,50	85	770
Kéttámaszú konzolos lemez	0,65	136	8,30	1100	7 600	0,88	120	800
Utófeszített lemez	0,60	103	4,98	515	11 400	0,52	54	1200

6. Anyagszükséglet, költségek

Valamely létesítmény gazdaságossága több szempontból vizsgálható, elsősorban azonban a létesítési költség és az anyagszükséglet kell a vizsgálat alapja legyen. A tárgyalás alatt álló szerkezetet fajlagos költség, továbbá beton- és vasanyag szükséglet szempontjából a II. táblázatban összehasonlítottuk hasonló nyílású és szélességű hídfelszerkezetekkel. A táblázatban a kéttámaszú gerendahíd és a kéttámaszú konzolos lemezhid költségei és anyagszüksége több megépült híd kiviteli átlagai alapján van feltüntetve. Az utófeszített lemezhid kiviteli betonszüksége 18%-kal, vasanyagfelhasználása 25%-kal nagyobb volt, mint a táblázatban feltüntetett érték, kiviteli költsége pedig mintegy 25%-kal volt több. Ezek az értékek azonban nem szolgálhattak az összehasonlítás alapjául, mert a többletek részben a kábelek helytelen legyártása miatt álltak elő, részben pedig az építés kísérleti jellegéből, megfelelő tapasztalatok és gyakorlat hiányából keletkeztek és már a következő építésnél éppen az itt szerzett tapasztalatok alapján könnyen kiküszöbölhetők lesznek. Ezért a szerkezet gazdaságosságának elbírálásánál ezeket a jövőben elmaradó többleteket figyelmen kívül kellett hagyni.

Meg kell még említeni, hogy a felhasznált vasanyag 50%-a 150-130 KB nagyszilárdságú acélhuzal, 40%-a közönséges betonacél, 10%-a pedig kábelszerelvény (feszítőfej, kábelsaru, alátét stb.).

A táblázat adatait vizsgálva, elsősorban megállapítandó, hogy az utófeszített szerkezet építési költsége egyelőre mintegy 50%-kal magasabb a közönséges vasbetonszerkezetek költségénél. Mégis azokban az esetekben, ha a szerkezeti magasságot a minimumra kell csökkenteni, és az akadályt egy nyílással kell áthidalni, elsősorban feszített szerkezet jön számításba. Anyagtakarékosság szempontjából az utófeszített szerkezet feltétlenül előnyösebb a közönséges vasbeton szerkezeteknél. A gerenda — amellet, hogy szerkezeti magassága több mint háromszoros — közel azonos betonszükséglet mellett 60%-kal több vasanyagot, a konzolos lemez pedig 70%-kal több betont és

120%-kal több vasat igényel, mint az utófeszített lemez, ami népgazdaságunk mai helyzetében nem lehet közömbös. Bizonyosra vehető, hogy a nagyszilárdságú beton előállításának tökéletesítésével, a kábelkészítés és feszítés technológiájának fejlesztésével az utófeszített szerkezetek költsége olyan mértékben fog csökkenni, hogy nemcsak az anyagszükséglet szempontjából lesz versenyképes a közönséges vasbetonszerkezetekkel szemben.

Összefoglalás

A tárgyalat feszítési rendszerrel kapcsolatban a tapasztalatok igen kedvezőek voltak. Legfőbb előnye, hogy a megfeszített kábelek kiékelése gyors és teljes biztonságot nyújt megsúszás ellen. A kábelek bitumenburkolatával szerzett kedvezőtlen tapasztalatok miatt célszerű volna a jövőben a kábeleket csőben elhelyezni és utólag kiinjektálni.

Az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás által okozott mozgások a próbaterhelések közben végzett mérések eredményeit meghamisítják, kívánatos ezért azok zavaró hatását az ismertetett módon kiküszöbölni.

A kis szerkezeti magasság, az anyagokban és főleg a vasanyagban elérhető igen jelentős megtakarítás, az időjárási viszontagságokkal szembeni nagyobb biztonság és egyéb előnyök miatt indokoltnak látszik — az egyelőre magasabb építési költségek ellenére is — elősegíteni utófeszített közúti hídszerkezetek szélesebb elterjedését. Ezt azonban feltétlenül meg kell előznie megfelelő, állandó minőségű acélanyag, cement és adalékanyag biztosítása és az építések végrehajtására alkalmas, megfelelő műszaki személyzettel és felszereléssel — elsősorban kellő számú zsaluvibrátorral — ellátott kivitelező szervezése. A kivitelező részére meg kell adni a lehetőséget a betontechnológiának és a feszítés technológiájának tökéletesítéséhez megfelelő kísérleti laboratórium létesítésére és működtetésére. Ezeknek az előfeltételeknek a biztosítása feltétlenül az építési költségek jelentős csökkenését is elő fogja segíteni.