

# **TERMINOLÓGIA**

**Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság**

## **Magyar nyelvű szakelőadások a 2001-2002-es tanévben**

**Kolozsvári Műszaki Egyetem  
Építő- és építészmérnöki Kar**

### **Szerzők:**

Bacsó Árpád  
Dr. Balázs L. György  
Dr. Bucur Horváth Ildikó  
Dr. Kiss Zoltán  
Dr. Kopenetz Lajos  
Dr. Köllő Gábor  
Dr. Lenkei Péter  
Nagy-György Tamás  
Dr. Pogány András  
Polgár László

**Kolozsvár, 2002**

### **Támogató**

Apáczai Közalapítvány - Budapest

### **Kiadó**

Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság

### **Felelős kiadó:**

Égly János

### **Szerkesztő:**

Dr. Köllő Gábor

### **Nyelvi lektor:**

Metz Albert Márton, Horváth Erika

### **Borítóterv**

Prokop Zoltán

---

## Tartalomjegyzék

*Dr. Balázs L. György*

Szálerősítésű betonok – Terminológia és anyagjellemzők

*Dr. Bucur Horváth Ildikó*

A barokk építészetről.

A barokk és előzményei Kolozsváron. Barokk polgári házak

*Dr. Bucur Horváth Ildikó, Bacsó Arpád*

A modern vasbeton kupolák és előzményeik.

A kolozsvári Nyári Szinkör kupolája

*Dr. Kiss Zoltán*

Épületek tartószerkezeteinek tervezése

*Dr. Kopenetz Lajos*

Könnyű fémszerkezetek

*Dr. Kopenetz Lajos*

Tartószerkezetek károsodásai és ezek kijavításuk

*Dr. Köllő Gábor*

Vonattal két évszázadon keresztül

*Dr. Köllő Gábor*

Nagysebességű vasutak

*Dr. Lenkei Péter*

Felhőkarcoló – Hogyan tovább?

*Nagy-György Tamás*

Szerkezetek megerősítése kompozitokkal

*Polgár László*

Egy szokatlan előadás

*Dr. Pogány András*

Módszerek és eljárások a régi, létező hulladéktárolókból származó környezetszennyezés megszüntetésére

# Szálerősítésű betonok – Terminológia és anyagjellemzők

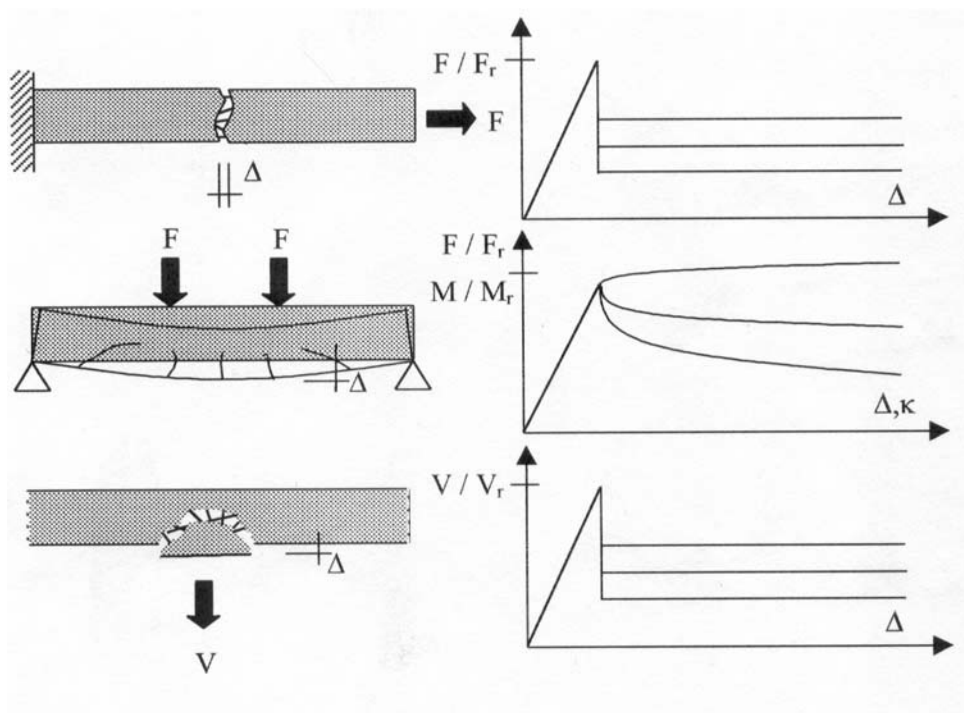
Dr. Balázs L. György, egyetemi  
Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar,  
Építőanyagok és Mérnökgeológiai Tanszék

## Előszó

Új anyagok és technológiák megjelenése általában új szakkifejezések bevezetését is igényli. Az új szakkifejezések jelentős része valamely idegen nyelvből származik. Néha évek is eltelnek, amíg fordításuk véglegesül, és közismertté válik. Ez a helyzet a *szálerősítésű betonokkal* is, amelyeket már több, mint egy évtizede sikeresen használnak a vasbetonépítésben. Alábbiakban részletesen összefoglaljuk a szálerősítésű betonok fő jellemzőit, természetesen olyan terminológiával, amelyet egyúttal javasolunk is használni a magyar nyelvű szakirodalomban.

## 1. Bevezetés

A szálerősítésű anyagok ötlete évezredekre nyúlik vissza. Már az egyiptomiak szalmát és állati eredetű szőrszálakat keverték az agyaghoz, hogy annak szívósságát és tartósságát javítsák. A beton esetén hasonló hatást szeretnénk elérni. Acélszálak alkalmazását betonban Romualdi és Batson (1963) valamint Romuladi és Mandel (1964) kísérletei alapozták meg a 60-as évek elején.

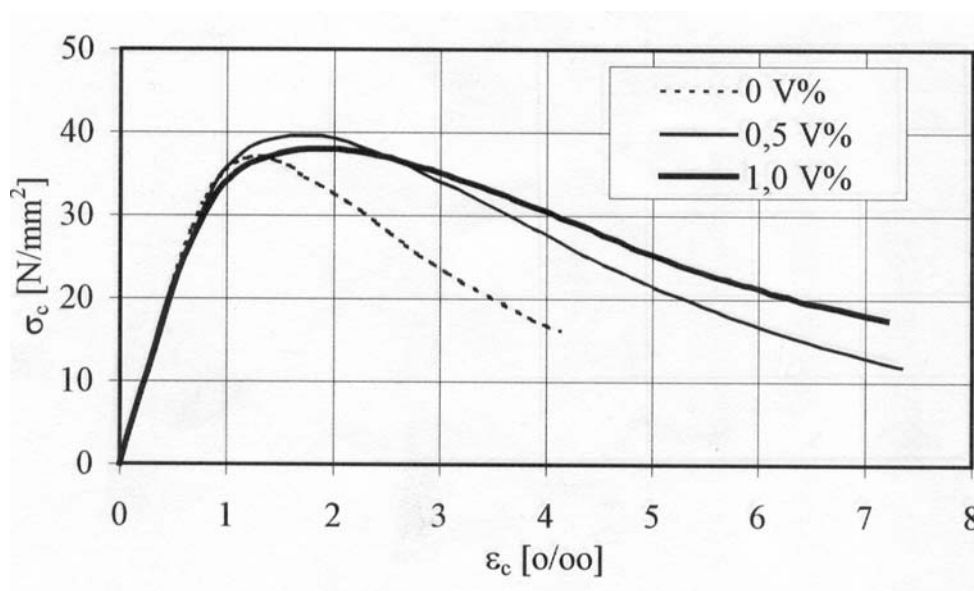


1. ábra. Szálerősítésű betonelemek sematikus erő-elmozdulás ábrái  
acélszál alkalmazása esetén (Falkner, 1998 alapján)

Az 1. ábrán bemutatjuk a tengelyirányú húzó, a hajlító és a tengelyre merőleges húzó igénybevételek esetén kapható *erő-elmozdulás* jelleg diagrammokat. Látható, hogy a beropadést követően a húzófeszültség nem esik le zérusra, hanem közel konstans értéken állandósul. A gerenda *erő-lehajlás* vagy *nyomaték-görbület* ábrája közel rugalmas-képlékeny viselkedésű, esetleg annál kissé lejjebb vagy följebb fut a szál típusától, de főleg a mennyiségétől függően. A maradó húzószilárdságnak azért nagy a jelentősége, mert ezzel

csökkenthetjük (néhány esetben kiküszöbölhetjük) a beton viszonylag kis húzószilárdságából (és a húzószilárdság nagy szórásából) eredő nehézségeket.

A szál nélküli és a szálerősítésű betonok nyomó vizsgálati eredményeiből (2. ábra) azt is kiolvashatjuk, hogy a szálmennyiség növelésével nő a törési összenyomódás és a  $\sigma$ - $\epsilon$  ábra alatti terület, ami az anyag szívósságának vagyis energiaelnyelő képességének növekedésére utal.



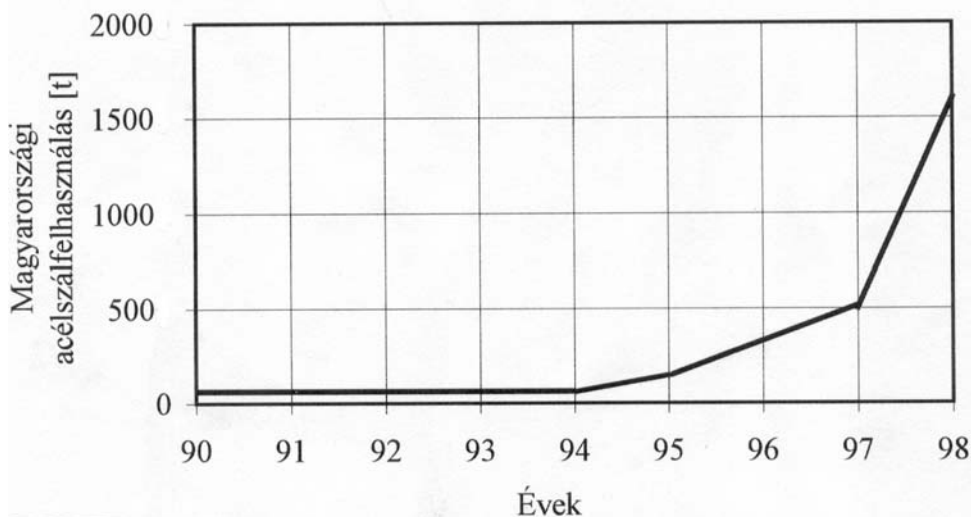
**2. ábra.** A törési összenyomódás és az energiaelnyelő képesség növekedése a száltartalom növelése esetén, acélszál: DRAMIX ZC 30/5 (Balázs és Erdélyi, 1996)

A szálerősítésű beton iránti óriási érdeklődést igazolja a 3. ábra, amely a hazánkban 1990 óta beépített acélszálak mennyiségének növekedését láthatjuk. 1990 és 1994 között évente hozzávetőlegesen 100 tonna acélszálát építettünk be. Az évi mennyiség azonban 1997-re már meghaladta az 500 tonnát, és 1998-ra az 1600 tonnát. A beépített mennyiség azóta is nő.

A szálak anyaga, valamint geometriai és mechanikai jellemzőik lényegesen befolyásolják a szálerősítésű betonok tulajdonságait. Már most fel kell hívnunk a figyelmet arra, hogy ha a szálakat nem megfelelően dolgozzuk be, akkor a szálak a beton tulajdonságait kedvezőtlenül is befolyásolhatják (pl. nőhet a porozitás (légzárványosság), csökkenhet a szilárdság, csökkenhet a tapadás, stb.). A keverésre és a bedolgozásra ezért igen nagy gondot kell fordítanunk.

Jelen cikkünk célja, hogy áttekintsük a szálerősítésű betonok fő jellemzőit, mechanikai viselkedését, alkalmazási területeit, modellezési lehetőségeit. A kísérletek és alkalmazások számának megfelelően a legtöbb eredményt acélszálra, majd műanyagszálra és a legkevésbé üvegszálra és szénszálra tudjuk bemutatni. Könyv formájában megjelent, áttekintő művekként javasolhatjuk a következő forrásmunkákat időrendi sorrendben megadva, magyar nyelven: Szabó (1976), Palotás és Balázs (1980); angol nyelven: Hannant (1978), ACI (1987), Reinhardt and Naaman (1992), Balaguru and Shah (1992), Naaman and Reinhardt (1996). Az egyes kérdésekhez tartozó cikkeket a témák részletezésénél adjuk meg.





**3. ábra.** A Magyarországon beépített acélszálak mennyisége 1990 és 1998 között  
(becsült értékek az összmennyiségre vonatkozóan)

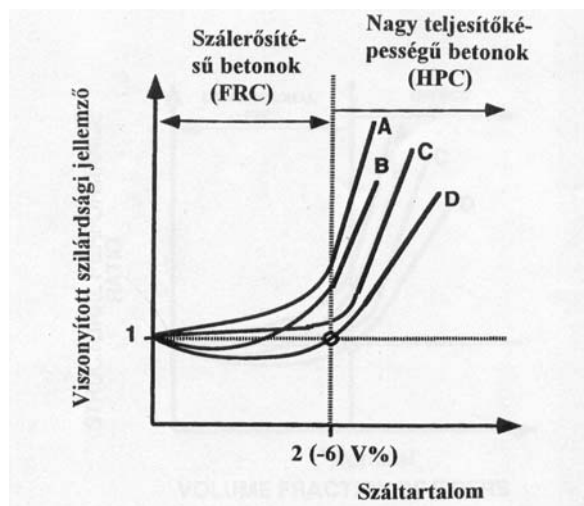
#### 1.1. Fogalmak

Új anyagok megjelenése esetén mindig új fogalmakat is kell alkotnunk. A *szálerősítésű betonok* elterjedt angol nyelvű rövidítése FRC (fiber reinforced concrete). A szál anyagát ezen szavak előtt tüntetjük föl, s így kapjuk például az acélszál erősítésű beton (SFRC, S=steel), a polipropilénszál erősítésű beton (PPFRC), az üvegszál erősítésű beton (GFRC, G=glass) vagy a szénszál erősítésű beton (CFRC, C=carbon) megnevezéseket. Acélszálak esetén hazánkban forgalomban voltak még az acélhajbeton és az acélrostbeton kifejezések is.

A szálak befogadó anyagát *ágyazó anyagnak* nevezzük (angolul: matrix). Az ágyazóanyag esetünkben beton (ill. esztrich vagy habarcs). A *száltartalom* megadja a szálak térfogatát, ill. tömegét a szálerősítésű beton egységnyi térfogatára vonatkoztatva, s ezek egymásba könnyen átszámíthatók a szál térfogatsúlyának figyelembevételével. Így például 1 térfogatszázalék acélszál  $78.5 \text{ kg/m}^3$ -nek felel meg. A térfogatszázalék (V% angolul: volume fraction) használata kedvezőbb az acél, ill. a műanyag és egyéb szálak vizsgálati eredményeinek összehasonlításakor, mint a térfogategységre vonatkoztatott tömeg. A *szálhossznak* ( $\lambda$ ) határt szab részben a keverhetőség, részben pedig a szál kihasználhatósága. Túl rövid szálak kihúzódhatnak, túl hosszú szálak jelentős része nincs kihasználva. A szálak mentén ébredő kapcsolati feszültség fordítottan arányos a szálhosszal. A *kritikus hossz* adja meg azt a szálhosszat, amely éppen elegendő a szál folyási határának eléréséhez. Ennél rövidebb szálak kihúzódása várható, hosszabbak esetén azok szakadása. A szálak egyik fő geometriai jellemzője a *szálkarcsúság* ( $\lambda/\varnothing$ ) (angolul: aspect ratio), amelyet a szálhossz és a szálatmérő arányával fejezünk ki. Acélszálak karcsúsága jellemzően az 50-100 tartományba esik. Műanyag szálak kis átmérője miatt karcsúságuk ettől eltérő lehet.

#### 1.2. Szálerősítésű beton - nagy teljesítőképességű beton

A száltartalom függvényében megkülönböztetünk kis és nagy száltartalmú betonokat (4. ábra és 1. táblázat). A kis száltartalmú betonokat tekintjük hagyományos értelemben vett szálerősítésű betonoknak, amelyek 0,1-2 V% acél-, műanyag-, üveg-, ill. szén- (vagy vegyesen acél- és műanyag-) szálakat tartalmaznak hagyományos (feszített vagy nem feszített) vasalással együtt vagy anélkül.



4. ábra. A szilárdsági jellemzők megváltozása a szálartalom növelésével. Sematikus ábra –A, B, C, D: különféle szálak, ill. Bedolgozási viszonyok esetén. (Naaman, Paramasivab, Balázs et al., 1996)

1. táblázat. Kis és nagy szálartalmú betonok fő jellemzőinek megkülönböztetése

Jellemzők	Szálerősítésű betonok (frc)	Nagy teljesítőképességű betonok (hpc) pl. sifcon, simcon
Szálartalom:	kis szálartalom: 0,1-2 (6) V%	nagy szálartalom: 2 (6)-27 V%
Szálak:	acélszálak vagy műanyag-, üveg-, ill. szénszálak vagy acél- és műanyagszálak vegyesen	elsősorban acélszálak
Adalékanyag:	$d_{\max}$ : 4, 8, 16 vagy 32 mm	$d_{\max}$ : 4 mm
Vasalás:	Hagyományos feszített vagy nem feszített vasalás egyidejűleg lehetséges.	Hagyományos vasalás nem lehetséges.
Szilárdsági jellemzők:	A szilárdsági jellemzők általában nem változnak jelentősen.	A szilárdsági jellemzők jelentős növekedése várható.
Bedolgozás:	A szálak adagolása a betonhoz.	A beton (habarcs) adagolása a szálakhoz.

A szálartalom jellemzően 0,1-2,0 V%, de vannak olyan termékek is (pl. vékony, üvegszálazs lemezek), amelyek szálartalma 5-6 V%. (A 2-6 V% közötti adagolást így átmeneti tartománynak tekinthetjük.) Elsősorban gazdaságossági okok miatt az alábbiakban a 0,1-2 V% szálartalmú betonokkal foglalkozunk. Mint látni fogjuk, jellemzőjük, hogy a beton tulajdonságait már sokféle vonatkozásban megváltoztatják, de jelentős szilárdságnövekedést általában nem eredményeznek. A szálakat vagy a száraz vagy a nedves betonkeverékhez adagoljuk.

Ha a szálartalmat erősen megnöveljük (2, ill. 6-tól 27 V%-ig), akkor a szilárdság lényeges növekedésére is számíthatunk (az ár érezhető növekedésével egyidejűleg). Ezeket a betonokat a nagy teljesítőképességű betonokhoz (HPC, angolul: high performance concrete) soroljuk. (A nagy teljesítőképességű beton általában igen, de nem kizárólagosan szálerősítésű beton lehet. Ha az adalékanyag szemnagysága nem haladja meg a 4 mm-t, akkor az angol szakirodalomban használják a nagy teljesítőképességű cement kötőanyagú kompozitok (HPFRCC) kifejezést is.) Ide tartoznak például a SIFCON (angolul: slurry infiltrated fiber concrete) a SIMCON (angolul: slurry infiltrated mat concrete) és a RPC (angolul: reactive powder concrete). A nagy szálartalom miatt a szálak bekeverése hagyományos módszerekkel már nem végezhető el, ezért a szálakat helyezük el először a zsaluzatban, és arra öntjük rá a kisszemcsés ( $d_{\max}=4$  mm) cementhabarcsot. Ezekkel az anyagokkal jelen dolgozatunkban nem foglalkozunk részletesen, csupán fő jellemzőiket mutatjuk be a 4. pontban.

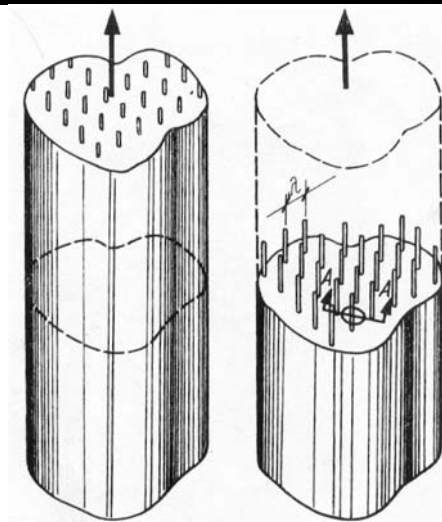
### 1.3. A szálak geometriai és mechanikai jellemzői

A szálerősítésű betonokhoz elsősorban acél-, műanyag- (polipropilén-, polietilén-, nylon-, akril-) valamint korábban üveg-, azbeszt- és újabban szén- és aramidszálakat használunk (Sebük, 1983, Kiss, 1991; Kausay, 1994). Mindezen szálak geometriai és mechanikai jellemzőit a 2. táblázatban foglaltuk össze. A szálak térfogatsúlya, rugalmassági modulusa, húzószilárdsága és szakadó nyúlása jelentősen eltérő, így elsődleges felhasználási körük is eltérő lehet.

A szálak alakjának megválasztása a szálak tapadását vagy lehorgonyzókéességét hivatott segíteni. Az egyenes acélszálak mellett ezért megjelentek hullámos, kampós végű, rovátkolt vagy bordázott felületű szálak is. A műanyag szálak simák, hullámosak vagy egymással hálószerűen összekapcsoltak lehetnek. A szén és aramid szálak sima felületűek és egyenesek.

**2. táblázat.** A szálak geometriai és mechanikai jellemzői (Balaguru and Shah (1992) valamint Hannant (1978) alapján)

Száltípus	$\varnothing$ Átmérő $\mu\text{m}$	$\lambda$ Hossz mm	$\gamma$ Térf. súly $\text{kN/m}^3$	E Rugmod. $\text{N/mm}^2$	$\nu$ Poisson tényező	$f_t$ Húzószil. $\text{N/mm}^2$	$\varepsilon_u$ Szakadó- nyúlás, %
acél	100-600	10-60	78,5	200.000	0,28	700-2.000	3,5
polipropilén	100-2.000	5-75	9,0	<5 000	0,29-0,46	400	8-18
nylon	>4	5-50	11,4	<4.000	0,40	750-900	13,5
E-üveg	8-10	10-50	25,4	72.000	0,25	3.500	4,8
AR-üveg	8-10	10-50	27,4	78.000	-	2.500	2,5
aramid	10-12	10-20	14,4	50.000- 150.000	-	3 500	
szén	8-10	10-20	18,0	150.000- 300.000	0,35	1.800- 3.500	0,8-1,6
Azbeszt	0,2-30	5-40	25,5	164.000	0,30	200-1.800	2,3



**5. ábra.** Drótbetétes betonelem elvi ábrája az irodalomban elsők között számontartott szálerősítésű beton kísérletekhez (Romualdi and Batson, 1963)

---

## 2. A szálerősítésű betonok múltja

Romualdi és Batson (1963) gerendakísérletei során (amelyeket az irodalom az elsők között említ) még egymással párhuzamosan végigfutó 0,9, ill. 1,6 mm átmérőjű acélszálakat alkalmaztak (5. ábra). A kísérleti eredmények kedvezőek voltak mind a repedéstágasság, mind pedig a törőteher szempontjából. A további vizsgálatok során mind ők (Romualdi and Batson, 1964), mind pedig mások már nem irányított, hanem véletlenszerűen elhelyezkedő szálakat alkalmaztak. A szálak kezdetben a legkönnyebben hozzáférhető, sima felületű acélszálak voltak. Műanyag szálakkal az első vizsgálatot Goldfein (1965) végezte. A műanyag szálak jelentős alkalmazása azonban csak a 70-es évek végén következett be.

