

NAGY TEREK LEFEDÉSÉNEK HATÁRAI

Az építészet fejlődésének egyik fontos mozgatója az egységes, közbenső alátámasztások nélküli terek lefedésére irányuló törekvés mind a múltban, mind korunkban. A lehetőségek azonban egészen mások voltak régebben, amikor elsősorban csak a természetes építőanyagok (kő, fa), valamint egyes húzószilárdság nélküli mesterséges anyagok (tégla, hidraulikus kötőanyagú beton) álltak rendelkezésre. További hátráltató tényező volt a statikai — szerkezeti ismeretek kezdetlegessége. Hosszú ideig csak a gerendás áthidalást ismerték, hajlított tartó céljára pedig az akkori építőanyagok közül tulajdonképpen egyedül a fa alkalmas, de az egyszerű fagerenda fesztávolsága is legfeljebb 7—8 m lehet, kőből pedig ilyen módon még nagy anyagfelhasználással is csak jóval kisebb nyílás hidalható át. A gerendatartó tehát nem volt alkalmas nagy terek lefedésére. Jellemző példái ennek az egyiptomi és a perzsa oszlopcsarnokok, ahol a sűrűn álló oszlopok az egységes térhatást úgyszólván megsemmisítik.

Hosszú kísérletezés után valósulhattak csak meg a sokkal nagyobb szerkezeti tudást igénylő boltozatok. A római építészet boltozatai az első nagyfesztávolságú térlefedések. Kiemelkedő helyet foglal el közülük a római Pantheon kupolája, amelynek 43,5 m-es fesztávolságát csak a XIX. század acélszerkezetei tudták túlszárnyalni. Az újkor hasonló teljesítménye a firenzei dóm és a római San Pietro kupolája. Ezek a jelentős alkotások azonban rendkívüli anyagi áldozatot is követeltek. Elég talán megemlíteni, hogy a San Pietro kupolájába kb. 7—8000 m³ anyagot építettek be. A lehetőségek határát mégis sem ez, sem a Pantheon nem éri el.

Ismeretes Leonardo da Vinci terve, amelyet a konstantinápolyi Arany-szarv fölé építendő hídról készített. A híd szerkezetét két egymásnak támaszkodó, 400 könyök (kb. 240 m) fesztávolságú kőboltív alkotja. Bár a tervről csak kisméretű vázlat maradt fenn, közelítő számítással igazolható, hogy a maximális feszültség 100 kg/cm² körül lenne, ami gondosan megmunkált nagyszilárdságú kő (gránit, márvány stb.) esetén megengedhető lehet. A terv Leonardo zsenialitását igazolja, aki a statika lényeges törvényeivel azok elméleti megoldása előtt 3—400 évvel — legalábbis kvalitatív értelemben — tisztában volt. E technikailag helyes terv kivitelezéséhez azonban kb. 140 000 m³ gránit, márvány, vagy más kiváló minőségű kváderkő lett volna szükséges és valószínűleg nem utolsósorban ezért maradt el az építkezés, pedig arra is vannak adataink, hogy a török szultán foglalkozott a gondolattal és Leonardo fel is ajánlotta szolgálatait [1].

A régi korok szerkezettervezői — még a kiválóak — sem álltak Leonardo színvonalán, ezért ehhez hasonló nagyszabású tervek nemcsak az építőanya-

gok korlátozott lehetőségei, hanem a megfelelő statikai ismeretek hiánya miatt sem valósulhattak meg. A XIX. és XX. századra várt a római építészeti eredményeinek túlszárnyalása, amelyet az új építőanyagok — kezdetben a vas, később a vasbeton — alkalmazása és az elméleti statikai ismeretek ugrászerű fejlődése tett lehetővé. Napjainkban a nagy feszítávolságok áthidalásának szinte korlátlan lehetőségei vannak, sőt legkülönbözőbb megoldások között válogathat a tervező, míg régen néhány tapasztalatilag jól bevált megoldás lényegében változatlan, vagy legfeljebb kismértékben, óvatosan továbbfejlesztett változata jöhetett csak szóba. Ezért a mai építészeti formáira — bármennyire is meglepő — a statikai törvények lényegesen kevésbé hatnak, mint a történeti korokban [2].