A zsaluzatok és a betontechnológia fejlődése mellett a vasalások kialakítása is fejlesztésre várt az építési sebesség növelése érdekében. Ezért nem véletlen, hogy elsősorban a kivitelező vállalatok keresték a megoldásokat a vasbetonépítés termelékenyebbé tételéhez. Természetes módon adódott, hogy a szálerősítésű betonok alkalmazása világviszonylatban azokon a területeken kezdődött el (és maradt máig is az alkalmazások súlypontja), amelyeken az esetleges bizonytalan működéssel kapcsolatos kockázat kicsi volt — mint például a betonpadlóknál — ahol a lemez esetleges törése nem jár leszakadással és viszonylag könnyen javítható.

Az első hazai, nagy méretű acélszálerősítésű *betonpadló 1989-ben* készült a Suzuki esztergomi autógyárának szerelőcsarnokában DRAMIX acélszállal. Erre az alkalmazásra akkor a vákuumbeton alternatívájaként került sor. Ettől kezdve évről-évre növekedett az acélszálak alkalmazása, annak ellenére, hogy hiányosak voltak az ismeretek. 1989 óta mintegy 1 millió m<sup>2</sup> ipari betonpadló készült hazánkban acélszál-erősítésű betonból.

A Suzuki csarnokbeli alkalmazást azonban hazánkban *jóval megelőzte* 80 km acélszálerősítésű *SIOME cső* gyártása az *1970-es években* (Szabó, 1976; Dombi, 1977, 1993), ami összességében 150 000 tonna (60 000 m<sup>3</sup>) szálerősítésű beton bedolgozását jelentette. A csövek átmérője 1000, 1250, ill. 1500 mm, szerkezeti hossza 2400 mm volt. A csövek 40 mm hosszú, 0,38 mm átmérőjű és 1180-1570 N/mm<sup>2</sup> szakítószilárdságú, sima, hidegen húzott acélszálakkal készültek, amelyeket a D4D Drótművek gyártott. A 2,3 V% acélszáladagolás a cső átmérőjétől függően a törőteher 1,5-2,7-szeres növekedését eredményezte. A csövek kellőképp vízzárónak és tartósnak bizonyultak. A pozitív tapasztalatok ellenére sajnos a következő alkalmazások sokáig vártak magukra.

## 3. A szálerősítésű betonok jelene

A vizsgálatok túlnyomó többségében a szálak és a szálerősítésű betonanyag mechanikai jellemzőinek meghatározását tűzték és tűzik ki célul a kutatók. Aránylag kevés vizsgálati eredmény ismeretes szálerősítésű betonból készült szerkezeti elemekkel. A legnagyobb lemaradás a szálerősítésű beton viselkedésének modellezésében tapasztalható. Általános érvényű és általánosan elfogadott modellek még világviszonylatban sem állnak a tervezők rendelkezésére. Ebből kifolyólag a szálerősítésű betonok szabványosításában is jelentős lemaradás tapasztalható.

A legszélesebb körű felhasználásra az acélszál, majd a műanyagszál talált. Az azbesztszál használatát egészségügyi okokból betiltották. Üvegszál nagy mennyiségben használtak külföldön a 80-as években. A szálak azonban nem bizonyultak kellőképpen alkáliállóknak. További alkalmazásukhoz hosszútávon alkáliálló üvegszálak kifejlesztésére van szükség. A szén és az aramid szálak alkalmazása csak napjainkban kezdődött meg pl. homlokzati falpanelekhez. Széleskörű alkalmazásuknak pillanatnyilag magas árak szab korlátot.

---

### 3.1. A szálerősítésű beton keverése

A szálerősítésű betonok keverése sokáig komoly nehézséget jelentett. Keverés közben legfontosabb célunk, hogy elkerüljük a szálak egymásba kapaszkodását, mert a kialakuló labdaszerű képződmény nem esik szét, hanem fokozatosan növekszik. Ennek elkerülésére különféle technikák alakultak ki. Egyik lehetséges út, hogy a szálakat keverés előtt szétválasztjuk, vagy éppen fordítva, vízzelkeverő ragasztóval összeragasztjuk őket (mint pl. a DRAMIX szálak esetén), és azok csak a nedves keverékben válnak szét. Ma már a szálak bekeverése nem jelent műszaki problémát. Kaphatók mind acélszálból (pl. DRAMIX), mind műanyagszálból (pl. FORTA-FIBRE) olyan kiszerelések is, amelyeket elegendő zacskóstól együtt az építés helyszínén a mixerbe dobni, és néhány percig tovább keverni.

A keverhetőséget a szilikapor alkalmazása is javítja. A nagyobb finomrész tartalmú keverékbe a szálak könnyebben és nagyobb mennyiségben keverhetők bele (Bálint, 1999).

### 3.2. Anyagjellemzők

#### 3.2.1 A frissbeton tulajdonságai

Keveréskor figyelembe kell vennünk, hogy a szálak mind a bedolgozhatóságot, mind a beton pórustartalmát befolyásolják. A száltartalom és a szálhossz növelésével a bedolgozhatóság romlik. A kedvező bedolgozhatóság és a kis víz-cement tényező tarthatósága érdekében szinte kötelező folyósítószer, esetleg képlékenyítőszer alkalmazni. Bedolgozás közben a betont vagy a zsaluzatot megfelelő frekvencián vibrálni kell.

A műanyagszálak egyik kiváló tulajdonsága, hogy *csökkenti a frissbetonkeverék repedésérzékenységét* a betonozást követő 1-2 órában. Jellegzetes alkalmazásokat találhatunk ezért olyan elemeknek, amelyeknél a korai repedések kialakulásának megelőzése hangsúlyozottan fontos.

#### 3.2.2 A szálak tapadása

Alig van a szálerősítésű betonnak olyan tulajdonsága, ami nem függ a szálak tapadásától (Naaman and Najm, 1991). A szálak tapadása elsősorban a szálak anyagától, alakjától, felületi kialakításától, az ágyazóanyag mechanikai tulajdonságaitól, a száltartalomtól, és a terhelés sebességétől függ. Egyenes acélszál esetén a húzóerő közel lineárisan növekszik a szál megcsúszásáig, majd visszaesik és csekély mértékben csökken a kihúzóerő (relatív elmozdulás) növekedtével (6. ábra). Hullámos, bordás vagy kampós végű szálak tapadási szilárdsága a sima szálénak 3-4-szeresét is eléri, s így a kihúzóerőhöz szükséges energia is közel ilyen arányban növekszik. Ha a szálvégi kampó a kihúzás közben leszakad, akkor a tapadóerő hirtelen leesik, és a kihúzóerős viszelkedés továbbiakban a sima száléhoz hasonló lesz. A maximális kihúzóerőből kísérletileg kapott kapcsolati szilárdság sima szál esetén  $1,0-2,8 \text{ N/mm}^2$ , kampós szál esetén  $3,5-7,0 \text{ N/mm}^2$  és bordás szál esetén  $2,8-6,7 \text{ N/mm}^2$  volt (Naaman and Najm, 1991).

A szálak véletlenszerű eloszlása miatt ismernünk kell a szálra ható húzóerő és a szál tengelye által bezárt szög hatását. A tapadási tulajdonságok mellett ekkor a csapathatásból származó ellenállást is figyelembe vehetjük, ami elsősorban a szál anyagától és a bezárt szögtől függ. Acélszálak esetén ez a hatás jelentős lehet (7. ábra), műanyag szálak esetén ez általában elhanyagolható.

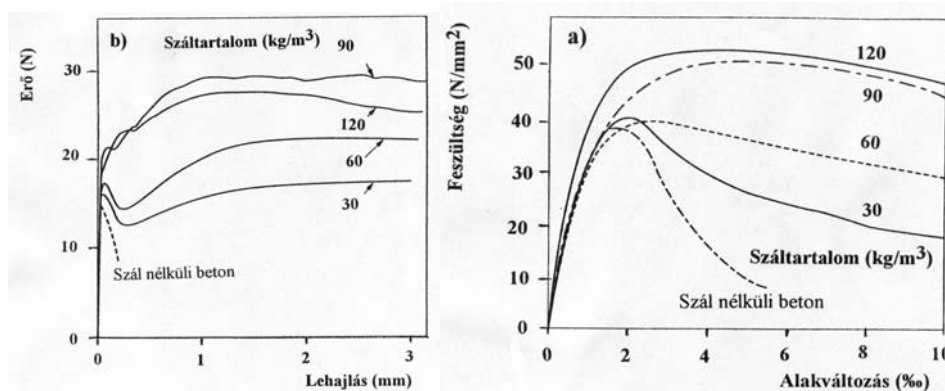


jellemzésére. Kampós végű vagy hullámos acélszálakkal kedvezőbb szívósság érhető el, mint a sima acélszálakkal.

A műanyagszálak rugalmassági modulusa kisebb, mint az acélé és a betoné. A repedések megjelenése után kis száltartalom esetén az ellenállás általában leesik. Nagyobb száltartalom esetén azonban növekedhet, de jelentős alakváltozások, ill. lehajlások ébrednek a szükséges húzóerő felépítéséhez. Azonos száltartalom esetén az acélszállal készült beton energiaelnyelő képessége nagyobb, mint a műanyagszálakkal készülté (Gopalaratnam et al., 1991).

### 3.2.4 Nyomó-, húzó- és hajlító-húzószilárdság

A 0,1-2,0 V% száltartalom tartományban sem az acél-, sem a műanyagszálaktól sem várhatjuk *nyomószilárdság* jelentős növekedését (Kausay, 1994 és 9.a ábra). A törési összenyomódás és a szívósság azonban növekedni fog. A  $\sigma$ - $\epsilon$  ábra érintőmodulusa szálakkal kisebbre vagy nagyobbra adódhat, mint a szál nélküli betonban, a beton porozitásától függően.

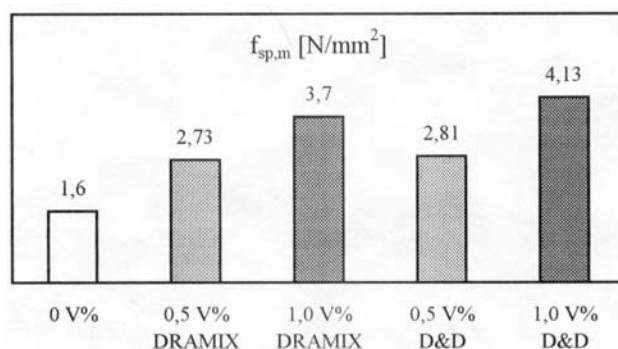


9. ábra. Szálerősítésű beton nyomási és hajlítási viselkedése kampós végű acélszálak alkalmazása esetén,  $\lambda=50$  mm (Balaguru and Shah, 1992)

a)  $\sigma$ - $\epsilon$  ábrák  $\varnothing 150$  mm,  $\lambda=300$  mm-es hengeren

b) F-a ábrák 100·100·350 mm-es gerendán, harmadpontos terheléssel,  $\lambda_{ef}=300$  mm

A *húzószilárdság* vizsgálatát végezhetjük tiszta húzásként, kiszélesedő végű húzópróbatesten vagy hasítóvizsgálatként hengeres próbatesten. Tiszta húzásra az 1. ábrán mutattunk be példát, ami felhívta a figyelmet a szálerősítésű beton azon előnyére, hogy az első repedés megjelenésekor a húzószilárdság nem esik le zérusra. A maradó húzószilárdság a szál típusának és a száltartalomnak a függvénye.  $\varnothing 150$  mm és  $\lambda=300$  mm hosszú hengereken végzett vizsgálataink során (Balázs és Erdélyi, 1996) a *hasító-húzószilárdság* jelentős növekedését tapasztalták 0,5 és 1,0 V% acélszáladagolás esetén (10. ábra).



10. ábra. Hasító-húzószilárdság növekedése acélszálak alkalmazása esetén (Balázs és Erdélyi, 1996)

Balaguru és Shah (1992) azt javasolják, hogy a *hajlító-húzószilárdság* növekedést 90 kg/m³ acélszáltartalomig hanyagoljuk el a tervezés során (9.b ábra). Kísérleteikben az energiaelnyelőképeség növekedése a 0-30 kg/m³ száladagolás tartományban adódott relatíve a legnagyobbra. 30 és 60 kg/m³ száladagoláskor a berepedést követően az erő visszaesett, majd stabilizálódott (30 kg/m³) vagy enyhén növekedett (60 kg/m³) (9.b ábra). 90 és 150 kg/m³ száladagolással visszaesés már nem volt tapasztalható. Vagyis a *repedéstőteher* utáni

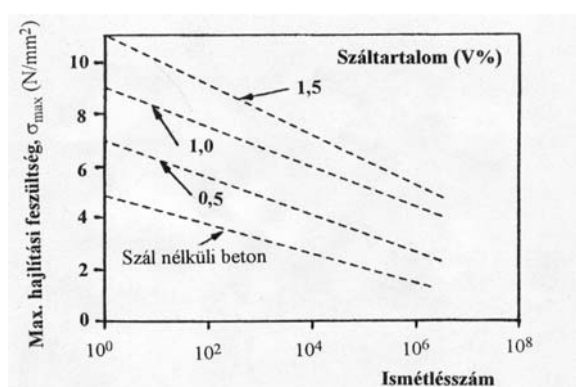
növekedés vagy visszaesés a száltartalom függvénye. A fenti megállapításokat más hazai kutatók is igazolták (Erdélyi A., 1994, 1995)

### 3.2.5 Sokszorismételt és lökésszerű terhelés

Mind az acél, mind pedig a műanyagszálak növelik a beton fáradási szilárdságát. Wu, Shivaraj és Kamakrishnan (1989) hajlító vizsgálataik során kapott Wöhler diagrammot a 11. ábra mutatja 0, 0,5, 1,0 és 1,5 V% acélszáltartalom esetén.

Kormeling és Reinhardt (1980) gerendavizsgálatok során azt tapasztalták, hogy szálakkal és hagyományos vasalással ellátott gerendák fáradási szilárdsága jóval nagyobb volt, mint a szálak nélküli, hagyományos vasalású gerendáké (szálak nélkül:  $n_u=265 \cdot 10^3$ , 31 mm hosszú, kampós végű szálakkal:  $n_u=453 \cdot 10^3$ , 24 mm hosszú, egyenes szálakkal:  $n_u=600 \cdot 10^3$ , és 50 mm hosszú, kiszélesedő végű szálakkal:  $n_u=1400 \cdot 10^3$ ) adódott. A teher frekvenciája 3Hz volt.

Naaman és Gopalaratnam (1983) 12,5 mm vastag, 75 mm széles és 254 mm fesztávolságú acélszálerősítésű lemezekon végzett vizsgálatokkal megállapították, hogy a terhelési sebesség növekedésével mind a törőteher, mind pedig az energiaelnyelő képesség növekszik. A szátkarcsúság növekedtével - és egyéb körülményeket változtatlanul hagyva - a terhelési sebesség hatása növekedett.



11. ábra. A fáradási szilárdság növekedése acélszálak alkalmazása esetén (Wu, Shivaraj and Khamakrishnan, 1989)

### 3.2.6 Tartósság

A tartósság szempontjából legnagyobb jelentősége az acélszálak korróziójának, illetve a műanyagszálak alkáli ellenállóképességének van.

Az acélszálak korróziója a felületi, karbonátosodott rétegre korlátozódik. Mangat, Molloy és Gurasamy (1989) kísérleti eredményei szerint a kloridionok behatolása nem befolyásolja a szálak korrózióját. Az acélszálak tartósságára vonatkozóan további vizsgálatokra volna szükség. A polipropilén, a nylon-, az akril- és a szénszálak hosszútávon tartósnak tekinthetők (Hannant, 1989).

### 3.2.7 Tűzállóság

Műanyagszálak használata a tűzállóság szempontjából kedvező. A hő hatására ugyanis kiolvadnak a betonból, teret adva a betonban lévő víz távozásához. Ezáltal kisebb a belső fesztítő hatás a betonban. Előnyös alkalmazásuk főként oszlopoknál mutatkozik.

### 3.2.8 Vízáteresztőképesség

A beton vízáteresztőképességét a szálak kedvezően befolyásolják (Grahle und Ebbert, 1994). A berepedt keresztmetszeteken átfolyó vízmennyiség csökken (Winterberg, 1997). 3.3. Szerkezeti elemek

#### 3.3.1 Hajlítási viselkedés

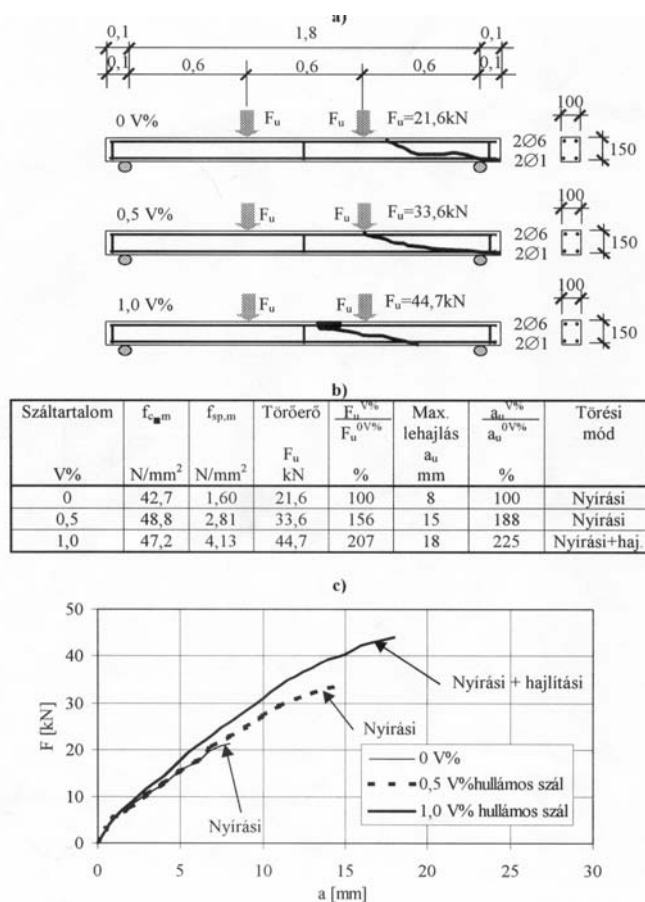
Hagyományos (feszített vagy nem feszített) vasalás és acélszálak egyidejű alkalmazásakor megállapítható, hogy a törésig bekövetkező lehajlás növekszik (Craig, 1987). A szálerősítésű beton nyomási viselkedésénél már láttuk, hogy szálak alkalmazása esetén a



nyomószilárdság csupán csekély mértékben növekszik. Ebből kifolyólag, ha a hajlított elem tönkremenetele a nyomott öv tönkremenetele miatt következik be, akkor szálak alkalmazásával csupán csekély mértékben növelhetjük a törőerőt vagy a törőnyomatékot (Balázs, Kovács and Erdélyi, 1998). A hajlított gerendában a repedések megoszlása kedvezőbb, és a legnagyobb repedéstágasság értéke kisebb lesz. A szakirodalomban általában úgy tekintik, hogy a szálak jelenléte csökkenti a lehajlást. A szerzők véleménye szerint a lehajlás csak akkor csökkenthető acélszálakkal, ha megfelelő bedolgozással biztosítani tudjuk, hogy a szálerősítésű beton rugalmassági modulusa nagyobb, mint a szál nélküli betoné, — ez pedig nem kézenfekvő, még növekvő nyomószilárdság esetén sem (Erdélyi A., 1999).

### 3.3.2 Nyírási viselkedés

A szálerősítésű beton felhasználásának egyik legígéretesebb területe a szerkezeti elemek nyírási teherbírásának a növelése. A térben eloszló szálak nem csak kedvező nyírási teherbírást biztosítanak, hanem a maximális teher elérése után kedvező törési viselkedést tesznek lehetővé (csökken a nyírási ridegség). Kísérletileg igazolódott, hogy a szálak által fölvevett nyíróerő kedvezően kiegészíti, ill. helyettesíti a nyírási vasak által fölvehető nyíróerőt, így fennáll annak a lehetősége, hogy szálerősítés esetén csökkentsük a kengyelezés mennyiségét (Batson, Jenkins and Spatney, 1972).



**12. ábra.** Vasbeton gerendák nyírási teherbírásának növekedése acélszálak alkalmazása esetén,  $A_s = 2\text{Ø}16$ ,  $A_s' = 2\text{Ø}6$ , acélszál: D&D ~30/.5 - egyedi mérési eredmények (Balázs és Kovács, 1997)

a) töréskép; b) mérési eredmények; c) erő-középponti lehajlás ábrák

Balázs, Kovács és Erdélyi (1998) 2 m hosszú vasbeton gerendákon végzett kísérletei során a *nyírási vasalás nélküli* (vagy nyírássra gyengén vasalt) tartók esetén már elérhető volt a nyomatéki teherbírás szintje 1 V% acélszál alkalmazásával (12. ábra). Ezekben a kísérletekben változott a száltartalom és a kengyelezés mennyisége, míg állandó volt a

hosszirányú vasalás mennyisége. A vizsgálatokat kampós végű DRAMIX ZC 30/5 és hullámos D&D ~30/5 szálakkal végezték.

Sík lemezek *átszűrődási* teherbírására is kedvező hatással lehetnek az acélszálak (Walraven, Pat und Markov, 1987 valamint Falkner, Kubat und Droese, 1994). Ezen a területen azonban további vizsgálatokra van még szükség.

### 3.3.3 Feszített tartók

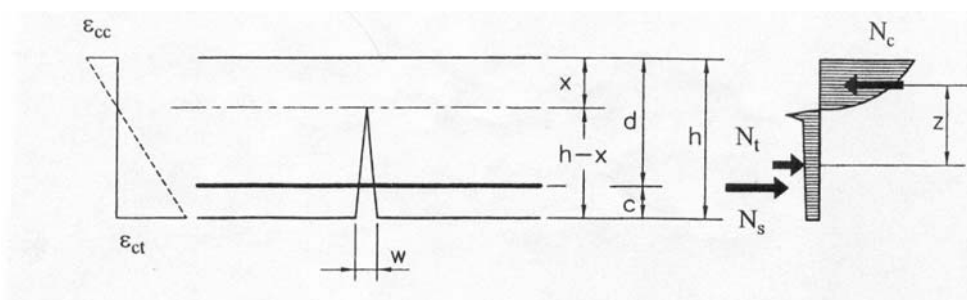
Szálerősítésű betonok feszített tartóban való alkalmazásáról csupán kevés kísérleti eredményünk van (hajlított gerendákról: Hanecka et al., 1994, csavarásról: Wafa et al., 1992, átszűrődásról: Falkner, Kubat und Droese, 1994). A szálerősítésű beton kedvező hatását elsősorban a tartók olyan részein tudjuk kihasználni, ahol jelentős húzó igénybevételek ébrednek. Ilyenek például a *tartóvégek*, ahol a koncentrált vagy a kvázi koncentrált feszítőerő jelentős keresztirányú húzófeszültségeket ébreszt, vagy a feszítőerő átadódásából származó húzóerők fölvétele előfeszített tartókban vagy a nyírási vasalás nélküli feszített tartók esete.

Balázs, Erdélyi és Kovács (1997) valamint Erdélyi és Balázs (1998) kísérleti eredményei szerint előfeszített tartók feszítőbetéteinek erőátadódási hossza és tartóvégi behúzódnása acélszáladagolás esetén csökken. Ennek magyarázata lehet, hogy a kapcsolati feszültségek okozta mikrorepedések tovaterjedését a szálak korlátozzák. Az *erőátadódási hossz* csökkenésének mértéke a szokásos feszítési feszültségek tartományában 13-20 % volt, a behúzódnása 14-22 %. A 0,5, ill. 1 V% száladagolás közel azonos eredményre vezetett. A nyírási vasalást egyáltalán nem tartalmazó elemek törési vizsgálatokkor a szálak segítségével elkerülhető volt a nyírási jellegű tönkremenetel.

### 3.4. Tervezés-modellezés

A szálerősítésű betonok viselkedését leíró mechanikai modellek kidolgozása jóval lemaradt az alkalmazások mögött. Kezdetben a modellek felépítése során külön paraméterként igyekeztek figyelembe venni a szálak irányítottságát, térfogategységre jutó mennyiségét és lehorgonyozóképességét.

Az újabb modellek *inkább hajlító vagy húzó* kísérletekkel kapott  $\sigma$ - $\epsilon$  diagrammok közvetlen felhasználását célozzák, amelyek magukban hordozzák fenti paraméterek hatását. Mindezek kihasználják a szálerősítésű beton azon kedvező tulajdonságát, hogy a húzószilárdság elérése után ugyan leesik a feszültség, de egy közel állandó érték továbbra is figyelembe vehető. A keresztmetszet vagy annak egy része tehát *berepedés után is* alkalmas így húzóerő fölvételére (Hannant, 1978; Dulácska, 1994) (13. ábra).



**13. ábra.** Feszültségek megoszlása a szálerősítésű betonból készült, berepedt vasbetonkeresztmetszet számításához (RILEM TC 162 Draft - jelenlegi tervezet)

A tervezési javaslatok és számítási módszerek kidolgozói (DIN, 1991; Concrete Society, 1994; Dulácska, 1994; Bekaert, 1995) általában a szálerősítés nélküli betonra érvényben lévő előírások módosításával szándékoznak figyelembe venni a szálak hatását. Általánosan elfogadott elvnek tekinthető például, hogy a nyírási teherbírás számításánál a

---

szálak hatását egy additív taggal vegyük figyelembe. Tervezési előírás kidolgozásán jelenleg a RILEM Technical Committee 162 "Testing and Design of Steel Fiber Reinforced Concrete = Acélszálerősítésű beton vizsgálata és tervezése" munkabizottság dolgozik.

### 3.5. Miért keverjük szálakat a betonba?

Ebben a fejezetben a fentiek alapján rövid összefoglalást szeretnénk nyújtani arról, hogy a szálak milyen módon változtatják meg a beton viselkedését. A változás mértéke jelentősen függ az alkalmazott szál típusától, alakjától, felületi kialakításától és a száltartalomtól.

#### 3.5.1 A szálerősítés előnyei

##### *Közvetlen hatás:*

- Nő a beton szívóssága (energiaelnyelő képessége), egyúttal
- nő a beton duktilitása és
- törési összenyomódása, ill. szakadó nyúlása.
- Berepedés után a beton húzószilárdsága nem esik le zérusra.
- Nő a beton fáradási szilárdsága és a lökésszerű teherrel szembeni ellenállása.
- Csökken az előfeszített tartók feszítőbetéteinek erőátadódási hossza és tartóvégi behúzódnása.
- Jobban szétosztja a repedéseket, mint a hagyományos vasalás.
- Csökken a berepedt keresztmetszeten átfolyó víz mennyisége.
- Csökken a frissbeton repedésérzékenysége (csak műanyagszálak alkalmazása esetén).
- Nő az elem tűzállósága (csak műanyagszálak alkalmazása esetén).
- Javul az elem tartóssága.
- Javul a kopásállóság.

##### *Közvetett hatás:*

- A hagyományos (nem feszített) vasalás egyes esetenként részlegesen vagy teljesen helyettesíthető szálakkal.
- Rövidebb az építési idő (vasszerelés helyett csak a szálak bekeverését igényli).
- Vékony előregyártott elemek is készíthetők.
- Segíti az innovációt.

#### 3.5.2 A szálerősítés hátrányai

- A szálak merevebbé teszik a frissbetonkeveréket, s így romlik a bedolgozhatóság  
Megoldás: folyósító, esetleg képlékenyítőszer alkalmazásával ez a hátrány kiküszöbölhető.
- A szálak növelik a porozitást (a légzárványtartalmat), ami magával hozhatja megszilárdult beton rugalmassági modulusának csökkenését és így a lehajlások növekedését.
  - Megoldás: a betonösszetétel megfelelő megválasztása, valamint kellő időtartamú (és frekvenciájú) vibrálás alkalmazása.

---

### 3.6. Alkalmazási területek

Az alábbi felsorolás a fő alkalmazási területeket ismerteti. Az alkalmazások természetszerűleg közvetlen összefüggésben állnak a szálerősítés kedvező hatásaival.

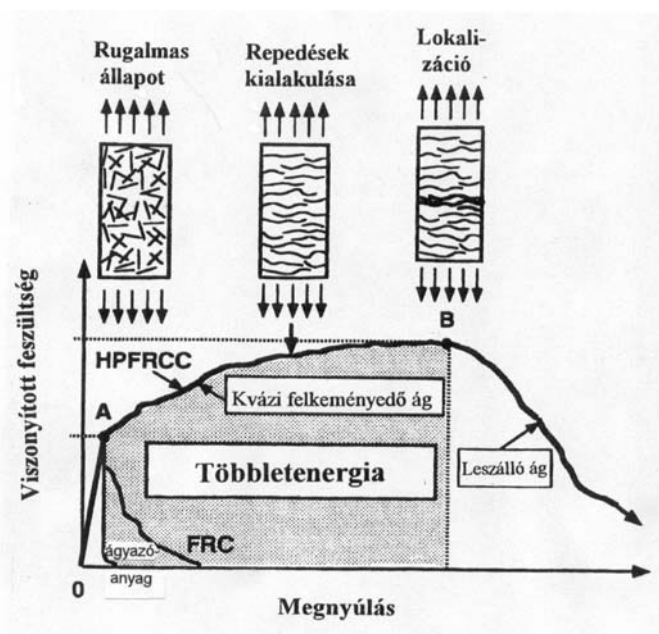
- betonpadozatok
- alagútelemek
- lövellt beton (= löttbeton), közetmegerősítés, bányabiztosítás, műtárgy rehabilitáció
- csövek
- útépítés, kifutópályák
- homlokzati panelek
- vékony előregyártott elemek
- további szerkezeti alkalmazások
- javítások
- páncélszekrények és páncéltermek.

### 4. A szálerősítésű betonok jövője

Sajnos e cikk írói sincsenek jövőbe látó képességgel megáldva. A jelenlegi irányzatok alapján azonban előrevetíthető, hogy az elkövetkezendő években hazánkban mind az acél, mind pedig az egyéb szálak felhasználása nőni fog.

A szálak alkalmazási körének bővítése rajtunk is múlik. Meg tudjuk-e találni azokat a további területeket, ahol a szálak kedvező tulajdonságait kihasználva, további műszaki, ill. építéstechnológiai előnyökhöz juthatunk, miközben rövid vagy hosszútávú gazdasági előnyökre is szert tehetünk. A vizsgálatok az anyagjellemzők lezárása után elsősorban további alkalmazások keresésére és a tervezés-modellezés kérdéseinek tisztázására fognak irányulni. Új típusú és új mechanikai jellemzőjű szálak új utakat nyithatnak.

A jövőbeni fejlesztések egyik speciális területe a bevezetőben említett, nagy teljesítőképességű betonok közül azok, amelyek szálakat tartalmaznak (pl. SIFCON, SIMCON, PRC), s ilyen jellegű vizsgálatok, ill. alkalmazások hazánkban még nem kezdődtek el. Ezen nagy teljesítőképességű betonok szilárdsága elérheti a  $800 \text{ N/mm}^2$ -t, valamint energiaelnyelő képességük elérheti a szál nélküli betonokénak az 1000-szeresét is. Ezt az biztosítja, hogy a nagy térfogatarányban adagolt szál képes szétszítani a betonban jelentkező repedéseket, ami lehetővé teszi a felkeményedő viselkedés kialakulását (*14. ábra*; Naaman, 1996).



14. ábra. Nagy teljesítőképességű beton tipikus  $\sigma$ - $\varepsilon$  diagramja (Naaman, 1996)

## 5. Megállapítások

A szálerősítésű beton alkalmazása hazánkban az elmúlt évtizedben óriásit fejlődött. A fejlődés megmutatkozott egyidejűleg a száltípusok, a betontechnológia és a különféle alkalmazások területén. Jelen cikkben a 0,1-2,0 V% száltartalmú, elsősorban acélszálas betonokkal foglalkoztunk. A szálak anyaga főként acél, műanyag, üveg vagy szén. A kísérletek igazolták, hogy a szálak hatására nő a beton szívóssága (energiaelnyelő képessége), törési összenyomódása, szakadó nyúlása, fáradási szilárdsága, üttöterherrel szembeni ellenállása, repedésáthidaló és vízzáró képessége, ill. műszálak esetén csökken a frissbeton repedésérzékenysége. Acélszálak alkalmazása esetén a szerkezeti elemek nyírási teherbírása nő, és előfeszített tartó feszítőbetéteinek erőátadódási hossza, valamint behúzódása csökken. Műanyagszálak alkalmazása esetén nő az elem tűzállósága. Mindezek elősegíthetik a tartósság növelését, az építési idő lerövidítését és esetenként a hagyományos vasalás helyettesítését. A felsorolt jellemzők mértéke jelentősen függ a szál típusától és a száltartalomtól.

A szálerősítésű betonok fő alkalmazási területei jelenleg: betonpadozatok, közetmegerősítés, bányabiztosítás, alagútelelemek, csövek, térburkolatok, homlokzati panelek, vékony előregyártott elemek, javítások, páncélszekrények és páncéltermek. A szálak alkalmazásában további fejlődés várható.

A szálak kedvező hatásukat azáltal fejtik ki, hogy a betonban - mint ágyazóanyagban - ébredő belső repedések tovaterjedését korlátozzák, a repedéseket szétosztják.

Mint látható, a szálerősítésű betonoknak sok kedvező tulajdonsága van, de nem tekinthetők csodaszernek minden felvetődő kérdésre. A szálak kedvező tulajdonságai *csak megfelelő bedolgozással és utókezeléssel* érvényesülnek, egyébként a porozitás (légzárványosság) növekedésére és a szilárdság csökkenésére kell számítanunk.

---

## 6. Jelölések

$a$	lehajlás	mm
$A_S$	a hagyományos (nem feszített) húzott vasalás keresztmetszeti területe	$\text{mm}^2$
$A_S'$	a hagyományos (nem feszített) nyomott vasalás keresztmetszeti területe	mm
$d_{\max}$	az adalékanyag legnagyobb szemnagysága	mm
$f_{sp,m}$	Hasító-húzószilárdság átlagértéke	$\text{N/mm}^2$
$F$	erő	N, kN
$F_r$	repsztoerő	N, kN
$F_u$	törőerő	N, kN
$I$	szívóssági index	-
$\lambda$	a szál hossza	mm
$\lambda/\varnothing$	szálkarcsúság	-
$\lambda_{ef}$	támaszköz	mm, m
$M$	hajlítónyomaték	kNm
$M_r$	repsztoónyomaték	kNm
$N_c$	nyomóerő a betonban	N, kN
$N_s$	nyomóerő a betonban	N, kN
$N_t$	húzóerő a betonban	N, kN
$\varepsilon$	fajlagos alakváltozás	%
$\Theta$	a szál tengelye és a húzóerő által bezárt szög	-
$\sigma$	feszültség	$\text{N/mm}^2$

### Könyvészet

- 1] ACI: *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, ACI SP-105, Detroit, Michigan, 1987.
- 2] BALAGURU, P.N.–SHAH, S.P.: *Fiber-Reinforced Cement Composites*, McGraw-Hill Inc., pp. 531, 1992.
- 3] BALÁZS L.Gy.–ERDÉLYI L.: *A beton szívósságának növelése acélszálakkal*, Tanulmány, BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, 1996.
- 4] BALÁZS, Gy.L.–ERDÉLYI, L.–KOVÁCS, I.: *Fiber Reinforced Prestressed Concrete*, Proceedings, FIP Symposium Johannesburg 9-12. March 1997, pp. 223-232.

- 
- 5] BALÁZS, Gy.L.–ERDÉLYI, L.–KOVÁCS, I.: *Flexural behaviour of RC and PC beams with steel fibers*, Proceedings, HPFRCC3 Workshop 16-19. May 1999, (accepted for publication).
- 6] BALÁZS, Gy.L.–KOVÁCS, I.: *Shear Strength of Fiber Reinforced Concrete Beams*, Proceedings, Symposium organized for the 65th birthday of Prof. G. Mehlhorn "Materialmodelle und Methoden zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen" (eds. F. Blaschke, G. Günther, J. Kollegger), 30. Sept. 1997, ISBN 3-88122-903-5, pp. 10-17.
- 7] BÁLINT J.: *Szálerősítésű betonok és mikrobetonok a technológus szemével*, Konferencia kiadvány, "Szálerősítésű betonok", 1999. márc. 4-5.
- 8] BATSON, G.–JENKINS, E.–SPATNEY, R.: *Flexural Fatigue Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams*, ACI Journal, Vol.69, No.11, 1972, pp. 673-677, 1972
- 9] BEKAERT: *DRAMIX Guideline*, 1995.
- 10] Concrete Society: *Concrete Industrial Ground Floors - A Guide to their Design and Construction*, Technical Report, No.34, pp. 170, 1994
- 11] CRAIG, R.J.–PARR, J.A.–GERMAIN, E.–MOSQUERA, V.–KAMILARES, S.: *Fiber Reinforced Beams in Torsion*, ACI Journal / November-December, 1986, pp.934-942, 1986.
- 12] DIN: *DIN Merkblatt - Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton*, 1991
- 13] DOMBI J.: *Acélszál-erősítésű nagyátmérőjű SIOME betoncsövek teherbírása*, Tudományos Közlemények No.50, SZIKKTI, Budapest, 1977.
- 14] DOMBI J.: *Acélszál alkalmazása a Siome betoncső gyártásában*, Közlekedésépítés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 1993/8, pp.307-313, 1993.
- 15] DULÁCSKA E.: *Az acélszál-erősítésű betonszerkezetek méretezési kérdései*, Közlekedésépítés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 1993/8, pp.263-274, 1996.
- 16] Erdélyi A.: *The toughness of steel fibre reinforced concretes*, Periodica Polytechnica Ser. Civil Eng., Vol.37 No. 4, pp.329-344., 1993.
- 17] ERDÉLYI A.: *Acélrost erősítésű betonok*, Beton, II. évf. 3. sz., pp. 4-13, 1994.
- 18] ERDÉLYI A.: *Acélszálerősítésű beton (rostbeton, acelhajbeton)*, Beton, III. évf. 4. sz., pp.1-6., 1995.
- 19] ERDÉLYI A.: *Acélszál erősítésű beton szívósságának értékelése törésmechanikai módszerekkel*, Tanulmány, BME Építőanyagok Tanszék, OTKA 016 683 sz. Jelentés, 1997.
- 20] ERDÉLYI A.: *Acélszál-erősítésű gerendák hajlítási szívóssága*, Konferencia kiadvány, "Szálerősítésű betonok", 1999. márc. 4-5.
- 21] ERDÉLYI, L.–BALÁZS, G.L.: *Transfer of prestressing force in fiber reinforced concrete*, Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng., Vol.1, No.2, pp.71-83, 1997.
- 22] FALKNER, H.: *Innovatives Bauen*, Betonwerk+Vertigteil-Technik Nr.4/1998, pp.42-51.
- 23] FALKNER, H.–KUBAT, B.–Droesen, S.: *Durchstanzversuche an Platten aus Stahlfaserbeton*, Bautechnik, 71, Helf 8., pp 460-467, 1994.
-

- 
- 24] GOLDFEIN, S.: *Fibrous Reinforcement for Portland Cement*, Modern Plastics, Vol.42, 8/1965, pp. 156-160, 1965.
- 25] GOPALARATNAM, V.S. et al.: *Fracture Toughness of Fiber Reinforced Concrete*, ACI Materials Journal, Vol.88., No.4, pp.339-353, 1991.
- 26] GRAHLKE, C.–EBBERT, J.: *Stahlfaserbeton als Baustoff für dichte Bauteile*, Beton , 10/94, pp.594-597.
- 27] HANECKA, S.–KRIZMA, M.–RAVINGER, J.–SHAWKAT, S.: *Contribution to Limit State of the Second Group of Beam Subjected to Moving Load*, Proceedings, 1-st Slovakian Conf. on Concrete Structures, Bratislava, Sept. 1994, pp.275-279.
- 28] HANNANT, D.J.: *Fiber Cements and Fiber Concretes*, Wiley, Chicester, pp. 219, 1978.
- 29] HANNANT, D.J.: *Ten Year Flexural Durability Tests on Cement Sheets Reinforced with Fibrillated Polypropylene Networks*, Fiber Reinforced Cements and Concretes-Recent Developments, Elsevier, pp. 572-563, 1989.
- 30] KAUSAY T.: *Acélhuzal-szálerősítésű betonok tulajdonságai és teherbírása*, Építőanyag, 1994/6, pp.166-173.
- 31] KAUSAY T.: *Száltípusok a beton erősítésére*, Beton, 10/1994, pp.9-11.
- 32] KISS R.: *A beton erősítésére használt természetes és mesterséges szálak*, Közlekedésepítés- és Mélyépítéstudományi Szemle, 11/1991, pp.421-424.
- 33] KOVÁCS I.–ERDÉLYI L.–BALÁZS L.Gy.: *Vasbeton gerendák törési viselkedése acélszálak alkalmazása esetén*, Proceedings, Prof. Bölcskei Elemér 80. születésnapjára, (Eds: Tassi G., Kovács, T.) ISBN 963 420 538 0, Nov. 1997, Budapest, pp. 119-130.
- 34] MANGAT, P.S.–MOLLOY, B.T.–GURUSAMY, K.: *Marine Durability of Steel Fiber Reinforced Concrete of High Water/Cement Ratio*, Fiber Reinforced Cements and Concretes-Recent Developments, Elsevier, pp.553-562. 1989.
- 35] NAAMAN, A.E.: *Characterisation of high performance fiber reinforced cement composites — HPFRCC*, Proceedings of the 2nd Int. RILEM/ACI Workshop, Ann Arbor USA, June 11-14, 1995, (eds. Naaman and Reinhardt), E & FN Spon London, pp.1-24, 1996.
- 36] NAAMAN, A.E.–GOPALARATNAM, V.S.: *Impact Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete in Bending*, International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol.5, No.4, pp. 225-233, 1983.
- 37] NAAMAN, A.E.–NAJM, H.: *Bond-Slip Mechanism of Steel Fibers in Concrete*, ACI Materials Journal/March-April 1991, pp. 135-145.
- 38] NAAMAN, A.E.–PARAMASIVAM, P.–BALÁZS, L. Gy. et al.: *Reinforced and prestressed concrete using HPFRCC matrices*, Proceedings of the 2nd Int. RILEM/ACI Workshop, Ann Arbor USA, June 11-14, 1995, (eds. Naaman and Reinhardt), E & FN Spon London, pp.291-347, 1996.
- 39] NAAMAN, A.E.–REINHARD, H.W.: *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, Proceedings of the 2nd Int. RILEM/ACI Workshop, Ann Arbor USA, June 11-14, 1995, (eds. Naaman and Reinhardt), E & FN Spon London, pp. 506, 1996.
-



- 
- 40] PALOTÁS L.–BALÁZS Gy.: *Mérnöki szerkezetek anyagtana 3.*, Akadémiai Kiadó, XIII. fejezet, pp.771-848, 1980.
- 41] REINHARDT, H.W.–NAAMAN, A.E.: *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, Proceedings of the 1st Int. RILEM/ACI Workshop, Mainz, June 23-26, 1991, Chapman & Hall, London, pp. 565, 1992.
- 42] ROMUALDI, J.P.–BATSON, G.B.: *Behavior of Reinforced Concrete Beams with Closely Spaced Reinforcement*, ACI Journal, June/1963, pp.775-790, 1963.
- 43] ROMUALDI, J.P.–MANDEL, J.: *Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed Short Lengths of Wire Reinforcement*, ACI Journal, June/1964, pp.657-671, 1964.
- 45] SEBŐK F.: *A szálerősítés hatása a vasbetonban*, Mélyépítéstudományi Szemle, 4/1983.
- 46] SZABÓ I.: *Acélhajbeton*, Műszaki Könykiadó, Budapest, pp. 168, 1976.
- 47] WAFA, F.F.–HASNAT, A.–TARABOLSI, O.F.: *Presstressed Fiber Reinforcement Concrete Beams Subjected to Torsion*, ACI Structural Journal / May-June, 1992, pp.272-283.
- 48] WALRAVEN, J.C.–PAT, M.G.M.–MARKOV, I.: *Die Durchstanztragfähigkeit von faserverstärkten Stahlbetonplatten*, Betonwerk+Fertigteil-Technik, Heft 2&1987, pp.108-113.
- 49] WINTERBERG, R.: *Dichte Betonkonstruktionen bei Zugabe von Stahlfasern*, Fachtagung, "Planen und Bauen mit Zeitgemäßen Baustoffen", Wismar, 1997.