A lehetőségek növekedése mégsem jelenti azt, hogy nincsenek a feszítávolság növelésének ma is relatív — gyakorlati-gazdaságossági — és abszolút — természeti törvényekből következő — határai. A kérdés elméleti síkon mindenestre fennáll és tisztázásra szorul. A gyakorlatban azért nem jelentkezik nyíltan, mert egyrészt a szerkezettervezők az építési tapasztalatok és intuitív meglátások alapján ki tudják választani az adott feladathoz többé-kevésbé alkalmas szerkezetet, másrészt a mai építőanyagokkal, megfelelő statikai ismeretek segítségével, olyan nagy terek is megvalósíthatók, amelyekre a mai társadalom még nem tart igényt.

*

A feszítávok problémáját az építőanyag jellemzőinek figyelembevételével tudjuk megközelíteni. A szerkezeti anyagok két legfontosabb jellemzője a fajlagos igénybevehetőség [σ_H , σ_m stb., röviden σ] és a térfogatsúly [γ]. Az egyes anyagokat e két mennyiség arányával szokás jellemezni [σ/γ]. [Természetesen ez a jellemzés, bár két szerkezeti szempontból legfontosabb tulajdonságot vesz figyelembe, mégsem tökéletes. Kimarad belőle olyan fontos tényező, mint a rugalmassági modulus, az építőanyag ára stb. Elég talán arra utalni, hogy a σ/γ viszony alapján az alumínium szerkezeti célra az acélnál sokszorosan alkalmasabb volna, amit azonban csak fenntartásokkal fogadhatunk el.]

A σ/γ hányadost szemügyre véve megállapíthatjuk, hogy dimenziója hosszúság. Megadja az adott anyagból készíthető leghosszabb állandó keresztmetszetű, csak saját súlyával központosan terhelt elem hosszát (ha a nyomott elemek kihajlási veszélyétől eltekintünk). A σ/γ hosszúságokat néhány anyagra nézve az I. táblázatban foglaltuk össze.

I. táblázat

Anyag	σ [t/m ²]	γ [t/m ³]	σ/γ [m]
Fa (II. o. puhafa)	1 400	0,600	2333
Kőfalazat (K 200 H 50)	330	2,800	118
Téglafalazat (T 200 H 50)	330	1,900	174
Vasbeton (B 200)	1 000	2,500	400
Vasbeton (B 400)	1 800	2,500	720
Acél (A 37.21)	19 500	7,850	2484
Acél (A 50.21)	28 500	7,850	3631
Alumínium (Dural 42)	22 000	2.800	7857

A σ/γ hosszúság természetesen csak elméleti jelentőségű és a különböző építőanyagok többé-kevésbé helyes összehasonlítására ad módot. Ha konkrét szerkezetet akarunk megvalósítani, bizonyos paraméterek bevezetése szükséges ahhoz, hogy eredményt kapjunk. Így ha csak az egyszerű felfüggesztett kábel maximális hosszát keressük, figyelembe kell vennünk a teljes terhelés és az önsúly arányát, célszerűen a $\varrho = q/g$ tényezővel, ahol q a kábel teljes terhelése, g az önsúly. Hasonlóképpen, ha a mai méretezési eljárás értelmében σ -n a határfeszültséget értjük, a szórási, ill. biztonsági tényezőnek is szerepelnie kell, amit jó közelítéssel $k = 1,25$ értékkel vehetünk figyelembe (ha csak állandó terhek működnek, ez a magyar méretezési szabvány előírása, de esetleges terhek működése sem változtatja meg ezt lényegesen).

A kábelre ható külső erő tehát a fentiek figyelembevételével

$$N_K = k \cdot \varrho \cdot g = k \cdot \varrho \cdot F \cdot l \cdot \gamma.$$

A kábel határereje

$$N_B = F \cdot \sigma$$

A kettő egyenlőségéből $l = \frac{1}{k \cdot \varrho} \cdot \frac{\sigma}{\gamma}$

l helyébe l_H -t írva („határhosszúság”) és a λ jelölést bevezetve

$$l_H = \lambda \cdot \frac{\sigma}{\gamma}, \quad \text{ahol} \quad \lambda = \frac{1}{k \cdot \varrho}$$

λ az adott szerkezetre jellemző tényező, amely megmutatja, hogy a σ/γ — anyagra jellemző — hosszúság hányadrészét érheti el a szerkezet.