---

## **A barokk építészetről. A barokk és előzményei Kolozsváron. Barokk polgári házak**

Dr. Bucur Horváth Ildikó, egyetemi tanár  
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar,  
Vasbeton- és Acélszerkezetek Tanszék

### **1. Tartalom**

Kolozsvár történeti központjának kialakulása a XI. és XVI. századra tehető. Tulajdonképpen úgy is tekinthető, mint a barokk előzményei Kolozsvárott. A barokk építészetéről a diákoknak tartott rövid bevezetőt séta követte: 45 diákkal megsejmelítük Kolozsvár nevezetes épületeinek jó részét. A séta az óvárból indult, a főtéren folytatódott. Következett a Deák Ferenc utca, a Király utca, a Farkas utca, majd a Petőfi és Egyetem utca. A séta utolsó céljainak egyike, a Gilovics-ház megtekintése szinte értelmetlen volt, 2001 nyarán az amúgy is rossz állapotban levő műemlékház szinte teljesen leégett.

### **2. A barokról általában**

Érdekes, hogy az annyit vitatott barokk érdemeit éppen a látszólag ellenpóluson található modern kor embere igyekszik felszínre hozni. A barokk művészet megjelenésekor (1600 körül) elsősorban a templomépítéssel kapcsolatos, és az ellenreformáció eszköze. Másfelől, a változatosság, a folyamatokat szervező mozgás igénye jelentkezik a XVII. századi tudományban feltáruló világnak. Kepler és Galilei, Descartes és Spinoza, Leibnitz és Newton kora ez. A barokkban visszatér az egység elve. Akárcsak a gótikában, a barokkban a részek ismét nem különülnek el egymástól, együtt élnek, anélkül azonban, hogy a szerkezet elsőbbsége érvényesülne. Az uralkodó dekoratív elv fűz egységbe térszervezési, szerkezeti, szobrászati és festészeti elemeket, mégpedig kitűnő, hierarchikus rendet tükröző szervezethez. A barokk építész a hatáskeltés művésze. Hullámváz, mozgalmassal formákkal, perspektívával és fénnel kelt illúziót. De a látszólag spontánul felrajzolt lendületes forma mindig szigorú geometriai és statikai szerkesztésen alapul. Innen az ellentmondás, innen a nagyszerűség.

Kolozsvár tele van szebbnél szebb barokk templomokkal ( Ferencesek temploma, piarista-templom, Szentpéter-templom, unitárius templom, Minorita-templom stb.).

A már említett templomépítészetén kívül a barokk jellegzetes termékei a paloták. Az arisztokrácia és nagypolgárság palotái és kis palotái. A barokk palotaépítészetnek Kolozsváron igen értékes gyöngyszemei maradtak fenn. Hogy csak néhányat említsek: Bánffy-palota, Teleki-palota, Toldalagi-Korda palota. Sajátosságuk, hogy gyakran városba átültetett vidéki kastélyokhoz hasonlóak.

A harmadik barokk épületfajtát Kolozsváron a középosztály és a kispolgárok lakóházai képezték. Sajnos, ezekből igen kevés maradt fenn. Egyikük: a Gilovics-ház. Erről (is) szól a további történet.

---

### 3. Kísérlet egy műemlék-épület megmentésére

#### 3.1. Bevezető

Már-már legenda számba megy a kolozsvári „csendes Petőfi utca” 23. sz. alatti omladozó épület, az erdélyi késő barokk polgári építkezés egyik jellegzetes terméke. Hogyan került oda? A magas tetőből az épület közepén kiemelkedő kéttáblakos emeleti traktus, valamint a szegmentíves és szemöldökköves késő barokk kapu az épület legszembetűnőbb külső jelei.

A 18. század végéig a város csupán a vízárkokkal körülvett várfalakon belüli területre szorítkozott. Mária Terézia idejére a céhek bástyaival tűzdelt várfal elveszítette hadászati-védelmi jelentőségét. A hadsereg a Fellegvárba vonult vissza, a város visszanyerte jogát a falakon kívüli területekre. Így kerülhetett sor arra, hogy a középkori várfal tövében 1798-ban, a Házsongárdi temető aljának rendezésekor, a Vargák- és a Szabók-tornya közötti szakaszon széles utcát nyitottak. Régi nevén: Torda vagy Só út, később Külső-Torda utca. Akkortájt épül az utca északi során a kiszikkasztott és feltöltött várárookra a ma Gilovics-ház néven (másik, tudósok szerint megalapozatlan legendás elnevezése: „a hóhér háza”) emlegetett épület. Ennek édestestvére volt az utca nyugati végével szembeni Mátéfi-, utóbb Ürmössy-ház, melyet 1938-ban bontottak le. Helyén ma háromemeletes bérház magasodik. A műemléknek nyilvánított Gilovics-ház viszont ma még áll. A Gilovics név ma is felfedezhető a roskadozó épület bejárata fölött a kádármesterség jelképe, a hordó társaságában. Gilovics József kádármester családja lakta a házat a század elején [1, 2, 3].

A Petőfi utca szabályozása és az utca szintjének sorozatos feltöltése vezethetett oda, hogy ma a Gilovics-ház úgy tűnik, mintha a földbe süppedt volna. A házat már 1977-től kezdődően a városvezetés le akarta bontatni. Mindeztidáig az épületet műemlék jellege, vagy talán még inkább bonyolult tulajdonjogi helyzete mentette meg a lebontástól. Ugyanakkor ez utóbbi gördíthet komoly akadályokat a megmentésére tett kísérletek elé is. Komoly és határozott lépésekre van szükség a helyhatóság részéről, hogy a ma roma családok által megszállt romos épület rehabilitációjára sor kerülhessen.

A ház megmentéséért folyó küzdelem egyik szakasza a ház technikai állapotának tanulmányozása és felmérése volt 1999 januárjában. Ebből következően, menteni ami még menthető, javaslatok születtek az épület rehabilitációjára. Ennek a folyamatnak részesei a szerzők.

#### 3.2. Az épület technikai állapotának meghatározása. A módszer rövid bemutatása

Az épület technikai állapotának meghatározásában, valamint a rehabilitációs döntés meghozatalában nagy szerepet kapott az előzőleg kidolgozott általános, az épületek tudományosan megalapozott diagnosztizálását célzó módszer [4]. Ugyanakkor alkalom nyílt a már kidolgozott módszer ellenőrzésére illetve kiegészítésére.

Az épületek technikai állapotának meghatározását célzó módszer elméleti kutatásokra és épületek felmérésében nyert széleskörű tapasztalatra támaszkodik [4]. Bizonyos kodifikációk és kváziempirikus képletek alapján lehetővé teszi az épület, illetve az épületrészek technikai állapotának számszerű meghatározását, és az ennek megfelelő rehabilitációs döntés meghozatalát.

Alapjában véve minőségi mutatókat ( $C_i$ ) állapít meg, amelyek a minőséget jellemző paraméternek az eredeti és a vizsgálat pillanatában észlelt állapota közötti különbséget fejezik ki.

$$C_i = 10 - D_i, \quad (1)$$

ahol  $I_0$  az elméletileg tökéletes eredeti technikai állapotot jelenti,  $D_i$  pedig az egy bizonyos paraméterre vonatkozó hibapontot.

A vizsgálatkor megállapított hibáknak megfelelő „büntetőpontok” megállapítására katalógus szolgál (a szóban forgó esetre l. az 1. táblázat), amely – az illető épület-, illetve szerkezet-típusra vonatkoztatva – a leggyakrabban előforduló hibákat tartalmazza és azokat pontozza, mégpedig épületrészenként (alrendszerenként).

Az épülettípus (rendszer), amelyhez a vizsgált műemléképület is tartozik, egy- vagy legfeljebb háromszintes téglából vagy kőből falazott lakóépület. Összetevő alrendszerei:

- alapzat (kőből, betonból),
- függőleges tartószerkezet (falak, pillérek téglából vagy kőből falazva),
- vízszintes tartószerkezet (beton vagy fafödémek, faragott kőből, téglából, avagy kőből illetve téglából és vasból szerkesztett födémek, falazott boltozatok stb.),
- a biztonság szempontjából másodlagos épületelemek (fedél, válaszfalak stb.).

1. táblázat

	A hiba megnevezése	Alapzat	Függő-le- ges tartó- szerkezet	Vízszin- tes tartó szerkezet	Másod- lagos épület- elemek	Ajánlott beavatkozás
1.	Talajrozkadás, az alapzat süllyedése	6–8	–	–	–	Talajvizsgálat, konszolidáció
15.	Lehullott vakolat külső falaknál, morzsalódó, törékeny falfelülettel, melyeknél a keresztmet- szet-csökkenés a falvastagsághoz mérten < 10 % > 10%	– –	3–4 4–8	– –	– –	Részleges vagy általános konszolidáció a rongálódá- sok kiterjedésének függvényében
19.	Vízszintes összekötő ele- mek (koszorúgerendák, vonórudak stb.) hiányából fakadó repedések az alapzatban és a falazatban – helyenként – általánosan	3–4 4–8	2–3 3–6	– –	– –	Részleges vagy általános konszolidáció a repedések kiterjedésének függvé- nyében
49.	Falazott boltozatok repe- dése a támaszok meg- roggyanása következtében	–	4–8	4–8	–	Részleges vagy általános konszolidáció a hiba és a kiváltó ok súlyosságának függvényében
55.	A válaszfalak nagyfokú repedése vagy kihajlása	–	–	–	6–8	Bontás, szükség szerint újjaépítés
70.	A fedélszék elemeinek károsodása – helyenként – általánosan	– –	– –	– –	2–4 4–8	Helyi javítások, illetve a tetőszerkezet kicserélése
79.	Az épület rendeltetésének hivatalos engedély nélküli módosítása	8	8	8	–	Szakvéleményezés

Megj.: 7-nél nagyobb hibapont esetén azonnali intézkedni kell: az épületet teljesen vagy részben kiüríteni, megfelelő védőintézkedéseket fogantatosítani.

Valamely összetevő alrendszer technikai állapotát az

$$I_{\text{tá}} = k \sum_{i=1}^{10} C_i \quad (2)$$

összefüggés fejezi ki, ahol  $k$  együttható az épület korával kapcsolatos korrekciót vezeti be.

A szóban forgó falazott szerkezetű házak esetében a következő  $k$  értékeket javasoljuk (2. táblázat):

2. táblázat

Az épület használatba vétele óta eltelt idő							
	0–10	10–30	30–50	50–70	70–90	90–100	>100
	1,00	1,00–0,98	0,98–0,93	0,93–0,85	0,85–0,70	0,70–0,60	0,50

Az adott épület (rendszer) technikai állapotát a globális minőségi mutató fejezi ki, amely az összetevő alrendszerek technikai állapotának mérlegelt summája:

ahol  $I_{\text{tá}}$  az egyes alrendszerek technikai állapotának mutatója,  $S_j$  az egyes alrendszereknek az általános technikai állapotra való befolyását kifejező mérlegelési együttható,  $m$  pedig az alrendszerek száma.

Az általános technikai állapotot jellemző  $I_{\text{tá}}$  ismeretében – amely vonatkozhat az épület egészére, vagy különböző időben emelt épületrészekre – a vizsgált szerkezet az alábbi négy osztályba sorolható (3. táblázat):

3. táblázat

A technikai állapot osztálya	Globális minőségi mutató	A technikai állapotra vonatkozó általános észrevételek	A szükséges beavatkozás
I.	80–100	Jó állapot; jelentéktelen, kis kiterjedésű hibák	A károsodásnak megfelelő helyi javítások; konzerválás
II.	65–80	Elégséges állapot; jelentős kiterjedésű hibák, amelyek azonban nem befolyásolják döntő módon a szerkezetet	Általános javítás, egyes elemek esetleges megerősítése
III.	50–65	Elégtelen állapot; az egész szerkezetet átfogó hibák	Részleges vagy általános erősítés, esetleg részleges bontás
IV.	< 50	Rossz állapot; nincsenek biztosítva a minimális Funkcionalitás feltételei	Általános erősítés; részleges vagy teljes bontás

### 3.3. A vizsgált műemlék-épület leírása

A felújításra váró épület, amint azt már a bevezetőben említettük, a régi Kolozsvár középkori falának a tövében található. Utolsó példánya egy igen érdekes, a XVIII. végén, valamint a XIX. sz. elején Kolozsváron épült polgárház-típusnak. Ezeknek egy része a város millenneumot megelőző építkezései nyomán tűnt el, másik része a két világháború közötti építkezések áldozatául esett {[1], [2]}. Ha a megelőző korok városmegújító, sok esetben bizonyára szükséges törekvéseit el is tudjuk fogadni, annál inkább felértékelődnek az itt-ott fennmaradt jellegzetes épületek, az eltűnt korok nyomkövei.

Köztudott, hogy Kolozsvár igen gazdag gótikus, reneszánsz és főleg barokk hagyatékban. A kolozsvári barokk épületek három kategóriába sorolhatók: az arisztokrácia és a nagypolgárság palotái és kispalotái (amelyek Kelemen Lajos véleménye szerint olyanok, „mintha valami titokzatos, hatalmas erő valamelyik falusi kastélyt telepítette volna át bennük ide, a polgári házak sorába”), a katolikus ellenreformáció templomai és az unitárius templom, valamint a kis- és középpolgárság lakóházai. Ez utóbbiakkal foglalkozunk közelebbről. Mint már említettük, számos ilyen típusú, XVII–XVIII. sz.-i épületet romboltak le városfejlesztés címe alatt. Mégis, néhány közülük megmaradt. Ezek közé tartozik Újhelyi Gábor ötvösmester

---

1724-ben épített egyemeletes háza a Király (ma Brătianu) és Minorita (Minoriților) utca sarkán [1], díszes párkányos földszinti ablakaival és a szemöldökpárkányokat ékesítő kehelyjelvényeivel. A homlokzat eredeti szépségét 1920-as restaurálása hozta felszínre (1. és 2. ábra). Ma ez az épület a néhai kincses Kolozsvár egyetlen jelvényes aranyműves háza.



**1. ábra.** Kolozsvár, az aranyműves háza (tusráajz)



**2. ábra** Kolozsvár, az aranyműves háza napjainkban –  
– részlet a faragott ötvösjelellyel (fotó)

– részlet a faragott ötvösjelellyel (fotó)

A késő barokk polgári építészetben gyakran találkozunk a tető vonalát megtörő, a padlástérből kiemelkedő építménnyel, legyen ez kis óratorony, vagy a homlokzatot mozgalmassá tevő egy vagy két tengelyes manzárdszoba. Ez utóbbi stílusjegyet a szakirodalom Leder József építőmester tevékenységéhez köti [2]. Ékes példája az Unió (Memorandiștilor) utca 22. számú emeletes háza (3. ábra).



**3. ábra.** Kolozsvár, Unió utca 22. sz.

Ezt a stílusjegyet fedezzük fel a már említett hajdani Mátéfi-házon is {[1],[2]}. Szemöldökköves, szegmentíves kapuja felett ennek is kéttengelyes manzárdszobája volt, ablakai egyenes záródásúak, vakolatkeretesek és füles kiképzésűek voltak, tengelyközeit páros lizénacsíkok hangsúlyozták (4. ábra).

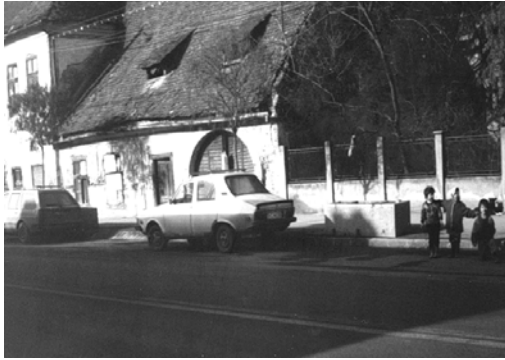


**4. ábra.** Kolozsvár, Mátéfi-ház

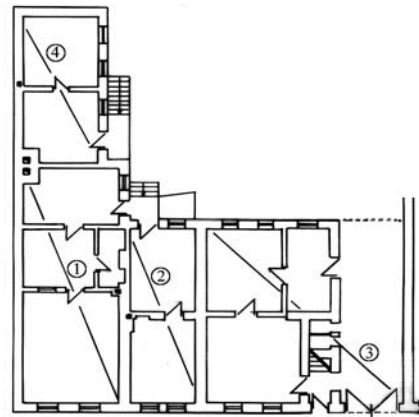
Számunkra azért rendkívül fontos ennek a már nem létező háznak a leírása a szakirodalomban, mert a minket foglalkoztató Gilovics-ház ennek édestestvére. Másfelől pedig ez utóbbi oly rossz állapotban van, hogy csakis régebbi leírásokra alapozva és a Mátéfi-házzal való rokonítás alapján lehet sikeresen restaurálni.

A tanulmány tárgyát képező Gilovics-háznak ugyancsak kéttengelyes padlásszobája van, ablakai szintén egyenes záródásúak, de a hajdani könyöklő és szemöldökpárkányoknak [2] manapság már alig akad nyomuk. Minden valószínűség szerint a vakolattal együtt hullottak le a tengelyeket elválasztó falcsíkok díszei is. Az épületnek széles ereszpárkánya van, lábazati párkánya valahol a járdaburkolat alatt van betemetve (5. és 6. ábrák).





5. ábra A Gilovics-ház homlokzata, részlet a szegmentíves kapuval. Jelenlegi állapot



6. ábra. Fénykép a Gilovics-házról 1977-ből. A ház alaprajza

#### 3.4. Az épület jelenlegi állapota

Jelenleg a ház elhagyatott, félig romos, egy részében hajléktalan cigány családok húzódtak meg, akik egészségüket és életük biztonságát tekintve leírhatatlan körülmények között élnek. A helyzet sürgős beavatkozást igényel mind technikai, mind szociális szempontból.

Ami az épület építészeti jellegzetességeit illeti, térbeosztása, homlokzatának arculata, szerkezeti elemei mind-mind a barokk építkezési mód jegyeit viselik. A már említett homlokzati stílusjegyeken kívül feltétlenül említést érdemel a manzárd két oldalán emelkedő, kibúváablakos magas tető, a bejárat nagykapu faragott oszlopokra támaszkodó szegmentíves boltozata. Az 1-es és 2-es szárnyat téglából boltozott tipikus barokk süvegkupolák fedték, illetve fedik. A két emeleti szoba mennyezete stukkókkal díszített.

A ház több részből áll, mindegyik a saját, jellegzetes szerkezetével és technikai állapotával. A különböző épületrészek felépítését vizsgálva valószínűnek tűnik, hogy a ház nem egyhuzamban épült, de mindenképpen ugyanabban a korban és stílusban.

A ház pincéit téglából falazott boltozatok fedik. Az alagsor falai kőből épültek. A földszint tartófalai javarészt kőből, valamint téglából készültek 55÷75 cm vastagságban. A földszintet különböző szerkezetű födémek borítják. Az 1-es szárnyban, az eredeti téglaboltozatok 80%-ban tönkrementek, az utóbbi év során itt a tető is beszakadt. A 2-es (emeletes) épületrész boltozatai kielégítő állapotban vannak. Ugyanúgy az emelet feletti födém. A 3-as épületrész bejárat rész és a kamra felett a födém eltűnt, a szoba és konyha feletti fafödém meg van rongálódva. Az udvar felőli tartófal erősen meg van dőlve. A 4-es szárnyban az eredeti fafödém gyakorlatilag nem létezik.



---

Az 1-es, 3-as és 4-es épületrészek vizsgálata kimutatta, hogy technikai állapotuk rossz (IV. o.). Mi több, a javasolt döntés lebontásuk, illetve részleges lebontásuk. Ami az emeletes 2-es szárnyat illeti: egyrészt, szerkezeti szempontból ez a legértékesebb része az épületnek, másrészt pedig technikai állapota az elégségesnek ítélt szinten mozgott 1999 januárjában. Az azóta bekövetkezett újabb rongálódások miatt minden valószínűség szerint szerkezeti konszolidációt és általános felújítást igényel.

### 3.5. Következtetések

5.1. Tekintettel történeti és építészeti értékére, a várfal alatti elhelyezésére, teljesen egyéni varázsára, a Gilovics-házat rehabilitálni kell.

5.2. Számba véve az épület egészének és egyes részeinek technikai állapotát, a potenciális befektetőt érintő anyagi vonzatokat a következő megoldás körvonalazódott:

- A 4-es szárny teljes lebontása;
- Az 1-es és 3-as épületrészek részleges lebontása: megmaradnak a 2-es szárnyal közös falak, valamint az utcai homlokzati fal teljes hosszában (romos részei újraépítve);
- A homlokzati fal megerősítése és – ahol szükséges – újjáépítése;
- A tetőszerkezet teljes újjáépítése, a tető és a homlokzat eredeti arculatának és arányainak megtartásával;
- A homlokzat és tető mögött, beágyazva a 2-es épületrészt, egy új, a befektető céljainak megfelelő tér-beosztás és -szerkezet létesítése, amely mind építészeti, mind szerkezeti szempontból „beszélgető viszonyban” legyen a megtartott épületrésszel és homlokzattal.
- Az eredeti homlokzati felület visszaállítása, a szakirodalomban fellelhető adatok alapján.

### Könyvészet

- 1] KELEMEN, L.: *Művészettörténeti tanulmányok*, II., Kriterion Könyvkiadó Bukarest, 1982
- 2] B. NAGY M.: *Stílusok, művek, emberek*, Kriterion Könyvkiadó, Bukarest, 1977
- 3] ASZTALOS L.: *Külső-Torda utca, Gilovics-ház*, Szabadság, IX. / 301, 1997. december 30
- 4] BUCUR HORVÁTH I.: *Épületek rehabilitációjáról. Elmélet és alkalmazás*, Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság. ÉPKO'99, Építész Konferencia, Székelyudvarhely, 1999. június 4-6
- 5] BUCUR HORVÁTH I.: *Építészet mérnökszemmel*, Kriterion Könyvkiadó, Bukarest, 1995
- 6] MIKLÓSI SIKES Cs.: *Studiu renovare urbană*, Proiect IPC nr. 362/2000
- 7] GAAL Gy.: *Kolozsvár*, Polis Könyvkiadó, Kolozsvár, 2001

---

## A modern vasbeton kupolák és előzményeik. A kolozsvári Nyári Színpad kupolája.

Dr. Bucur Horváth Ildikó, egyetemi tanár  
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar,  
Vasbeton- és Acélszerkezetek Tanszék

és Bacsó Árpád, doktorandusz  
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar,  
Vasbeton- és Acélszerkezetek Tanszék

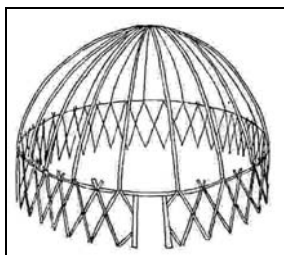
### 1. Tartalom

A kupolaépítészet XX. század elejei újjászületése az előző század közepén feltalált új építőanyag, a vasbeton sorozatos térhódításainak egyik állomása a számos többi héjszerkezet (tartályok, víztornyok, silók stb.) mellett. Legyen bár kőből, téglából vagy betonból, a mindenkor klasszikus avagy klasszicista építészet jellegzetes kelléke a kupola. Ennek történetéről és fejlődéséről lesz szó röviden. Az 1909-ben tervezett és közvetlenül azután felépített Nyári Színpad épületegyütteséhez ragyogóan illeszkedett a szintér fölött feszülő gömbsüveg-kupola, amelyet az épületegyüttes nem mindig a legszerencsésebb, utólagos átalakításainak egyike sem érintett szerkezetében, annál inkább külső megjelenésében. A mai kolozsvári Magyar Színház és Opera immár felújításra váró vasbeton-kupolája a maga nemében úttörő alkotás a technika történetében.

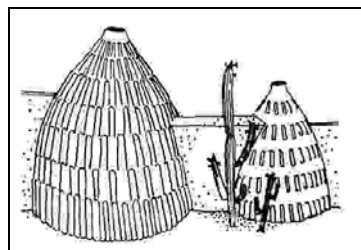
### 2. Történeti visszatekintés

A kiválóan felhasználható új építőanyag, a vasbeton feltalálása a XIX. század közepe táján elképzelhetetlen módon kiszélesítette a mesterséges kő, a beton alkalmazási területeit. A bármilyen formába önthető szilárd, immár húzásnak is ellenálló anyag megmozgatta a mérnökök, építészek és művészek fantáziáját. A legkülönbözőbb vasbeton szerkezetek [1, 2] - hidak, gátak, földékek, lépcsők, folyadéktartályok, víztornyok, silók, bunkerek, hűtőtornyok stb. - láttak napvilágot. Az új építőanyag alkalmazásának egyik leglátványosabb formája kétség kívül a nagy fesztávolságokat áthidaló, nagy területeket lefedő héjszerkezet. Ezek között is a dongaboltozattal együtt a legrégebbi, a kupola.

Minden jel arra mutat, hogy a kupola történeti gyökerei az ősi lakóházban keresendők. Ma már bizonyított tény, hogy a legrégebbi emberi településeken szerte a világon gyakorta köralakú alapterületre építkeztek, természetes anyagokból: hajlított fából, nádból, agyagból [3]. A kör alapra kupolaformájú lakóházat emeltek. Szemléletes példái ennek a közép-ázsiai jurta (1. ábra) és az észak-kameruni, nádfonattal erősített agyagkunyhó (2. ábra). Az sem lehet véletlen, hogy a kupola latin elnevezése, a *domus* és minden más ebből származó szó (*dome*, *dôme* stb.) lakóházat jelöl.

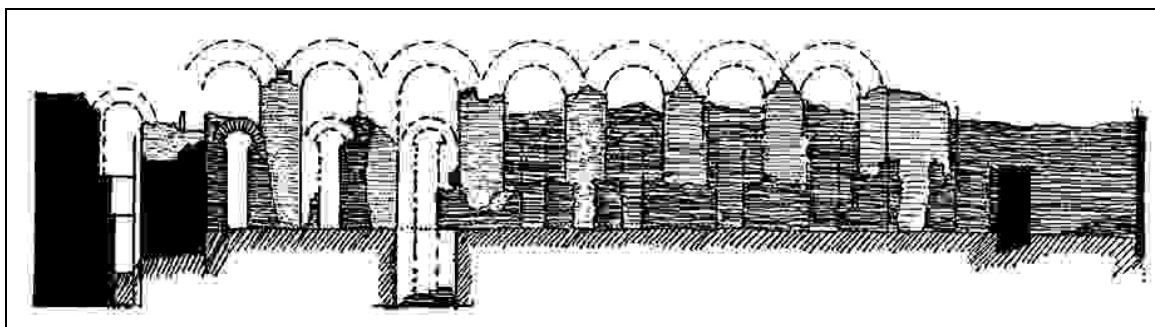


1. ábra. Közép-ázsiai jurta



2. ábra. Észak-kameruni lakóház

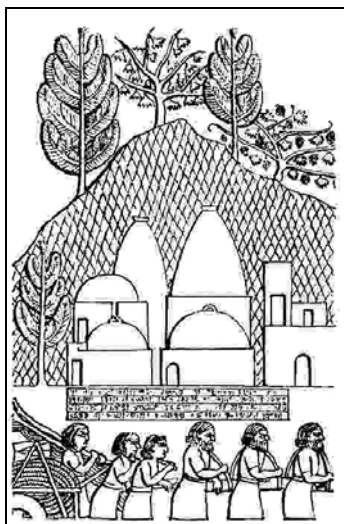
A boltozatok és kupolák már az egyiptomi, valamint a korai mezopotámiai építészetben előfordulnak [3]. Az egyiptomi boltozatok története a K.e. 3. évezred elejéig nyúlik vissza. Az elején agyagtéglából, utóbb égetett téglából és kőből épültek. Babilon várának boltozatait a K.e. 6. századból ásatások nyomán rekonstruálták (3. ábra).



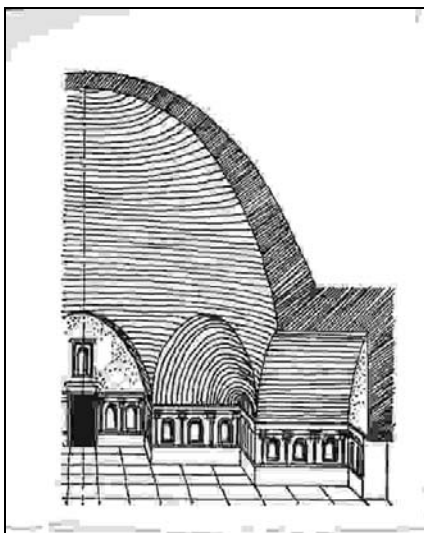
3. ábra. Babilon, a vár boltozatsora

Sanherib király palotája az újasszír birodalom fővárosában, Ninivében kupolákkal volt teletűzdelve (4. ábra). Ezt a hagyományt folytatja a szasszanida-újperzsa építészet (5. és 6. ábrák) a K.u. 3. században.

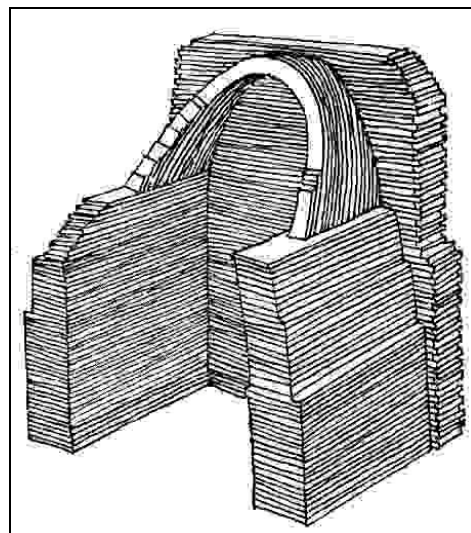
A boltozat- és kupolaépítészetet a rómaiak vitték tökélyre [3, 4]. A római boltozási technika etruszk eredetű. Ehhez az örökséghez kapcsolódott a K.e. II. századtól kezdődően egy új anyag, az *opus caementitium*, azaz római beton, valamint a római társadalom működésével kapcsolatos igény nagyszabású terek lefedésére. Az egy rész mészből, három rész zúzottkőből vagy két rész folyami (tengeri) homokból és egy rész vulkánikus eredetű puzzolánporból nyert keverékből víz hozzáadásával a mai betonnak megfelelő építőanyagot állítottak elő. Ezt az anyagot vagy a görög falazási hagyományokra támaszkodva téglából illetve kőből készült köpenyek közé, vagy pedig, eredeti módon, deszkából készült zsaluzatba öntötték.



4. ábra. Ninive, Sanherib király palotája

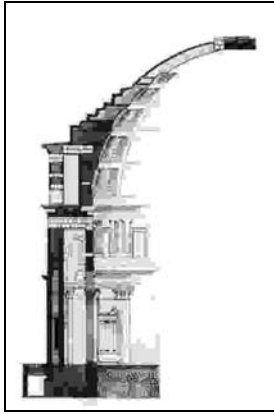


5. ábra. Bishapur, a palota nagyterme

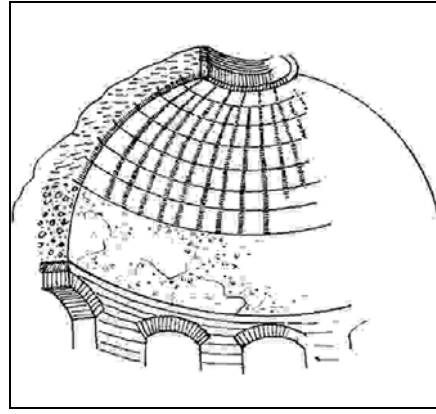


6. ábra. Ktesziphon, a palota fogadótermének falazási módja

A római kupolákat nehézállványzat nélkül, gyűrűnként falazták és öntötték. Az önsúlyból adódó gyűrűfeszültség következtében az építés minden fázisában a kupola önhordó, nem szükséges alátámasztani, az előző gyűrűhöz erősített függőállványról lehet falazni. Kétoldali, kőből faragott köpeny közé öntött betonból készült a római Pantheon 43,3 m átmérőjű kupolája K. u. 118-128 között (7. ábra), valamint egyik közvetlen előzménye, a Tempio della Tosse kupolája Tivoliban (8. ábra). Később, a kupola igen sokféle fajtája teszi változatossá a különböző korok és helyek építészetét.



7. ábra. Róma, Pantheon - keresztmetszet



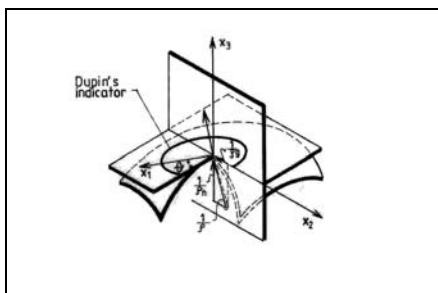
8. ábra. Tivoli, a Tempio della Tosse kupolája

### 3. A kupolák erőjátékáról

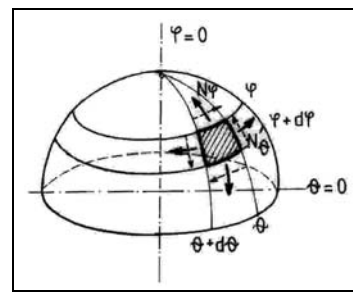
Ahhoz, hogy vizsgálni és értékelni tudjunk egy kupolaszerkezetet, tekintsük át röviden a kupolák viselkedését, általában.

A kupolát mértani szempontból úgy tekinthetjük, mint az ívszerkezet térbeni extrapolálását, hiszen a felületet valamilyen görbének egy függőleges tengely körüli forgatásával generálhatjuk. Statikai szempontból azonban, szemben az ívszerkezettel, amely csak a terhelés megoszlásának megfelelő egy bizonyos profillal dolgozik nyomtérmentesen, a kupola, mint térbeli felületszerkezet, éppen térbeli igénybevételéből adódóan, meridiángörbéjének formájától függetlenül bármilyen folytonos tehermegoszlásra membránként viselkedhet, azaz hajlítóerőktől mentes. Ha a kupola görbéje folytonos, ha a merevsége is és a ránehezedő teher is folytonosan változó illetve megoszló, és érvényesül néhány, a perem kialakítását és az alátámasztást szabályozó előírás, akkor a membránelmélet a valós erőjáték igen jó megközelítését adja [6, 8].

A többi héjszerkezethez hasonlóan a kupola igénybevétele összefüggésben van a felület másodfokú differenciálja által meghatározott mértani tulajdonságokkal, azaz a görbülettel. A Dupin indikátor szerint (9. ábra), amely a normál görbületi sugárnak ( $\sqrt{\rho_n}$ ) a normálmetszet forgatásával történő egy pont körüli változását írja le, a kupola ún. elliptikus pontok sokaságából álló elliptikus felület [7][9].



9. ábra. Dupin-indikátor

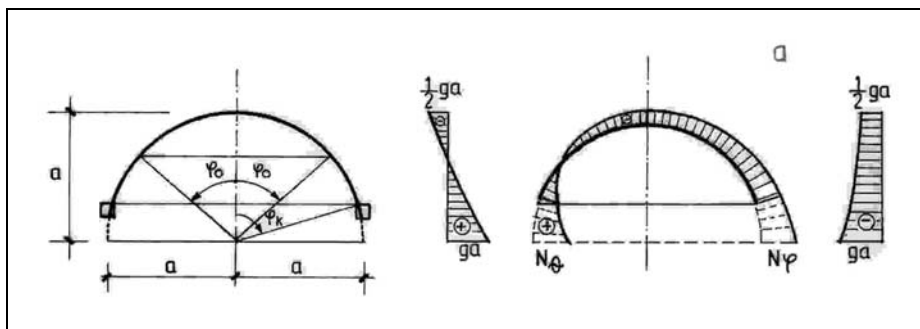


10. ábra. Membránérők a kupolában

Gyakorlatilag ez azt jelenti, hogy a két főgörbület szorzata, azaz a Gauss-féle görbület pozitív, valamint azt, hogy az érintősíkkal párhuzamos metszetek ellipszist (sajátos esetben kört) eredményeznek. Ebből bizonyíthatóan következik, hogy a kupolában mint elliptikus felületben a membránérők közül elsődlegesen a derékerők működnek, a csúsztatóerők csupán másodlagos fontosságúak (10. ábra), körszimmetrikus terhelés esetén nulla értékűek.

A kupolában különböző terhek alatt fellépő feszítőerők meridiángörbénként különböznek. A leggyakrabban előforduló gömbhéj esetében (11. ábra) a körszimmetrikus teherre (önsúly, hóteher) fellépő derékerők a következőképpen alakulnak: a meridiánerő csak

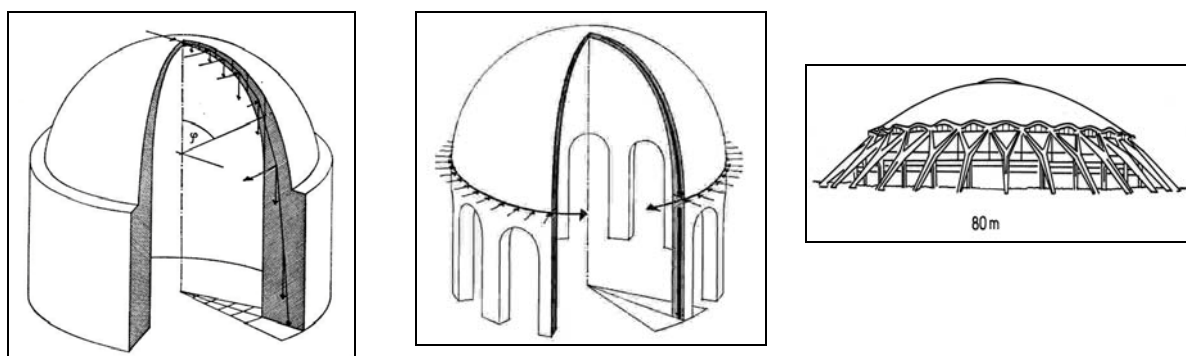
nyomást, a gyűrűerők a héj felső szakaszán nyomást, az alsó szakaszán húzást idéznek elő. A nyomó- és húzóerők egymással egyensúlyban vannak. A nyomott és húzott részeket elválasztó ún. semleges kör helye, nyilván, a tehermegoszlás függvénye. A gyűrűirányú húzóerőket, vagy legalábbis egy részüket, peremgyűrűvel célszerű felvenni. Éppen ezért általában nem teljes félkörű profilt, hanem ennél alacsonyabb körszeletet alkalmaznak. A húzóerők a kupola alsó része és a peremgyűrű között oszlanak meg. Ha a kupola alsó pereme a semleges körrel esik egybe (lapos kupolák esetében), a peremgyűrűben fellépő húzóerő maximális, és olyan kompatibilitási problémákhoz vezet a héj nyomott peremének és a héjhoz kapcsolódó húzott peremgyűrű elmozdulásait illetően, amelyek nem oldhatók fel a membránelmélet keretei között illetve hajlítóerőket eredményeznek.



11. ábra. Önsúlyával terhelt gömbkupola feszítőerői

A húzott övben elhelyezett peremgyűrű méreteit és a héj vastagságát éppen a kupola húzott pereme és az ugyancsak húzott gyűrű alakváltozásának kompatibilitási feltételei szabhatják meg. Ez utóbbi esetben a fellépő hajlítóerők nem számottevőek. Mindenképpen, a gyűrűirányú húzóerőkből származó oldalnyomást fel kell venni (vasazás, feszítő vasazás, ferde támaszok). Az erőjáték tanulmányozása azt mutatja [6], hogy a semleges kör alatti plusz teher nem befolyásolja az összoldalnyomást, hanem csupán ez utóbbinak a kupola és a peremgyűrű közötti megoszlását. Célszerű tehát a héjat a semleges körtől kezdődően a peremgyűrű felé fokozatosan vastagítani.

A különböző módon alátámasztott kupolák feszítőerőinek levezetését illusztrálja a 12. ábra.



12. ábra. Különböző módon alátámasztott kupolák erőlevezetése



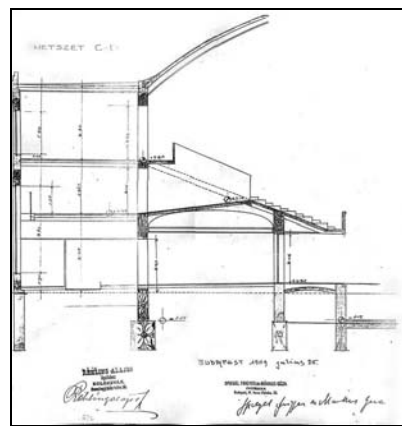
#### 4. A világ első klasszikus felépítésű vasbeton kupolája

A kupolaépítészet modern időkbeli újjászületése a vasbeton feltalálásának tulajdonítható. Az első vasbeton héjszerkezetek a 20. század első két évtizedében születtek [1][2]. Időrendben a legelső a müncheni Anatómiai Intézet (1905-1907) lapos kiskupolái, amelyek egy kör alaprajzú főépülettestet öveznek (13. ábra.). A szakirodalom szerint ezután a párizsi Gare de Bercy vasbeton dongahéjjal fedett állomásépülete következik 1910-ből [4], majd a híres breslaui Jahrhunderthalle 1912-ből. Ez utóbbi tulajdonképpen nem is héjszerkezet, hanem sugárirányú ívekből és vízszintes gyűrűkből szerkesztett hatalmas vasbeton kupola.

Korabeli dokumentumokkal bizonyíthatóan a kolozsvári Nyári Színkör épületét (a mai Magyar Színház és Opera) 1909-ben tervezték (14. ábra.) és 1910 augusztus 18-án nyitotta meg kapuit.



13. ábra. München, Anatómiai Intézet



14. ábra. Kolozsvár, a Nyári Színkör eredeti terve - részleges metszet

Az épület nézőterét egy 28 m átmérőjű héjszerkezetű vasbeton kupola fedi. A kutatások azt mutatják, hogy ez a legrégebbi, azaz a legelső klasszikus felépítésű vasbeton kupola. Akárcsak az ókori és az azt ismétlő reneszánsz kupolák: felső kör alakú nyílással (opeion) rendelkezik, peremgyűrűvel a kupola vállvonalán, függőleges falra illetve falpillérekre támaszkodik. Csakhogy ez alkalommal nem római betonból és/vagy kőből, hanem vasbetonból.

##### 3.1. Történeti adatok

Az eredetileg 1874-ben fából készült Nyári Színkör lebontását és újjáépítését 1903-ban határozta el a kolozsvári városvezetés. Nem sokkal később, 1906-ban avatták fel Kolozsváron az új Nemzeti Színházat. 1908-ban dr. Janovics Jenő, a színház igazgatója szorgalmazza újól a Nyári Színkör újjáépítését (ezért anyagi áldozatot is vállal), amelyet operett előadások, varieté műsorok és mondán események, bálók lebonyolítására szántak. Megjegyzendő, hogy ez utóbbi rendeltetésnek eleget téve, a nézőtér színpad felé lejtő padlóját alátámasztó ácsszerkezet eredetileg elmozdítható és leszerelhető volt, padlóstól.



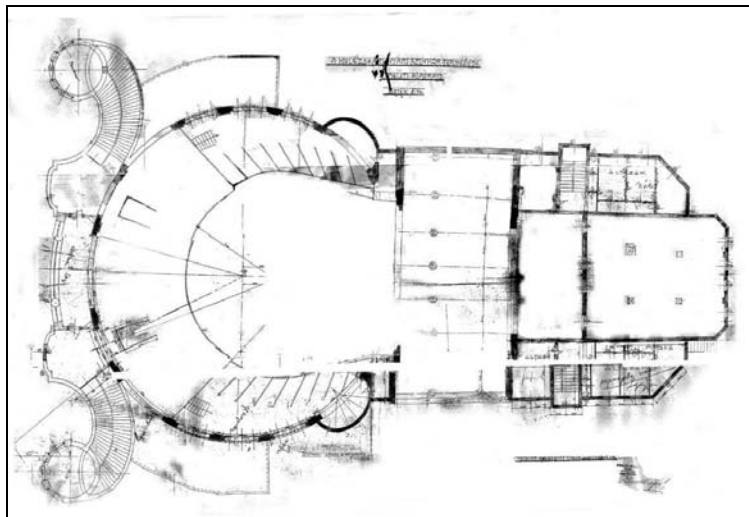
15. ábra. A nézőtér padlózata alatti régi lépcsőzet

Mind a mai napig a jelenlegi padlózat alatt (az igencsak gyatra technikai állapotban levő alátámasztó szerkezet mellett) észlelhető az igen jó minőségű táncparkett és a bejárattól levezető lépcsőzet (15. ábra).