Például a szokásos acélminőség (A 37.21) esetén, ha a kábelt önsúlyának háromszorosára terheli [$\varrho = 3$]

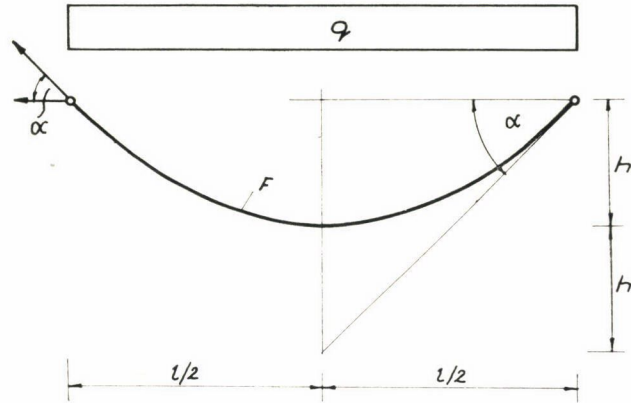
$$\lambda = \frac{1}{1,25 \cdot 3} = 0,267 \quad \frac{\sigma}{\gamma} = 2484 \text{ m} \quad (\text{ld. I. táblázatot}),$$

ebből

$$l_H = 0,267 \cdot 2484 = 663 \text{ m}.$$

A függőlegesen felfüggesztett kábel határhosszúságának alig van gyakorlati jelentősége. Annál érdekesebb a két pont közé függesztett kötél — kábel, vagy lánc — vizsgálata. A hídépítésben már régóta alkalmazzák ezt a sok szempontból kedvező tulajdonságú szerkezetet, újabban pedig a függőtők formájában a magasépítésben is egyre jobban terjed, sőt a lánc épület-szerkezeti felhasználására is találunk példát[3].

A kötél határfeszítávolságát az előzőkhöz hasonló, de kissé bonyolultabb számítással határozhatjuk meg. A terhelést az egyszerűbb számítás érdekében vízszintes vetületben egyenletesen megoszlónak tételezzük fel, mivel ez a közelítés a gyakorlatban szóhajóvíz viszonylag kis ívmagasságoknál az önsúlyból származó igénybevételekben sem jelent számottevő hibát. A szerkezet sémája az 1. ábrán látható. A felvett terhelés esetén a kötél parabola alakot vesz fel. A kötél belógását $\chi = h/l$ -lel jellemezve, az előbbi $\varrho = q/g$ és



1. ábra

k jelölést alkalmazva, a kötélerő vízszintes komponense, az ismert összefüggés alapján

$$H = \frac{k \cdot q \cdot g \cdot l}{8 \chi} = \frac{k \cdot q \cdot F \cdot \gamma \cdot l}{8 \chi}$$

A maximális kötélterő a felfüggesztésnél lép fel, értéke

$$S_K = \frac{H}{\cos \alpha}$$

α a kőtel parabola alakját figyelembevéve könnyen meghatározható, mivel

$$\operatorname{tga} = 4 \chi, \text{ ebből } \cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{16 \chi^2 + 1}}$$

tehát

$$S_K = \frac{k \cdot q \cdot F \cdot \gamma \sqrt{16 \chi^2 + 1}}{8 \chi} l$$

A kőtel határtercse, $S_B = F \cdot \sigma$, $S_K = S_B$ -ből

$$l_H = \lambda \frac{\sigma}{\gamma} \quad \text{ahol} \quad \lambda = \frac{8 \chi}{k \cdot q \cdot \sqrt{16 \chi^2 + 1}}$$

λ értékeit a szokásos χ arányok esetén $q = 1$ és $k = 1,25$ figyelembevételével a II. táblázat tartalmazza.

II. táblázat

$\chi = h/l$	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
λ	1,429	1,355	1,231	1,000	0,593	0,314

Például ha $\chi = h/l = 0,1$ [vagyis a kötél belógása a fesztáv tizedrésze] és $\rho = 10$ [a teljes terhelés — a kábel önsúlya, a héjazat súlya, a feszítókábelekből adódó terhelés, esetleges teher stb. — a kábel súlyának tízszerese], nagyszilárdságú acél [$\sigma_H \sim 5000$ kg/cm² = 50000 t/m², $\gamma = 7,85$ t/m³] alkalmazása esetén $\sigma/\gamma = 6369$ m, a $\chi = 0,1$ -hez tartozó $\lambda = 0,593$ (I. a II. táblázatot), tehát

$$l_H = \frac{0,593}{10} \cdot 6369 = 378 \text{ m.}$$

A táblázatból is látható, hogy a λ értékek meglehetősen tág határok között változnak. A nagy λ értékek nagy fesztávolságot, de egyben nagy anyagfelhasználást jelentenek. A táblázat a $\rho = 1$ -hez tartozó λ -kat adja meg, ami azt jelenti, hogy ilyenkor a kábel csak saját magát hordja. Minél nagyobb a ρ , annál gazdaságosabb a szerkezet, de az elérhető fesztáv ezzel fordított arányban csökken (a táblázatbeli λ értékeket ρ -val osztani kell). Megjegyzendő, hogy a kis ρ és nagy χ értékekhez tartozó λ tényezőknél az egyenletesen megoszló terhelés feltételezéséből származó hiba fokozottan jelentkezik.

A következőkben vizsgáljuk meg a gerendatartó esetét. A lehetőség szerinti általános érvényű megoldás és a bonyolultabb erőjáték miatt itt már olyan sok jelölést és paramétert kell bevezetnünk, hogy célszerű ezeket előbb külön összefoglalni :

- b — a keresztmetszet legnagyobb szélessége
- d — a keresztmetszet magassága
- l — a tartó fesztávolsága
- g — a tartó önsúlya
- q — a tartó teljes terhelésének intenzitása
- k — összevont szórási és biztonsági tényező, $k \approx 1,25$
- $\beta = b/d$ — a keresztmetszet aránya
- $\delta = d/l$ — a relatív tartómagasság
- $\varphi = F/bd$ — a keresztmetszet könnyítésének mértéke
- $\kappa = K/bd^2$ — a keresztmetszet nyomatékíráásának jellemzője (K itt nem a rugalmas számításnál szokásos keresztmetszeti tényező, hanem általában az M_H/σ hányados)
- $\mu = M/ql^2$ — a nyomaték jellemzője
- $\rho = q/g$ — a teljes terhelés és az önsúly aránya.

A hat görög betűvel jelzett paraméter előnye elsősorban nem a számítás egyszerűsítése, hanem az, hogy egyszerű módon viszonylag általános érvényű összefüggés kialakítását teszi lehetővé. Így a β és a φ tényező változtatásával tetszőleges keresztmetszeti alak állítható elő. κ e tetszőleges keresztmetszet nyomatékíráásának jellemzését rugalmas, képlékeny, vagy egyéb módon adhatja meg (meg kell jegyezni, hogy κ és φ természetesen nem független egymástól). A μ paraméter segítségével tetszőleges terhelést, a többtámaszúságot, a különböző elméleteken alapuló nyomatékiszámítás eredményeit, a kétirányú teherviselést (kétirányban teherhordó lemez, tartórács stb.), a szélső igénybevételi eseteket, sőt a változó keresztmetszetet is többé-kevésbé pontosan figyelembe vehetjük.

A külső nyomaték gerendatartó esetében tehát

$$M_K = k \cdot \mu \cdot \rho \cdot g \cdot l^2 = k \cdot \mu \cdot \rho \cdot \varphi \cdot b \cdot d \cdot \gamma \cdot l^2 = k \cdot \mu \cdot \rho \cdot \varphi \cdot \beta \cdot \delta^2 \cdot \gamma \cdot l^4$$

A keresztmetszet határnyomatéka

$$M_B = K \cdot \sigma = \kappa \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma = \kappa \cdot \beta \cdot \delta^3 \cdot \sigma \cdot l^3$$

A két nyomaték egyenlőségéből

$$l_H = \lambda \cdot \frac{\sigma}{\gamma}, \quad \text{ahol} \quad \lambda = \frac{\kappa \cdot \delta}{k \cdot \rho \cdot \mu \cdot \varphi}$$