A Nyári Színpör eredeti tervét az Országos Széchényi Könyvtárban őrzik. Ennek tanúsága szerint a tervezők Márkus Géza és Spiegel Frigyes budapesti építészek. A tervrajzokat szintén aláíró kolozsvári illetőségű Réhling Alajos volt a kivitelező építész. A rajzokat 1909 július 25-én datálták.

### 3.2. Az épület általános leírása

A belső tér rendeltetés szerinti hagyományos szervezésének megfelelően az épület több részből áll (16. ábra). Az épület főcsarnokát a kör-alapú nézőteret fedő gömbkupola képezi, amely falpillérekre támaszkodik. Kerületének több mint felét a bejárat-tal egybekötött folyosó övezi. A karzatra a bejárat két oldalán elhelyezett lépcsőházakon keresztül lehetett feljutni. Az épület neoklasszikus arculatát hangsúlyozta a tamburos kupola, valamint az együtteshez tartozó, ugyancsak kupolákkal fedett oldalsó kis pavilonok (17. ábra). A nézőtérhez a



16. ábra. Kolozsvár, a Nyári Színpör eredeti terve - alaprajz

homlokzattal ellentétes oldalon a színpad építménye kapcsolódik, e mögött húzódik meg a raktárakat, öltözőket és más mellékhelyiségeket magába foglaló épületrész. Az idők folyamán az épület különböző metamorfózisokon esett át. 1919 után újra berendezik, amikor is a kolozsvári magyar színház kap otthont benne. 1959-1960-ban az épület felújításra kerül. Ebből az alkalomból lebontják a két homlokzati lépcsőházat, kiszélesítik az előcsarnokot, amelyben helyet kapnak a karzatra vezető lépcsők is. Ha funkcionális szempontból a módosítás indokolt is volt, a szép klasszicista homlokzat eltűnt, annál is inkább mivel a főhomlokzatot szegélyző pavilonokat már jóval azelőtt lebontották és helyüket kváziszemélytelen épületek vették át (18. ábra).



17. ábra. Kolozsvár, a Nyári Színpör eredeti formájában - korabeli kép



18. ábra. Az épület ma

Hogy mi rossz történt még? Hát az, hogy a kupola vasbeton lemeze fölé egy pontokban aládúcolt deszkázatra (19. ábra) került a palalemez héjazat, betemetve egyben a tamburt (20. ábra). A kupola klasszikus pofilja is módosult ily módon (21. ábra), a tetejére pedig egy csúcsos dísz került.

Mi a rossz ebben? Elsősorban az, hogy a kupola külső vonala nem hiteles, hamis. Másodsorban, statikai szempontból sem helyes, hogy a tetőzet súlyából és a hóból származó

teher a kupola erőjátékára nézve előnytelen módon, meglehetősen nagy távolságra fekvő pontokban koncentrált erőkkel támadja a héjat.



19. ábra. A kupola fölötti tetőzet

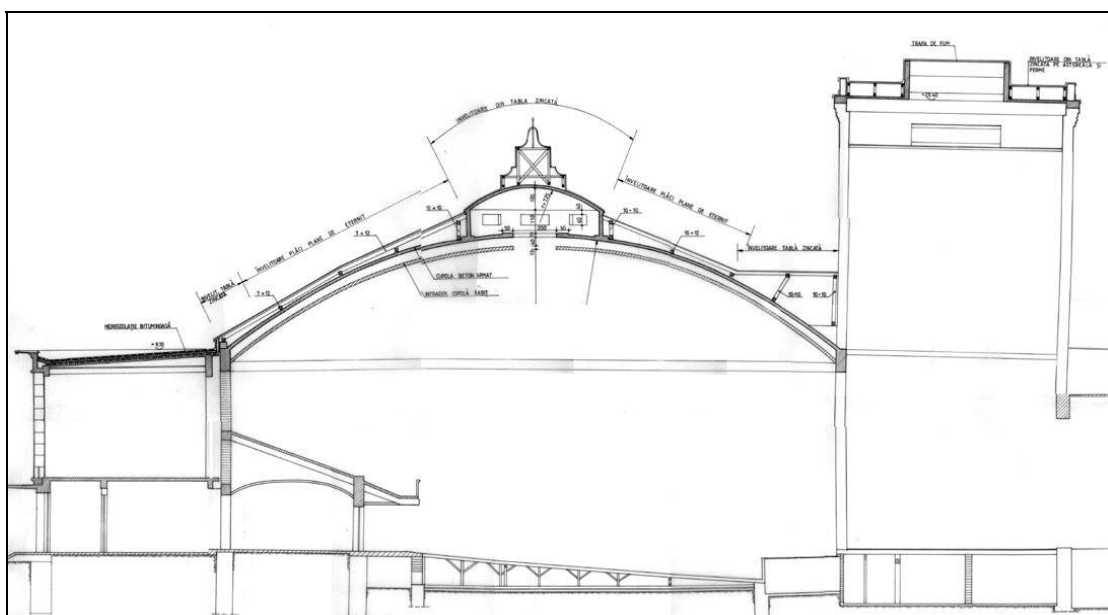


20. ábra. A tambur beágyazása a tetőzetbe

Bármilyen módosítás is történt az épületen az idők folyamán, magát a vasbeton héját, annak peremgyűrűjét nem érte szerkezeti változás.

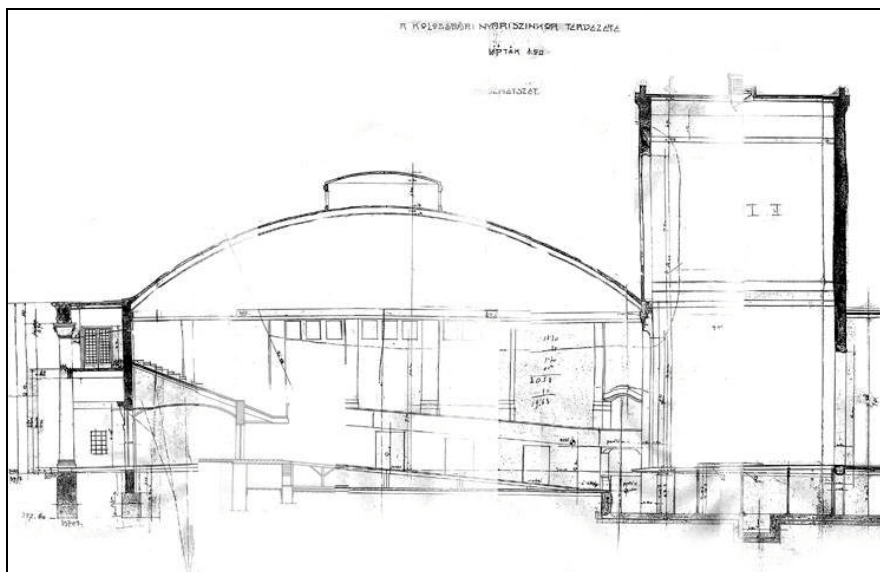
### 3.3. A kupola szerkezete

Az eredeti tervben egy 21,98 m sugarú, 28 m átmérőjű, 5,00 m magas gömbszelet alakú kupola szerepel (22. ábra). Egyes módosításoktól eltekintve ez került kivitelezésre. Tulajdonképpen két, egymás fölé helyezett héjról van szó: a felső 12 cm vastag, amely a perem felé haladva fokozatosan vastagodik; alatta, a terv szerint 25 cm távolságra (a valóságban 40 cm-re), egy függesztett mennyezetnek szánt 8 cm vastag héj. A kupola tetején 6,00 m átmérőjű, 1,30 m magas, 16 cm falvastagságú, ablakoktól áttört falú dob ül, amelyet kis, lapos kupola fed. Az érdekesség az, hogy a tervben a tamburon belül semmiféle nyílás nem szerepel a kupola záradékán. A valóságban viszont létezik egy 2,00 m átmérőjű központi nyílás, amelyen keresztül a termet megvilágító nagy csillár egy csörlős emelő gépezetre van függesztve.



21. ábra. Az átalakított épület - keresztmetszet





22. ábra. Eredeti terv - keresztmetszet

A kettős kupola peremgyűrűje 50 x 110 cm keresztmetszetű és különböző távolságokban ( $3,50 \div 6,50$  m) elhelyezett falpillérekre támaszkodik; kivételt képez a színpad felé eső 13,00 m-es távköz, amely felett a peremgyűrű erőteljesebb, 60 x 160 cm méretű. A peremgyűrűt, rendkívül ötletesen, szinte minden oldalról, körös-körül támogatják a vele egy szintű szerkezeti elemek, így módon merevítve a gyűrűt vízszintes síkban. Geometriáját elemezve, a vizsgált kupola a lapos héjak osztályába sorolható.

Az épületet tanulmányozva a fent említetteken kívül a tervhez képest még néhány különbségre érdemes figyelni. A kupola záradéka körüli (a tervben nem létező) nyílást egy, 23 x 16 cm méretű nyomott peremgyűrű szegélyezi. Érdekes megfigyelni, hogy miközben a felső héj mindkét felülete aránylag sima és egyenletes, az alsó, a mennyezeti vakolást hordozó héj felső felülete igencsak egyenetlen, sőt, rögzös, az acélbetétek részben fedetlenek. A két héjat 2 mm vastag, egymástól kb. 40 cm-re elhelyezett acélhuzalok kötik egymáshoz. A felső héjba ágyazott acél-drót-tüskékre van rákötve az alsó héj vasháló betétje. Érdekes, hogy a központi nyíláson keresztül a két lemez közé betekintve kiderült, hogy az alsó héj felfüggesztésére szánt acélhuzalok nem egyenesek, nincsenek kihúzva, nyilván nincsenek feszültség alatt. Tehát a terem mennyezetét képező, a vakolatot illetve az eredeti díszes stukkókat hordozó alsó héj valójában nem akaszkodik a felsőre, hanem önhordó. Mindezek az észrevételek a kupola kivitelezésével kapcsolatos bizonyos következtetésekhez vezettek: (1) először a felső vasbeton héj készült el állványozással aládúcolt zsaluzatban; (2) kizsaluzás után kezdték el az alsó héjat kivitelezni: a tüskékre rákötötték az acélháló betétet, ehhez egy rabichálót erősítettek, majd elkezdődött a falazás cementhabarccsal, amelyet a peremgyűrűtől kezdődően, körkörös sávonként, azaz gyűrűnként hordtak fel. Ilyenformán az alsó héj önhordóvá vált. Terhelését a kb. 5 cm vastag, vasazott cementhabarcs és a kb. 3 cm-es díszvakolat súlya képzí.

A külső héj az önsúlyát, a héjazatot és annak alátámasztását, valamint a hó- és szélterhet hordozza. Helyszíni mérések, valamint statikus számítások alapján a kupola teherbírására vonatkozó előtanulmány készült.

### 3.4. Betonminőség, vasazás

A megejtett alkalmasságvizsgálat elsősorban a kupolába bedolgozott beton minőségére és a héj vasazására terjedt ki. Erre a tetőhéjazat felbontása nélkül a központi nyílás környékén, a dob területén belül adódott lehetőség. A több pontban végzett mérések alapján megállapított henger

nyomószilárdság értéke  $26 \div 30 \text{ N/mm}^2$  között van, amely a feldolgozott adatok alapján az EUROCODE 2 szerinti C30 (C25) osztályú betonnak felel meg. Ez a román szabvány szerint  $31 \div 37 \text{ N/mm}^2$  kockaszilárdságnak, azaz Bc 30 (Bc 25) minőségű betonnak felel meg. Külnézetre a felső héjba öntött beton jól tömörített, felszíne egyenletes. A héj felszínének, valamint metszetének a vizsgálata kimutatta, hogy a szemszerkezet jó minőségű és a vastagságnak megfelelő.

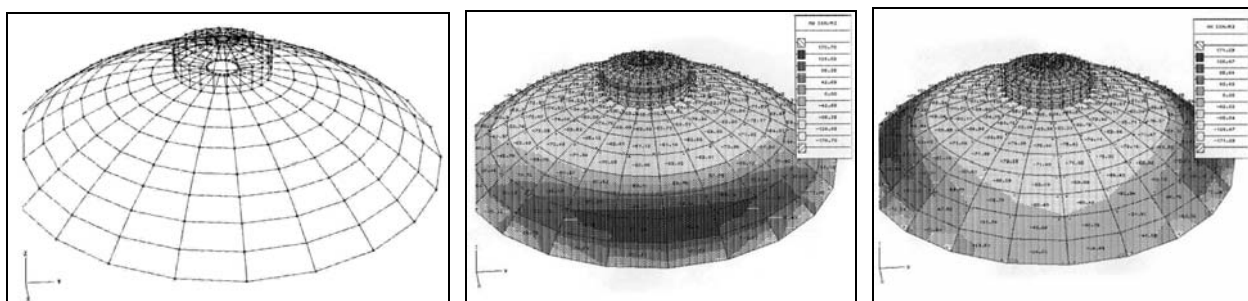
A kupola központi részének vasazása a következő: a felső, 12 cm vastag héj kétoldali vasazással, azaz dupla acélhálóval van ellátva:  $\Phi 8/200 \text{ mm}$  meridián- és  $\Phi 8/300 \text{ mm}$  gyűrű irányban; az alsó héj vasazata egy hasonló, de szimpla acélháló és az ehhez erősített rabicháló. A használt acélbetét tulajdonságai (az EUROCODE 2 szerint): szilárdságát a kb.  $360 \text{ N/mm}^2$  karakterisztikus folyási feszültség adja, magas nyújthatóságú osztályba sorolható, sima felületű, 8mm átmérőjű betonacél.

A kupola egészébe, valamint a peremgyűrűbe bedolgozott beton és betonvas alkalmasságának teljes vizsgálata a tetőhéjazat mindenképpen szükséges kicserélése és a kupola teljes átvizsgálása alkalmával ejthető meg.

A kupola jelenleg hozzáférhető vasbeton felületein különösebb károsodásnak nincs nyoma.

### 3.5. A belső erők kiszámítása

A kupolák belső erőinek meghatározására általában jó megközelítéssel alkalmazható a membránelmélet. Jelen esetben a felső héj erőjátékának meghatározása a véges elemek módszerére alapozott háromdimenziós gépi számító eljárással történt [10] a következő terhekre: ① önsúly, ② szimmetrikus hóteher, ③ antimetrikus hóteher, ④ szélteher jobbról és balról.



**23. ábra.** A kupolában fellépő meridián- és gyűrűerők maximális értékei

A gyűrű- és meridiánerők maximális értékei (23. ábra) a következő teherkombinációkból származnak: ① + 0,9 (② + ④) és ① + 0,9 (③ + ④). A maximális húzófeszültség értéke  $171,2 \text{ kN/m}$ , a legnagyobb nyomófeszültség pedig  $128,4 \text{ kN/m}$ . Érdemes megemlíteni, hogy az igénybevétel jórészt nyomóerőkben nyilvánul meg. Kivételt képeznek a peremszakaszok, antimetrikus terhek esetében.

A peremgyűrű terhelését valójában mindkét (egymás fölött elhelyezkedő) gömbszelet peremén jelentkező feszítőerők adják, illetve ezeknek vízszintes összetevői. Ugyanakkor a gyűrű igen kevésbé van csavarásra igénybevéve. Amint azt már jeleztük, a peremgyűrű falpillérekkel való függőleges alátámasztásán kívül a peremgyűrűt, szinte teljes kerülete mentén, a kupolát övező szerkezetek vízszintes tartóelemei, oldalról is támogatják. Ilyenformán a peremerők levezetése rendkívül előnyös feltételek között történik.

---

Megjegyzendő még, hogy a szegélygyűrű és héjperem kölcsönös egymásra hatása lokális jellegű és rendszerint csupán a perem egy keskeny szakaszára korlátozódik. Az itt fellépő ún. zavaró peremnyomatékok felvételére jelen esetben rendkívül alkalmas a terv szerinti héjvastagítás (amelynek valódisága és vasazása még feltárássra vár), de nem utolsó sorban az alsó héj jelenléte is.

## 5. Következtetések

1. A kolozsvári Nyári Színkör (jelenleg Magyar Színház és Opera) épülete építészeti és technikátörténeti értéket képvisel.

Minden valószínűség szerint a nézőterét fedő 90 éves vasbeton kupola az *első a világon* a maga nemében: *nagy teret lefedő, vasbetonból épített peremgyűrűs gömbkupola*, amely függőlegesen falpillérekre támaszkodik.

Maga az épületegyüttes, amely az idők folyamán számos módosulást szenvedett, eredetileg egy búbajos neoklasszikus alkotás volt, amelyen a kupola mintegy koronaként ült.

2. A kupola rendkívüli technikai értékét növeli az a tény, hogy amint azt az előtanulmány kimutatta, számos szerkezeti erénnyel rendelkezik. Ez magyarázza viszonylagos időállóságát is.

3. Viszont tény az is, hogy az épület és ezen belül elsősorban a kupola a hozzá kapcsolódó szerkezeti elemekkel együtt jócskán meghaladta azt a kort, amikor biztonságos működtetése még lehetséges egy teljes körű, az alapoktól a tetőig terjedő alkalmasságvizsgálat és rehabilitáció nélkül.

4. Ezt az igényt támasztja alá az a tény is, hogy a színház mind használati, mind építészeti szempontból teljes felújításra szorul. Az alapozás helyenként megroggyant, a nézőtér padlózatának össze-vissza javított-tákolat tartószerkezete nem biztonságos, az előcsarnokba helyenként befolyik az esővíz, a kupola tetőhéjazatának eredeti, kilencven éves palalemezei összetöredeztek, a tető fémlemez szegélyeit eszi a rozsdá, az épületgépészeti berendezés elavult, hibás. Az épület belső berendezése lerobbant, ócska. Az épület külső arculata kopott és hamis.

5. Egy átfogó felújítás keretében alkalom adódik a történeti értékű kupola teljes feltárássra és biztonságossá tételére, valamint teljes értékű építészeti rehabilitációjára. Ajánlatos a kupolát mentesíteni a koncentrált erőktől, ideje a kupolának visszaadni eredeti klasszikus vonalát. A közönségnek pedig a biztonságos használat jogát.

### Könyvészet

- 1] HAEGERMANN, G.–HUBERTI, G.–MÖLL, H.: *Vom Caementum zum Spannbeton. Band I*, Bauverlag GmbH, Wiesbaden, Berlin, 1964.
- 2] BUCUR HORVÁTH I.: *Retrospect and prospect of the reinforced concrete thin shells*, Proceedings of the International Symposium "CONSTRUCTIONS 2000", 15-16 October 1993, Cluj-Napoca, Romania, Vol.4, 1414-1431.
- 3] HART, F.: *Kunst und Technik der Wölbung*, Verlag D. W. Callwey, München, 1965.
- 4] ACHE, J. B.: *Éléments d'une histoire de l'art de bâtir*, Paris, 1970.
- 5] BUCUR HORVÁTH I.: *Építészet mérnökszemmel*, Kriterion Könyvkiadó, Bukarest, 1995.
- 6] HANGAN, M.: *Construcții de beton armat*, Editura Tehnică, București, 1963.

- 
- 7] MIHAILESCU, M.: *Învelitori subțiri (Manualul pentru Calculul Construcțiilor, Secțiunea VII.)*, Editura Tehnică, București, 1977.
- 8] MENYHÁRD I.: *Héjszerkezetek számítása és szerkesztése*, Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1966.
- 9] CSONKA P.: *Héjszerkezetek*, Akadémiai Könyvkiadó, Budapest, 1981.
- 10] BUCUR HORVÁTH I.–BACSÓ, A.–POPA, I.–TANASOIU, I.: *An early reinforced concrete cupole in the context of the thin shell evolution*, Proceedings of the IASS International Symposium "Bridging Large Spans from Antiquity to the Present", May 29 - June 2, 2000, Istanbul, Turkey, pp.417-426.

---

## Épületek tartószerkezeteinek tervezése

Dr. Kiss Zoltán, docens  
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar,  
Vasbeton- és Acélszerkezetek Tanszék

### Előszó

„A mérnöki esztétika és az építészet hasonlít egymásra: az egyik kiterjedésében, a másik kínos visszahúzódsában. A mérnök, akit a gazdaságosság törvénye, a számítás vezet, a világegyetem törvényeihez hangol bennünket. Eléri a harmóniát.” – Ezzel a megállapítással kezdi Le Corbusier, a múlt század talán legjelentősebb építésze egyik művét az Új építészet felé című könyvét. És mennyire igaza van, hiszen az építésznek mindig mérnökre van szüksége célja megvalósításához, az ő segítségével nyer az épület alakot. Technika nélkül nem jöhetett volna létre sem a Parthenon, sem a gótika.

Minden kultúra és minden kor emberében mélyen élt és él a készletés, hogy valami hatalmasat és maradandót hozzon létre. Tulajdonképpen minden nagy teljesítmény mögött nagyszerű alkotók – mérnökök, építészek, néha tudósok – alakja áll. Egyes épületek olyan hatalmasak és időtállóak, hogy eredeti rendeltetésük betöltése után sok-sok évszázaddal is helyükön állnak.

Sok idő telt el a kezdetektől, és az emberiség nagy utat tett meg a legrégebbi, csak gyakorlati tapasztalatok alapján készült építményektől a legmodernebb számítógép segítségével tervezett nagyszerű szerkezetekig.

Az építéstörténetben korszakalkotó jelentőségűnek tekinthetők a méretezési *módszerek* bevezetése, mert valójában innen számíthatjuk az önálló mérnöki szakterület kialakulását, valamint a *számítógépes programok* elterjedése, mert ezek levették a tervező válláról a rabszolgamunkát, és lehetőséget adtak az alkotásra.

A számítógépek fejlődése az utóbbi évtizedekben tulajdonképpen szemlélet- és korszakváltást idézett elő a tervezésben.

A számítógépes programok többsége a mérnöknek egyre tökéletesebb anyag-, szerkezeti- és tehermodell felvételére, és szinte végsőkig történő finomításra lehetőséget ad. Sajnos, ez azt is jelenti, hogy egyesek igyekeznek annyira „kifinomítani” a számítási módszereket, hogy a leghetlenebb szerkezetek igénybevételeit is ki akarják számítani, ahelyett, hogy racionális szerkezet tervezésére törekednének. A programokat tehát arra kell használni, amire szolgálnak.