λ értékeit δ és μ függvényében a III. táblázatban találjuk. A táblázat $k = 1,25$, $\rho = 1$ és $\kappa/\varphi = 0,3$ figyelembevételével készült. A $\kappa/\varphi = 0,3$ a gyakorlatban szokásos gazdaságos kialakítású közönséges vagy feszített vasbeton és acélgerenda keresztmetszetek esetén elég jó közelítést jelent. Bizonyos esetekben nagyobb κ/φ érték is elérhető, de a növelésnek a tartó stabilitásvesztése (kibicsaklás, gerinchorpadás) határt szab. A kisebb κ/φ hányadok természetesen gazdaságtalanok, így pl. homogén négyszögkeresztmetszetnél rugalmas alapon az arány 0,167, plasztikusan számolva is csak 0,25. A 0,3-tól eltérő κ/φ esetén a táblázat értékei lineárisan változnak. Ha $\rho \neq 1$, a táblázat értékeit ρ -val osztani kell.

III. táblázat

$\delta \backslash \mu$	$\frac{1}{8} = 0,125$	$\frac{1}{10} = 0,100$	$\frac{1}{12} = 0,083$	$\frac{1}{14} = 0,071$	$\frac{1}{16} = 0,063$	$\frac{1}{20} = 0,050$
$\frac{1}{10} = 0,100$	0,192	0,240	0,289	0,338	0,381	0,480
$\frac{1}{15} = 0,067$	0,128	0,160	0,192	0,225	0,254	0,320
$\frac{1}{20} = 0,050$	0,096	0,120	0,145	0,169	0,190	0,240
$\frac{1}{25} = 0,040$	0,077	0,096	0,116	0,135	0,153	0,192
$\frac{1}{30} = 0,033$	0,064	0,080	0,096	0,113	0,127	0,160

A gerendák határfeszítávolságát szintén vizsgáljuk meg néhány példán is.

1. Mekkora lehet a feszítávolsága egy többtámaszú, állandó keresztmetszetű, B 400 minőségű betonból készülő vasbeton gerendának, ha azt akarjuk, hogy magassága a feszítáv 1/10-e és teljes terhelése önsúlyának ötszöröse legyen.

A feladat szerint $\sigma/\gamma = 720$ m (I. I. táblázatot), $\delta = 0,1$ $\mu \approx 1/16 = 0,063$ (a legkedvezőbb esetet figyelembevéve), $\rho = 5$. Az adatok szerint $\lambda = 0,381$ (I. III. táblázatot).

$$l_H = \frac{0,381}{5} \cdot 720 = 55,9 \text{ m.}$$

2. Mekkora a maximális feszítávolsága egy csak saját súlyával terhelt kéttámaszú, négyzetalaprész fölé szerkesztett kétirányban teherbíró lemeznek B 200 minőségű beton és $\delta = d/l = 0,05$ arány alkalmazása esetén.

Az adatok szerint $\sigma/\gamma = 400$ m (I. I. táblázatot), $\delta = 0,05$ $\rho = 1$ $\mu \approx \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{3} =$
 $= \frac{1}{24}$ $\lambda = 0,290$ (a III. táblázat $\mu = \frac{1}{12}$ értékéhez tartozó λ kétszerese), tehát

$$l_H = 0,290 \cdot 400 = 116 \text{ m.}$$

[A $\delta = 0,05$ arány szerint a lemez vastagsága 5,8 m, ami természetesen nem tömör, hanem bordázott kialakítású, ezt különben a $\kappa/\varphi = 0,3$ értékkel már hallgatólágosan figyelembe vettük.] Ha ugyanez a szerkezet csak egy irányban teherviselő, $l_H = 0,096 \cdot 400 = 38,4$ m.

3. Mekkora fesztávolsága lehet egy alumíniumból készülő kéttámaszú gerendának, ha a tartómagasság a fesztáv 1/15-e és a terhelés az önsúly tízszerese.