Véleményem szerint a számítógép bevezetésével a mérnökökötás is komoly problémákkal találja szembe magát, amelyek megoldása egyre égetőbbé válik.

Igaz ugyan, hogy a tervezést valójában csak a gyakorlatban lehet megtanulni, de bizonyos alapismereteket az egyetemen is lehetne oktatni, és ezekre épülhetne később a gyakorlatban megszerezhető tudás. Súlyos hátrányba kerülnek ugyanis a hallgatók, ha a tervezési elvekről egyáltalán semmit sem hallanak, mert akkor nem is tudják, mit kellene elsajátítaniuk, mit kellene megtanulniuk a gyakorlatban. Ügyelni kell, hogy az oktatás ne csak „keresztmetszet-méretezőket” képezzen tartószerkezet-tervezők helyett.

Éppen ezért úgy gondolom, időszerű egy átfogó, az épületek tartószerkezeteinek tervezési kérdéseivel foglalkozó dolgozat megírása. A tervezés folyamatának bemutatása, a felsorakoztatott tapasztalatok és ajánlások tulajdonképpen kiegészítik a számítógép adta eredményeket, és a szintézis területén irányelveket adnak a szerkezet megválasztására és

kialakítására. Ez hasznos útmutatást nyújt elsősorban építőmérnököknek, és főleg a pályakezdő fiataloknak, és elősegíti a tervezési munkában együttműködő építészek, statikusok és épületgépészek közös szemléletének kialakítását.

Az előadás meghallgatása vagy elolvasása hozzásegít a megfelelő magyar szakkifejezések és terminológiák helyes elsajátításához.

A 2001/2002-es tanévben csak az első négy fejezetet (a negyediket nem teljes terjedelmében) sikerült bemutatni. Reméljük, a jövőben tovább folytathatjuk a terminológiai előadásokat, és így a másik öt fejezet is megjelenhet.

A szerző

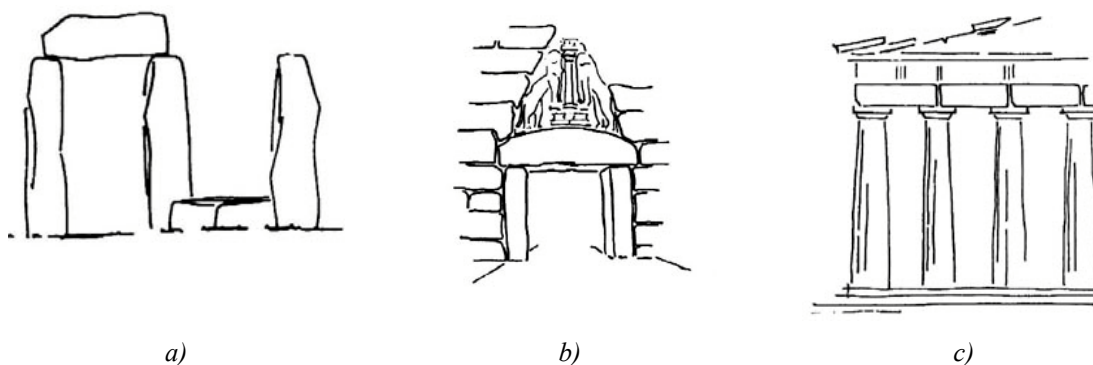
Kolozsvár, 2002 március

## 1. Általános tudnivalók

### 1.1. A múlt, jelen és a jövő épületei

A *szerkezet*<sup>1</sup> a szó eredeti értelmében a megépített és összeillesztett elemek rendjét jelenti.

A legősibb szerkezet a két oszlopra támaszkodó kőgerenda (1.1. ábra).



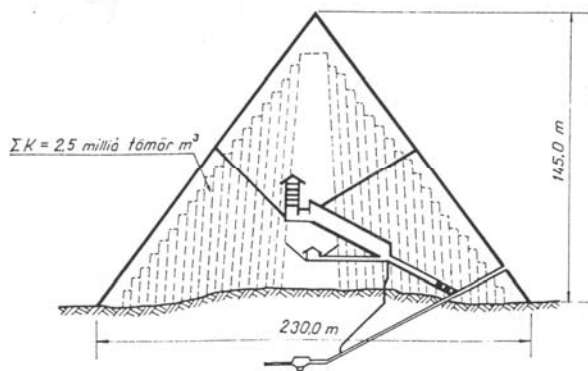
1.1. ábra. A legegyszerűbb szerkezeti forma: a – Stonehenge; b – Mükénéi Oroszlánkapu; c – Parthenon

Már a történelem előtti időkben megjelent, elsősorban az olyan kultikus helyeken, mint Stonehenge (Anglia) vagy Carnac (Franciaország), de kezdetleges hidaknál is alkalmazták. Később aztán más-más változatban szinte minden építőkultúrában újból megtaláljuk, de a forma elvi alapja mindig és mindenütt ugyanaz. Tulajdonképpen ezt a szerkezeti kialakítást tekintjük a mai *vázszerkezetek*<sup>2</sup> elődjének is.

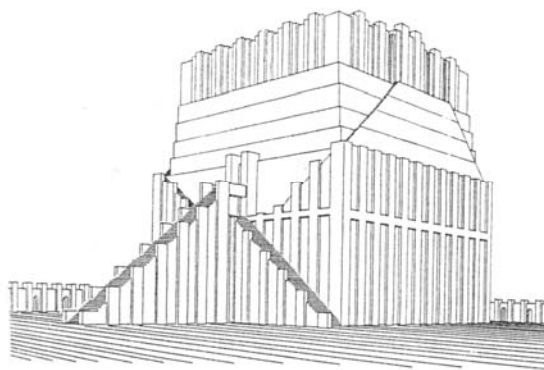
Az építő ember ősidők óta a magasba törekszik. Példák erre a földből és kőből épült (i.e. 2500) egyiptomi piramisok (1.2. ábra), és Babel tornya (1.3. ábra) Mezopotámiában, a sumér korszakból (i.e. 2100).

<sup>1</sup> structură

<sup>2</sup> structuri în cadre



1.2. ábra. Kheopsz piramis



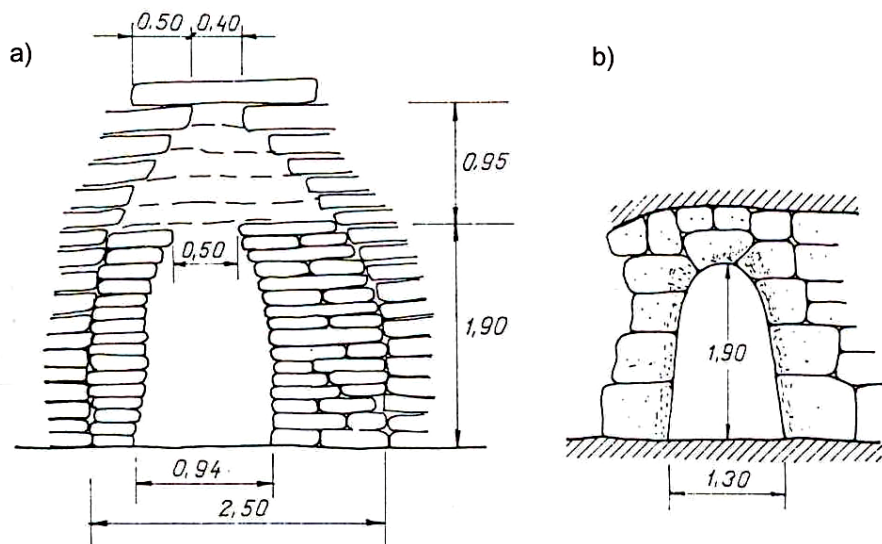
1.3. ábra. Bábel tornya

Ez már téglából épült és hosszú időn keresztül, pusztulásáig, az „emberi hivatkozás” jelképeként tartották számon.

Többféle megoldással kellett kísérletezniük az egyiptomiaknak, amíg létrejött szerkezetileg az első piramis. A legrégebbi ránk maradt gúla alakú piramis a Dahsur északi vörös piramis. Ezt azután kezdték építeni, miután majdnem ugyanott egy másik piramis belseje már az építkezés közben repedezni kezdett és az egész terv kudarcba fulladt.

Tehát a piramisok gúlaformája fokozatosan alakult ki, de az eredeti Bábel tornyát is át kellett építeni, mivel a téglá minősége nem állta ki az idő próbáját.

Az emberiség egy másik nagy kihívása az egyre nagyobb nyílású hidak voltak. Az első *boltozott*<sup>3</sup> hidat valószínűleg Itália öslakói, az etruszkok építették. Kezdetben *konzolosan*<sup>4</sup> „kiugrasztották” a köveket, később ehelyett ék alakú *zárókövet*<sup>5</sup> használtak (1.4. ábra).



1.4. ábra. Etruszk boltozatok: a – konzolosan kiugrasztott kövek; b – záróköves boltozat.

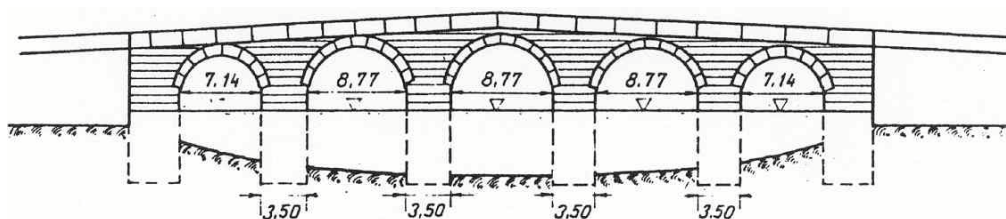
A rómaiak átvették az etruszk tapasztalatokat, és mesteri módon továbbfejlesztették azt a hídépítés terén. A boltozott hidak közül említésre méltó a Tiberius idejéből származó a Rimini-híd. A híd ötnyílású. A három középső nyílás fesztávja 8,77 m, a két szélső nyílásé 7,14 m. A hídpillérek szélessége kb. fele a támaszköznek (1.5. ábra).

<sup>3</sup> boltá

<sup>4</sup> în consolă

<sup>5</sup> cheia bolții

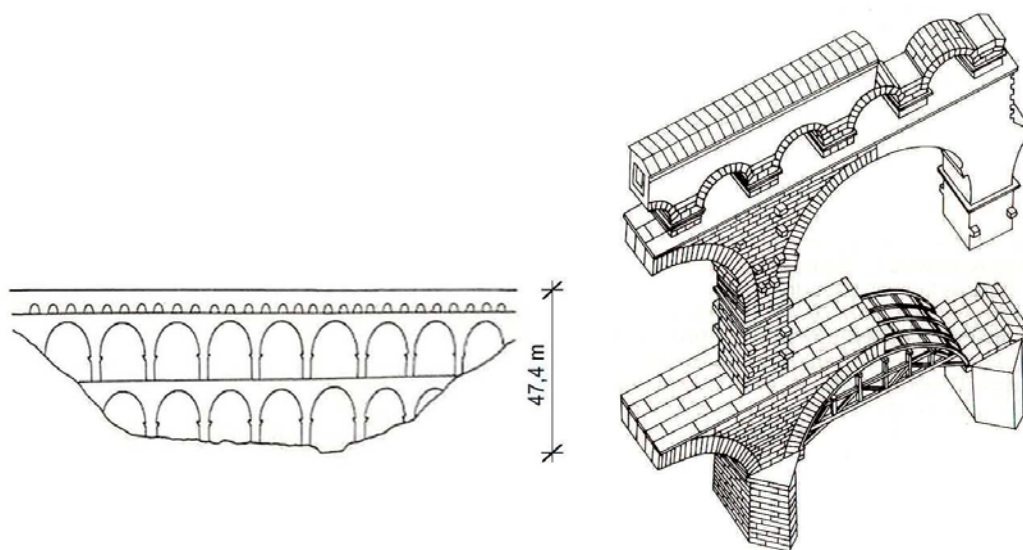




1.5. ábra A Rimini-híd

A hídépítésnél a legtöbb gondot, akárcsak ma, a vízben álló mederpillérek alapozása okozta. Általában a vízfolyást elterelték, és így a hidakat szárazon tudták alapozni.

A kor leghatalmasabb alkotása az i.e.16-ban készült Pont Du Gard (1.6. ábra) híd, célja a Nîmes-i vízvezetékek Garomre való átvezetése volt. A híd 155 m alapépítményű, három sor boltozatból áll, teljes hossza 262,5 m, magassága pedig 47,4 m.



1.6. ábra. Pont Du Gard

A rómaiak alapelve az volt, hogy egy híd hosszú időre készüljön, ezért előnyben részesítették a kőhidakat, de néhol nagyobb fahidakat is építettek.

Nem lehet eldönteni, hogy ebben a korban azért tudtak-e csodálatos aquaduktokat vagy viaduktokat építeni, mert értettek a templomok nagyméretű boltozataihoz vagy fordítva.

Általában elmondhatjuk, a hídépítés mindig úttörő szerepet vállalt az építési módszerek fejlesztésében, az anyagok tulajdonságának megismerésében, állandóan kitolva a technikai lehetőségek szélső határát.

Az előregyártás sem újkori találmány: már az ókorban is alkalmazták. A stonehengei pillérek még egyben emelték be, a görögök viszont már darabokból állították össze oszlopaikat (1.7. ábra).





a)



b)

**1.7. ábra.** Pillérek előregyártása az ókorban. a – nézet; b – részlet

A pillér egyes részeit nemcsak egymásra helyezték hanem ötletes összekötést is alkalmaztak. A központosítón kívül a pillérrészek két szélén egymásra merőleges négyszögű réseket faragtak.

A tartókat is összekapcsolták az oszlopok tetején. (1.8. ábra).



**1.8. ábra.** Tartók kapcsolása

Az előre gyártás szempontjából talán a legszebb alkotás az Akropolison ma is látható Erekteion temploma (1.9. ábra). Itt a pillérek tulajdonképpen női alakot formáznak. Rendkívül érdekes a pillérek és a tartók összekapcsolása, amit a szobrok fejéből kiálló két tűske segítségével oldottak meg (1.10. ábra).

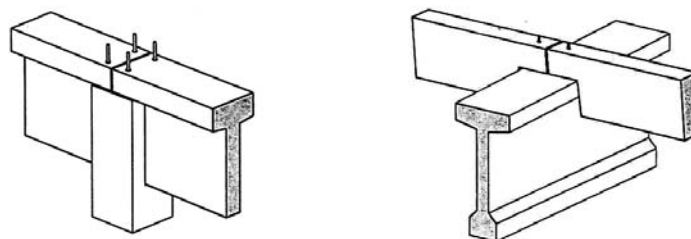


**1.9. ábra.** Erekteion – Athén



**1.10. ábra.** Az Erekteion pillérei

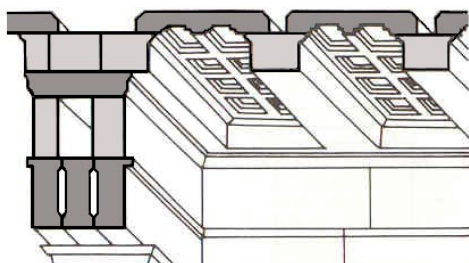
Ezt a megoldást ma is nagy sikerrel alkalmazzuk például az előregyártott földszintes vasbeton vázagnál (1.11. ábra).



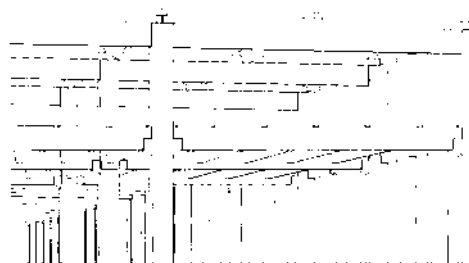
1.11. ábra. Tüskés illesztés napjainkban

Rendkívüli a födém kialakítása is, mivel előregyártott kőlapokat (pallókat) alkalmaztak *fióktartóra*<sup>6</sup> helyezve (1.12. ábra). A kőlapokat esztétikai szempontok miatt kivésték (kimélyítették) de ez egyben az önsúly csökkenését is jelentette. Ezt a szerkezeti kialakítást szinte változatlanul alkalmazzuk napjainkban is (1.13. ábra).

Jogosan mondhatjuk, „nincs új a nap alatt”. Az Erekteion ma is büszkén hirdeti az ókori technika nagyszerűségét.



1.12. ábra. Előregyártott kőlapokból kialakított födém az ókorban



1.13. ábra. Előregyártott fióktartós födém ma

Általában nem lehet egymástól élesen elválasztani a történelmi korszakokat, mégis az ókor és a középkor közé viszonylag éles határvonal húzható.

A római birodalom bukását követő „barbár” korszak elfordult elődei eredményétől, beleértve ebbe az építéstechnológiát is. A nagyvonalú műszaki kultúra feledésbe merült, a csatornák, utak, hidak elpusztultak, az olyan építőanyagokról is megfélemedeztek, mint például a beton.

De az antik eredmények a középkor tudósainak munkája nyomán mégis fokozatosan ártrendeződtek, és megteremtették az alapot, amelyre a modern statika épül.

A XI. és XII. század román stílusú templomai még zömökek és erődszerűek. A boltozat terhét a falak viselik, így azok vastagok, kevés ablakkal, keskeny templomhajóval.

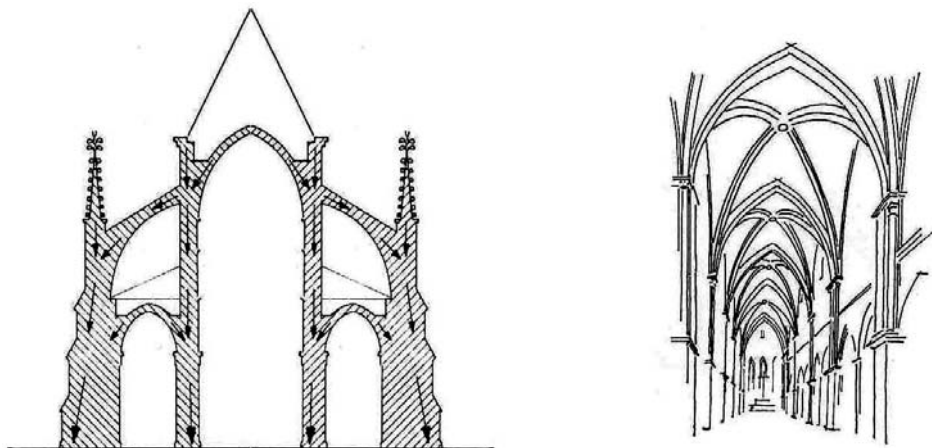
Később egy új stílus alakult ki: a gótika. Ez lehetővé teszi egy könnyed boltozat kialakítását, aminek oldalnyomása nem a falakra nehezedik, hanem kívül elhelyezett *támpillérekre*<sup>7</sup>. A boltozat bordái nem a forma kedvéért rátett többletek, hanem a szerkezethez tartoznak, elsőrendű szerkezeti formák (1.14. ábra).

Még nem lehet tudatosan méretezett szerkezetekről beszélni, mivel az építőmester egyelőre csupán gyakorlati tapasztalatokra támaszkodhat. Leonardo da Vinci és Galileo Galilei próbálkozásai után, a XVII. században, a gyakorlat már egyre erőszakosabban igényelte az elméletet.

<sup>6</sup> grindă secundară

<sup>7</sup> contraforti

A francia Parent a hajlított tartó feszültségi állapotára vonatkozó megállapításaival és Musschenboek az anyagok szilárdságával összefüggő kísérleteivel tulajdonképpen megkezdte a gyakorlat és az elmélet összhangjának megteremtését, Bernoulli, a rugalmas vonal egyenletével, és Euler pedig a rudak kihajlásának elméletével új fejezetet kezd a rugalmas testek mechanikájában.

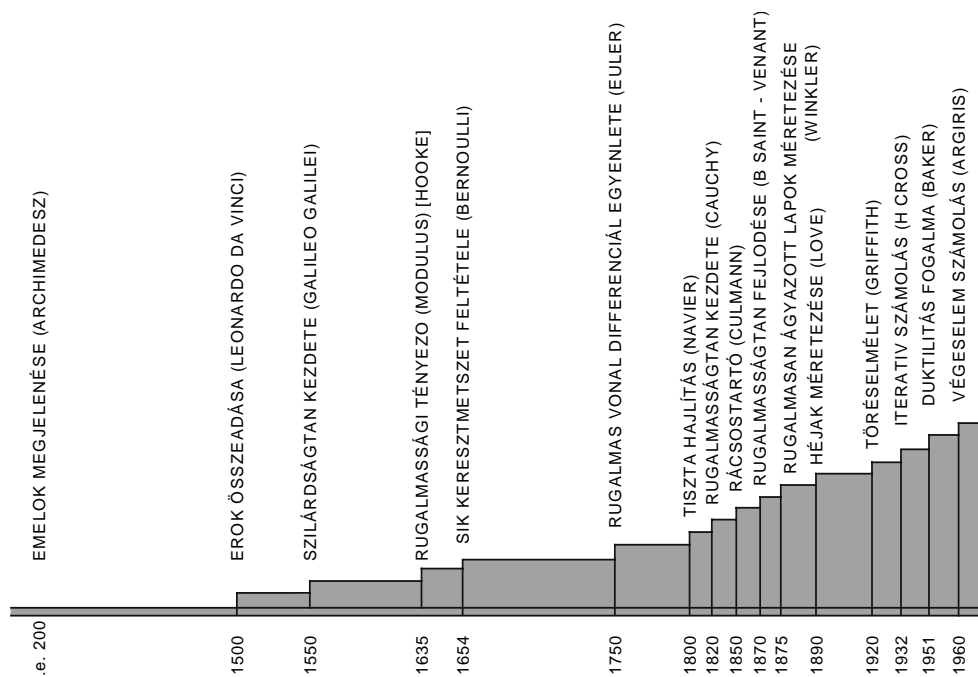


1.14. ábra. Gótikus boltozat kialakítások.

Az építéstörténetben korszakalkotó jelentőségűnek tekinthető a méretezési módszerek bevezetése az építési gyakorlatba, mert valójában ettől kezdve számíthatjuk az önálló mérnöki szakterület kialakulását. Ebben talán Navier-nek volt a legnagyobb szerepe, ő az 1800 körül megfogalmazta a hajlított tartó teherbírására és alakváltozására vonatkozó, ma is érvényes törvényszerűségeket.