$\delta = 0,067$ $\mu = 0,125$ $\lambda = 0,128$ (III. táblázat) $\rho = 10$ $\sigma/\gamma = 7857$ (I. táblázatból),

$$l_H = \frac{0,128}{10} \cdot 7857 \approx 100 \text{ m.}$$

A szokásos gerendatartók, mint közismert — és az előbb levezetett képletekből is látható — nagy fesztávolságok esetén rendkívül nagy anyagfelhasználással járnak.¹ Az önsúly csökkentése a keresztmetszet nagyfokú könnyítését kívánja, amely természetesen a stabilitás fokozott figyelembevételét követeli meg (ezért az összes anyagfelhasználást tekintve a nyereség korántsem olyan nagy, mint első pillanatban látszik). Ilyen fokozottan könnyített gerendatartók tulajdonképpen a rácsostartók is. A rácsostartók határfesztávolsága az előzőkhöz hasonlóan állapítható meg, de még több és nehezen meghatározható paraméter bevezetését teszi szükségessé. Ezzel kapcsolatban csak az irodalomra utalunk [4].

További vizsgálat tárgyát képezhetné a változó keresztmetszetű tartók határfesztávolsága, amely bonyolultabb együtthatók bevezetésével hasonlóan elvégezhető, de elvileg újat már nem jelent.

A nagy terek lefedésére kiválóan alkalmas héjszerkezetek határfesztávolságának megállapítása is érdeklődésre tarthat számot. A sokféle héjforma közül a viszonylag egyszerűen tárgyalható gömbkupola esetét ragadjuk ki. Az erre vonatkozó eredmények természetesen a többi héjformára, különösen az elliptikus felületűekre nézve is legalább nagyságrendi tájékoztatást adnak.

A héjszerkezet vizsgálata az eddigiektől annyiban tér el, hogy itt a fesztávolságnak a stabilitási feltételek kielégítése szab határt. Ennek megfelelően a számításban σ helyett az E rugalmassági modulus szerepel.²

Ismeretes, hogy a gömbkupola kihajlása

$$q_{kr} = c \cdot E \cdot \frac{d^2}{R^2}$$

kritikus tehernél következik be. A határfesztávolság meghatározásához a fenti összefüggést némileg átalakítjuk. Az előzőkhöz hasonlóan bevezetjük a

¹ Meg kell említeni, hogy a gerendatartó fenti tárgyalásában nem tértünk ki a magas tartók esetére ($\delta = d/l > 0,2$), amely a faltartók problémájához vezet. Ezeknek vizsgálata azonban pusztán elméleti jelentőségű volna, mivel nagy fesztávok áthidalására a faltartók gyakorlatilag nem jöhetnek szóba.

² Mint már a bevezetésben is említettük, a stabilitási és alakváltozási kérdéseket — pontosabb vizsgálat esetén — minden szerkezetnél figyelembe kellene venni. A héjszerkezeteknél azonban még első közelítésben sem hagyható el, mivel itt viszonylag kis alakváltozások stabilitásvesztéshez vezethetnek.

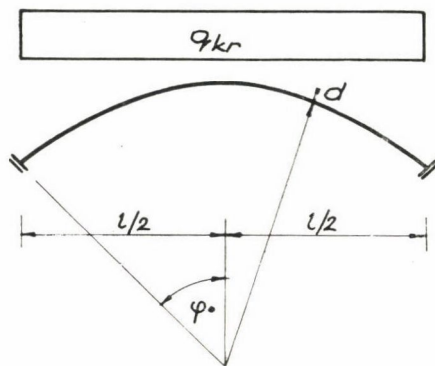
$\varrho = q/g$ és a $\delta = d/l$ jelölést, ahol l a héj alapkörének átmérője. A 2. ábrából láthatóan $R = l/(2 \cdot \sin \varphi_0)$. Figyelembevéve, hogy $g = d \cdot \gamma = \delta \cdot \gamma \cdot l$, a k egyesített szórási és biztonsági tényezőt alkalmazva a kihajlás képlete az alábbi alakot ölti:

$$k \cdot \varrho \cdot \delta \cdot \gamma \cdot l = c \cdot E \cdot \frac{\delta^2 l^2}{\left(\frac{l^2}{4 \sin^2 \varphi_0}\right)} \quad \text{ebből}$$

$$l_H = \lambda \cdot \frac{E}{\gamma} \quad \text{ahol} \quad \lambda = \frac{4c \cdot \delta \cdot \sin^2 \varphi_0}{k \cdot \varrho}$$

A c tényező megállapításának gazdag irodalma van, értékét Csonka nyomán megfelelő biztonsággal 0,05-nek vehetjük [5]. Nincs akadálya, hogy l_H képletét az előzőkhöz hasonlóbbá alakítsuk. A φ_0 szög helyett bevezethető itt is a $\chi = h/l$ arány, és a szokott σ/γ érték is, mivel E/σ adott anyagra nézve állandó. Így azonban bonyolultabb összefüggést kapnánk, ami már azért sem indokolt, mert a héjkúpola határfesztávolságának megállapításához felhasznált q_{kr} érték csak jó közelítésnek tekinthető, tehát az ebből kapott l_H átmérők is csak tájékoztató jellegűek.

Az l_H meghatározásához felhasznált q_{kr} képlet tömör keresztmetszetű héjakra érvényes. Nagy feszítávolság esetén kézenfekvő a szerkezet könnyítése, ami ugyan egyrészt a merevség és ennek következtében a kritikus erő csökkenésére vezet, másrészt azonban a terhelés jelentős hányadát kitevő önsúlyt csökkenti. Ez utóbbi hatás — helyes szerkezeti megoldás esetén — nagyobb mértékű, és segítségével a határfesztávolság 1,5–2-szeres növelése is elérhető.



2. ábra

Végül példaképpen számítsuk ki egy gömbkúpola határfesztávolságát, amelynél $\varphi_0 = 25^\circ$ [az ennek megfelelő ívmagasság/fesztáv arány kb. 1/10]. Legyen $\delta = 0,01$ [ami meglehetősen vastag héjszerkezetnek felel meg], $\varrho = 2$ [a héjszerkezet általában tetőfödém és a hó- és szélterheken kívül legtöbbször csak a könnyű héjazatot hordja]. Alkalmazzunk B 200 minőségű betont, ekkor $E = 275 \text{ t/cm}^2 = 2\,750\,000 \text{ t/m}^2$, $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$. A fenti adatokból

$$\lambda = \frac{4 \cdot 0,05 \cdot 0,01 \cdot 0,423^2}{1,25 \cdot 2} = 0,000143$$

$$\frac{E}{\gamma} = \frac{2\,750\,000}{2,5} = 1\,100\,000 \text{ m}$$

$$l_H = \lambda \cdot \frac{E}{\gamma} = 157 \text{ m}$$

*

A határfesztávolságok vizsgálata sok jelentős elméleti és gyakorlati kérdést vet fel. Megállapíthatjuk az egyes szerkezet típusokkal elérhető legnagyobb feszítávolságot, amely a $\rho = I$ értékhez tartozó, szerkezetre jellemző λ tényező és az anyagtól függő σ/γ hosszúság szorzata. A $\rho = I$ érték annak az esetnek felel meg, amelynél a szerkezet csak saját magát képes már hordani. Ez természetesen legfeljebb emlékmű-szerű, használati célt nem szolgáló építményeknél közelíthető meg, minden más esetben $\rho \gg 1$.

A vizsgálat továbbá arra az eredményre vezet, hogy bizonyos szerkezet-típusok, így pl. a hajlított tartók alkalmazása már a gyakorlatban előforduló feszítávok esetén is lehetetlenné válik. A legkedvezőbb rácsos gerendatartók feszítávolsága sem haladhatja meg az 5–600 métert [4]. Hídszerkezeteknél, ahol az adott természeti akadályok leküzdése miatt már régebben lényegesen nagyobb feszítávok fordultak elő, mint a magasépítésben, ezt a nyílásméretet régen túl is haladták. Ezután nincs más lehetőség, mint az ívtartó, vagy a függőhíd. A legnagyobb feszítávolságok a kábelszerkezetekkel érhetők el. Itt a lehetőségek még mindig nagyok, annak ellenére, hogy a világ jelenlegi legnagyobb feszítávolságú hídjának, az 1964-ben megnyitott New York-i Verrazano-hídnak szabad nyílása 1298,45 m.³

Egészen más kérdés a gazdaságos szerkezeti kialakítás vizsgálata, amely a határfesztávolságnál lényegesen bonyolultabb még akkor is, ha pusztán statikai szempontokat veszünk figyelembe. Ilyen esetben — a komplex vizsgálat eredményeiről való lemondás árán — nagyjából az anyagfelhasználás területére korlátozzuk a kutatást. A probléma még így is nehezen oldható meg, mert számszerűen alig megfogalmazható tényezők figyelembevételére szükséges (egy példát említve: a gazdaságosság vizsgálatánál nem lehet figyelmen kívül hagyni a csatlakozó szerkezeteket, amint a határfesztávolságoknál tettük — pl. a húzott elemek előnyeit ez erősen csökkenti, sőt sokszor teljesen megszünteti).

³ Érdekes az ismertetett számítást ezzel a híddal kapcsolatban is elvégezni. A $\chi = h/l$ arány itt, a kábelek 117,36 m-es belógását figyelembevéve $1/11 = 0,091$ -nek vehető. A II. táblázat értékeiből interpolálva $\lambda \approx 0,537$. A kábelekhez felhasznált nagyszilárdságú acél határfeszültségét kb. 10 000 kg/cm²-nek vehetjük. $l_H = 1298,45$ m esetén tehát

$$1298,45 = \frac{0,537}{\rho} \cdot \frac{100\,000}{7,85}$$

ebből $\rho \approx 5,3$, ami azt mutatja, hogy a feszítáv még az adott $\chi = 1/11$ arány esetén is tovább növelhető, $\rho = 3 \sim 4$ értékig a szerkezet gyakorlatilag megvalósítható. Az anyagfelhasználás azonban rohamosan nő ilyenkor, ami pedig már a Verrazano-hídnál is jelentős, mintegy 150 000 t (csak a 4 drb, egyenként 26 108 drb $\varnothing 5$ mm-es elemből készült kábel önsúlya 16,4 t/m!).

A gazdaságosság követelménye a feszítávolság növelésének relatív határát adja, mivel a feszítávolság növelése, a határfeszítávolság megközelítése, mindig nagy anyagfelhasználással jár.

Megállapíthatjuk továbbá, hogy mind az előbb említett gazdaságosságból következő relatív, mind az építőanyagok és szerkezet típusok természetéből folyó abszolút határok miatt a feszítávolság növekedésével szűkül a választás lehetősége. Emellett egyre fokozódik a nagyszilárdságú és viszonylag kis térfogatsúlyú anyagok (σ/γ arány növelése, pl. nagyszilárdságú acélok, alumínium) alkalmazásának, valamint a szerkezetre jellemző paraméterek helyes megválasztásának jelentősége. A térigeny növekedése tehát egyre inkább meghatározza a szerkezetek anyagát és formáit, és ezen keresztül az építészeti alkotást. Nervi szerint itt az emberi kultúra legnagyobb jelentőségének vagyunk tanúi: az egész emberiség közös kincsét képező építészeti stílus kialakulásának, amely a természet törvényein alapul és nem tűr egyénieskedést, hanem az objektív igazság fokozatos megközelítése által valósul meg [6].

Nervi víziója még sokára fog beteljesedni. Ez a tanulmány is csak néhány gondolatot vet fel a nagy feszítávolságokkal kapcsolatban, nem megoldás, inkább kezdett akar lenni egy olyan gondolatsor megindításában, amelynek az intuitív megismerések rendszerezése után tudatosan megfogalmazott szintézis az eredménye.

IRODALOM

- [1] *Stüssi, F.*: Leonardo da Vinci Entwurf für eine Brücke über das Goldene Horn (Schweizerische Bauzeitung, 1953. 8.)
- [2] *Gilyén N.*: A statikai törvények hatása a modern építészet formáira. (Magyar Építőművészet, 1964. 4.)
- [3] Der Stahlbau, 1964. 7.
- [4] *Stüssi, F.*: Das Problem der grossen Spannweite. (Mitteilungen der T. K. V. S. B. Nr. 10. Zürich, 1954.)
- [5] *Csonka P.*: The Buckling of a Spheroidal Shell Curved in two Directions. (Acta Technica, tom. XIV, fasc. 3-4, Bp. 1956.)
- [6] *Nervi, P. L.*: Vers un style de vérité? (Architecture formes + fonctions, 8. sz. 1961-62.)