A XVIII. században megkezdődött ipari forradalom következtében világszerte meginduló hatalmas építkezések egyre nagyobb feladatot állítottak a mérnökök elé.

Az 1.15. ábra jól érzékelteti, hogy a mához közeledve az új elméletek felfedezése és kidolgozása egyre gyakoribbá válik.



1.15. ábra. A tartószerkezetek számításelméletének kialakulása

---

A hagyományos építőanyagok: a fa, a kő és téglá mellett újabbak jelentek meg, mint az acél és vasbeton.

Igaz, hogy az acél elődje, az öntöttvas, ötezer éves múltja tekint vissza, de ipari célra csak 1713-ban vált alkalmassá, amikor az angol A. Derbynak szén felhasználásával sikerült megfelelő vasat előállítania. Rövid idő elteltével, 1779-ben öntöttvas ívhíd épült Angliában, amelyet számos újabb követ.

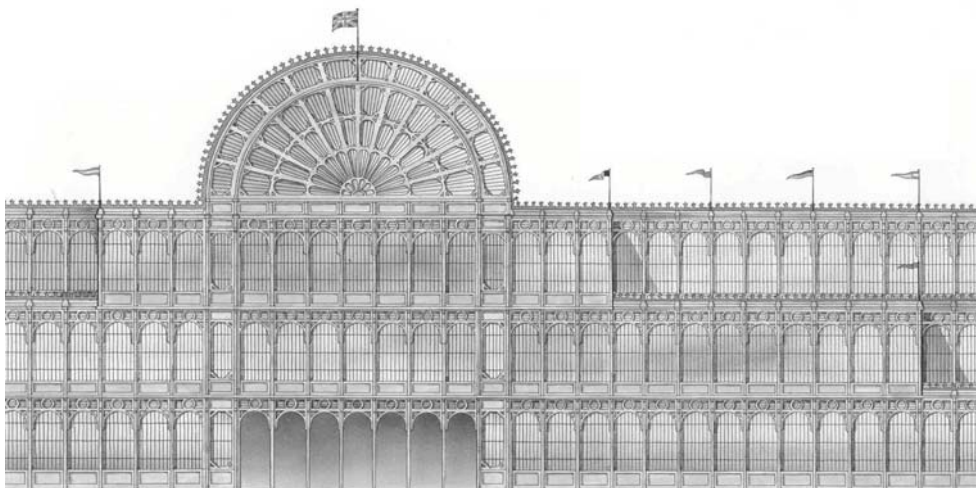
További előrelépést jelentett az S.G. Thomas által bevezetett eljárás, amivel sikerült elvonni a nyersvas foszfortartalmát, és a Siemens-Martin kemence megjelenése. Ezzel lehetővé vált a nagyszilárdságú vas, illetve az *acél* előállítása, és széles körű felhasználása a legkülönbözőbb célú és igénybevételű létesítményeknél.

Smeaton 1755-ben, amikor az edystoni világítótorony építéséhez mészet és transzhabarcsot használ, felébreszti évszázados álmából a *betont*. Az igazi áttörés viszont csak azután következik be, hogy Aspedin és más kutatók előállítanak egy portland-cement típusú hidraulikus kötőanyagokat, amit később Vicat tudatosan alkalmaz 1812-ben egy híd alapjánál.

A vasbeton alap gondolata Moniertől származik (1867). Ezt aztán Freyssinet tovább fejleszti, és megalkotja a feszített vasbeton elméletét és gyakorlatát. Ezután a *beton*, *vasbeton* és *feszített vasbeton* fejlődése szinte felmérhetetlen utat tesz meg.

Manapság a beton és az acél a két legfontosabb építőanyag, bár a *téglát* és az *épületfát* is használják, főleg lakóházak építésénél.

Az acél és beton célszerű felhasználásának egyik eredménye a korszerű *váz*as építkezés. Ezek sajátossága az ókori vázszerkezetekhez képest, hogy az összes teherhordó elemek a statikailag szükséges legkisebb méretekre lettek csökkentve. Talán a legszebb példa erre a londoni Kristálpalota (1.16. ábra).



**1.16. ábra** Kristálpalota – London

Kevés épület van a világon, melyet olyan gyorsan terveztek volna meg, és olyan szédítő tempóban építettek volna fel, mint ezt a kiállítótermet.

Többszemeletes épületek létesítésénél a váz egymással hajlításra mereven összekötött tartókból és oszlopokból tevődik össze. A korszerű építőanyagok nagy szilárdsága mind magasabb, az egyre növekvő szükségleteket kielégítő épületek építését tette lehetővé.

A magasházépítés elméleti alapjait L. H. Sullivan fektette le. Buffalo 1895-ben épült irodaháza a XX. század első két évtizedében kivitelezett valamennyi üzlet és irodaház előképe (1.17. ábra).



**1.17. ábra.** *Guaranty Trust Building, Buffalo*



**1.18. ábra.** *Empire State Building*

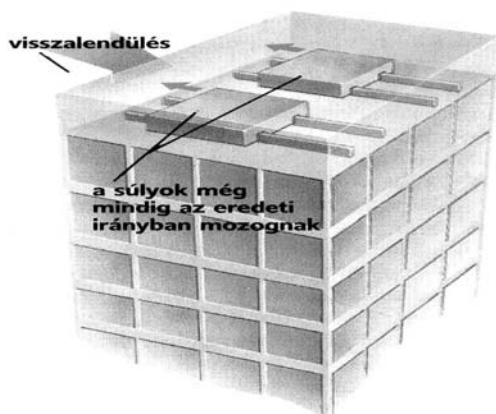
Az 1931-ben épült Empire State Building (1.18. ábra) acélszerkezetét, mint minden akkoriban épült felhőkarcolóét, szegecsek tartják össze. A szegecseket felizzítva illesztették az acéloszlopokban előre kifűrt lyukakba, melyek a lehülés során összeszűkültek és így még szorosabban tartották az acélszerkezetet.

Ma meglehetősen eltérő építési technológiákat alkalmaznak. Az acélszerkezetek elemeit szegecsek helyett nagyfeszültségű csavarok vagy pedig hegesztés tartja össze.

Manhattan régebbi magas épületei rendkívül nagy szilárdságú acélból készültek és nagyon merevek; az Empire State Building például még erős szélben is alig leng ki, a 85. emeletnél is mindössze fél centimétert. Az épület merevségét az 1945-ben történt repülőgép-baleset is bizonyította. Az amerikai légierő egy bombázógépe ködös időben nekiütközött az épületnek a 78. és a 79. emelet között. A magasház szilárdan állta az ütközést.

A modernebb épületek már kevésbé merev acélszerkezetekkel készültek, ami csökkenti ugyan a költségeket, ezeknél viszont esetleg bonyolult szerkezetekkel kell fékezni a kilengést (1.19. ábra).

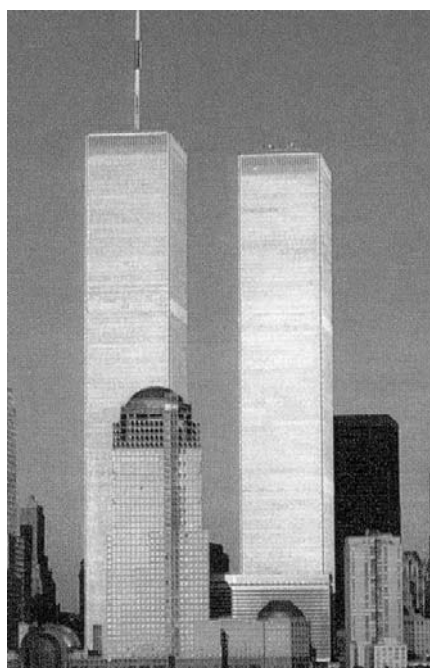




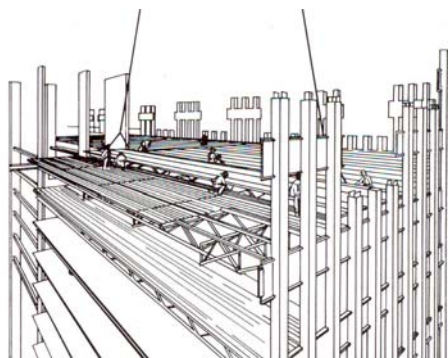
1.19. ábra. Kilengéscsillapító szerkezet

A szél okozta rezgéseket a tetőn sínen mozgó súlyokkal lehet csillapítani: ezek az épület kilengéseitől eltérő ütemben mozognak, s ezzel ellensúlyozzák a veszélyes lengéskeltő erőket.

Az 1973-ban épült World Trade Center (1.20. ábra) két 110 emeletes toronyépülete 2001. szeptember 11.-én összedőlt, ezúttal nem véletlen repülőütközésektől. A katasztrófa kiváltó oka a hatalmas tűz volt. Sajnos a szerkezet kevésbé robusztus kialakítása nem tette lehetővé a progresszív összeomlás elkerülését.



a)



b)

1.20. ábra. World Trade Center: a – nézet; b – könnyű rácsos födémje

Vannak olyan felhőkarcolók is, melyeknél az acélváz helyett vasbetont alkalmaztak. Ilyen a Kuala Lumpurban épült Petronas-ikertorony (1.21. ábra).



A TIZ LEGMAGASABB  
FELHŐKARCOLÓ

Pénzügyi Világközpont, Sanghai (terv)	460 m
Petronas-ikertorony, Kuala Lumpur	450 m
Sears Building, Chicago	443 m
World Trade Center, New York	412 m
Empire State Building, New York	381 m
Bank of China, Hongkong	369 m
Standard Oil, Chicago	346 m
John Hancock Centre, Chicago	344 m
Chrysler Building, New York	319 m
Texas Commerce Plaza, Houston	305 m

1.21. ábra. Petronas ikertorony – Kuala Lumpur

A monolit vasbeton szerkezet alsó szintjein nagy szilárdságú betont alkalmaztak (C80) majd felfelé haladva rendre csökken a beton minősége. (legfelül C40). A tornyok a szélteher felvételére kívül váz, belül falszerkezet formába vannak kialakítva. A kettő között több szintre kiterjedő merev kapcsolatok léteznek.

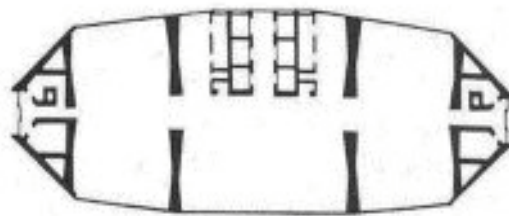
Magasházaknál gyakran alkalmazott megoldás, hogy a lépcsőházak, felvonóknak, szemétdobók és egyéb helységek határoló falait kellő csoportosítással egységes térbeli tartószerkezetté foglalják össze. A Petronas épületénél, a földszinten, ezen falak vastagsága 750 mm.

A belső magot sokszor nemcsak a vízszintes erőhatások felvételére, de például függőházak esetén az összes függőleges erők levezetésére is felhasználják.

Vannak olyan magasházak is ahol *falszerkezetet* alkalmazunk vázak helyett vagy a kettőnek a keverékét. Ezek öntött, monolitikus vasbeton falát vagy előregyártott panelszerkezetét viszonylag könnyű úgy elrendezni, hogy mind hosszanti, mind pedig harántirányban kellő merevséget biztosítson (1.22. ábra).



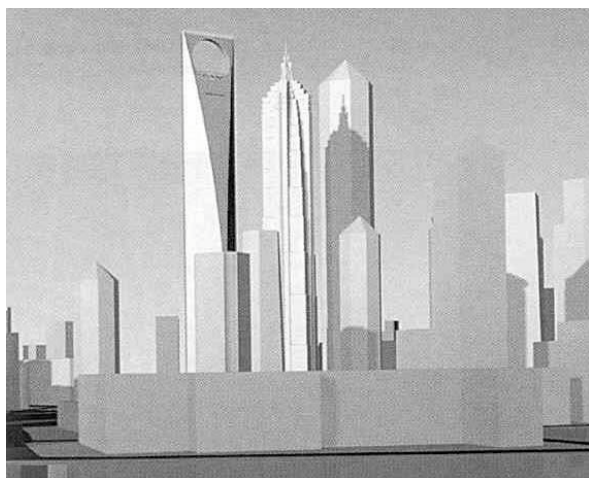
a)



b)

1.22. ábra. Pirelli ház Milánó: a – nézet; b – alaprajz

Lehet, hogy a WTC katasztrófája lefékezi a magas és egyre magasabb épületek tervezésének lendületét. De az is lehet, hogy az emberiség nagyon hamar elfelejti a történeteket. Ezt bizonyítja, hogy máris előkészületben van a világ legmagasabb felhőkarcolójának építése (1.23. ábra).



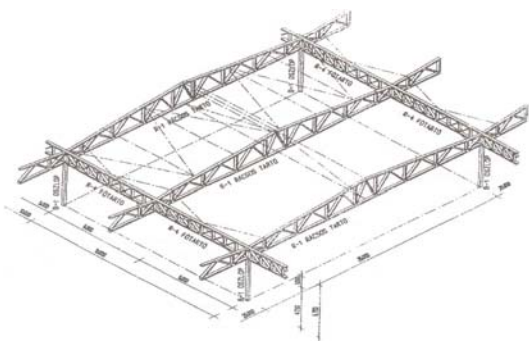
**1.23. ábra.** *World Trade Center Shanghai*



**1.24. ábra** *Frank Lloyd Wright tervezett felhőkarcolója*

A Frank Lloyd által megálmodott ezer méter magas felhőkarcoló a maga 528 emeletével viszont valószínűleg még sokáig várni fog magára (1.24. ábra).

A magasházak mellett nagyon sok földszintes csarnok is épül fa, acél vagy vasbeton vázzal. A gyorsan módosuló épületfunkciók, az üzemi gyártástechnológiák, a raktározási funkciók, az áruházak koncepcióinak változása arra ösztönzik az építetőköt, hogy épületeiknek minél nagyobb szabadságfokot biztosítsanak. Ez azt jelenti, hogy egyre nagyobb pillérhálóra<sup>8</sup> (feszta<sup>9</sup> /gerendatávolság<sup>10</sup>) van szükség (1.25. ábra).



a)



b)

**1.25. ábra.** *Földszintes gyártócsarnokok: a – Sony Gödöllő; b – Leoni Arad*

Az egyik legújabb igény pl. a Renault autógyár fejlesztéséhez egy 28x32 m pillérállású gyártócsarnok. Hol vannak a határok? Nehezen tudnánk megbecsülni.

A földszintes csarnokok sport célokat is szolgálhatnak.

A világ legnagyobb fedett csarnoka a New Orleans központjában található Superdome. A kolosszális méretű, több célra használható épület 204 m átmérőjével a világ leghatalmasabb

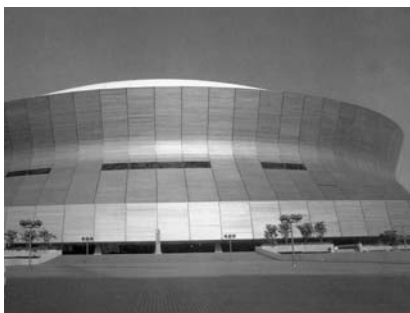
<sup>8</sup> tramă

<sup>9</sup> deschidere

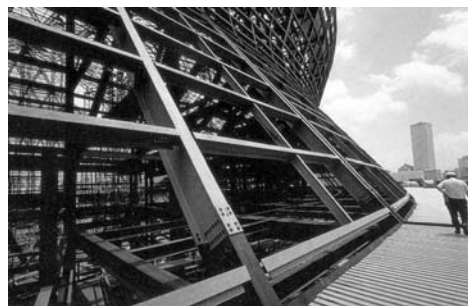
<sup>10</sup> travee



kupolája. A stadionban 75 ezer ülőhely van, beltere a középpontban 71 m magas (1.26. ábra). A földtől 50 méterre hatalmas (2,7 m magas) hegesztett acélgyűrű tartja a kupolát.



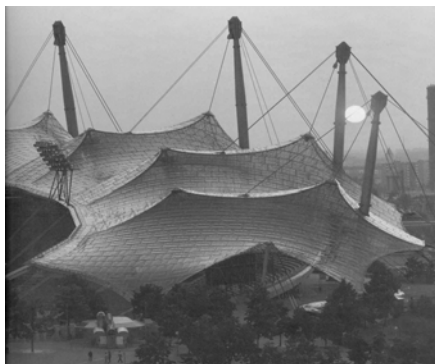
a)



b)

**1.26. ábra.** Superdome New Orleans: a – nézet; b – a kupola fém szerkezete

A müncheni stadion legjellegzetesebb része az érdekes, akril üvegtáblákból álló tetőszerkezet. A könnyed, sáterszerű szerkezetet oszlopok és kábelek tartják (1.27. ábra).

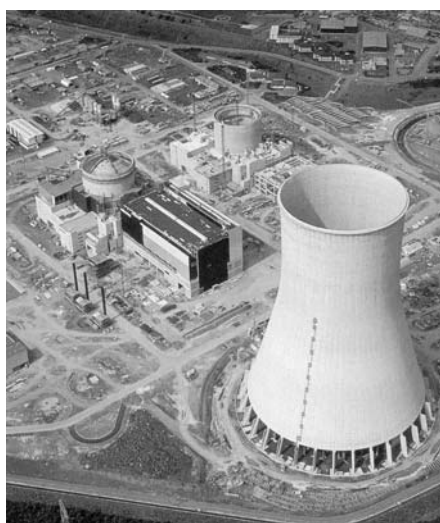


**1.27. ábra.** A müncheni üvegsátor



**1.28. ábra.** A sydney-i Operaház

Szokatlanul új szerkezetek jelentek meg, mint amilyen a vasbetonhég. Számítási elméletének kidolgozása Dischinger nevéhez fűződik. Csodálatos létesítmények épültek, mint például a sydneyi Operaház (1.28. ábra). De említhetnénk a hatalmas hűtőtornyokat, vagy az atomerőművek védőburkolatát is, amelyek szintén héjszerkezetek (1.29. ábra).



a)

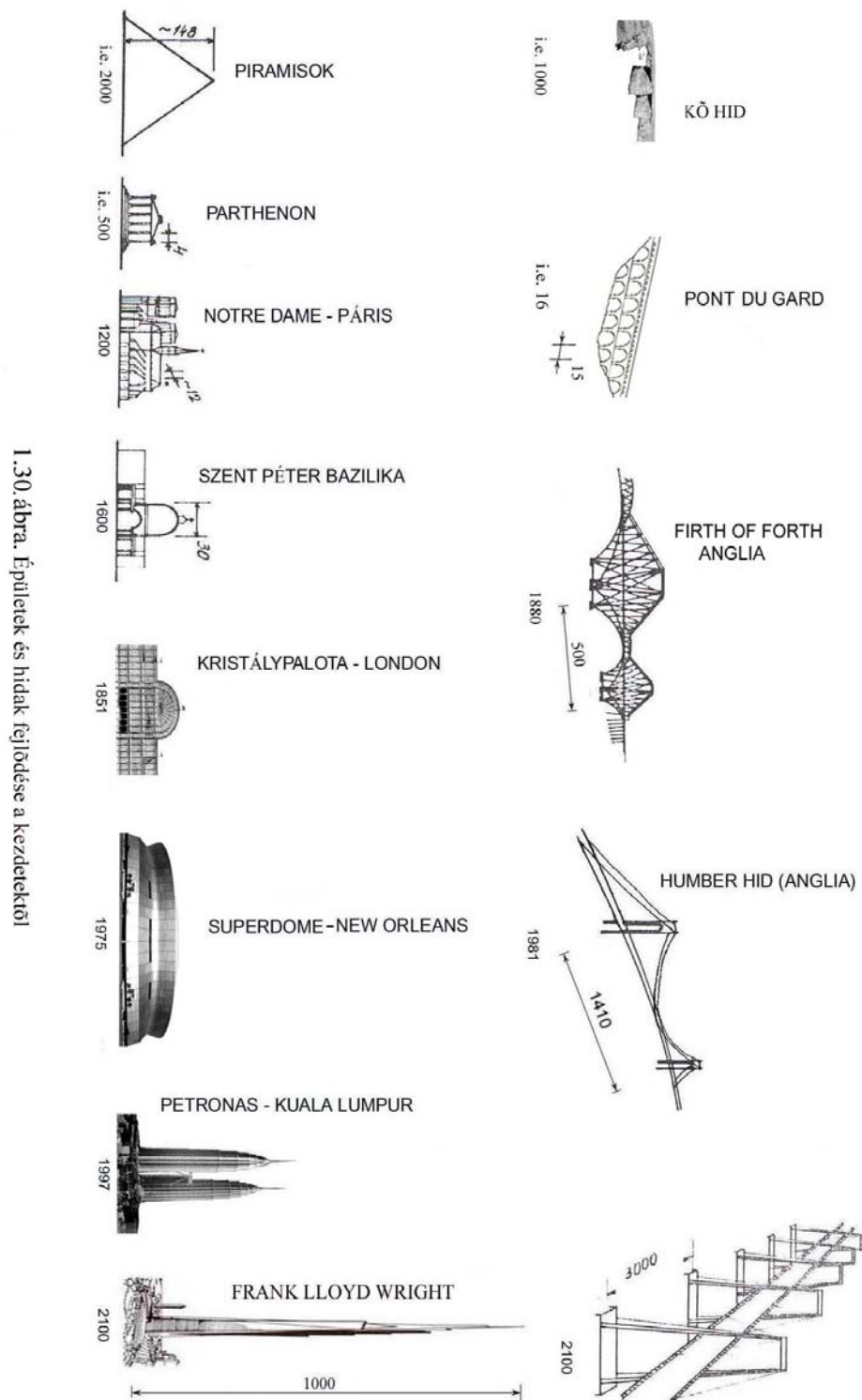


b)

**1.29. ábra.** Chooz B atomerőmű Franciaország: a – hűtőtorony; b - reaktor

Mint, az előzőekben bemutatott példák alapján láthattuk, az ember természet feletti uralmát legjobban a mérnökök alkotásai testesítik meg. Ezek az alkotások egyszer és mindenkorra módosíthatják a természetet (sajnos nem mindig jó irányba).

A mérnökök munkája sohasem fejeződik be. A technika rohamos fejlődésének köszönhetően, ahogy egy vállalkozás véget ér, máris kezdődhet egy még nagyobb kísérlet (1.30. ábra).



---

## 1.2. Szemlélet és korszakváltás a tervezésben

Napjainkban sok bírálat éri a felsőoktatást, mert sokan úgy érzik, távol van a gyakorlattól, és az egyetem befejezése után a fiatal mérnökök nem képesek önálló munkára.

Való igaz, az egyetemek különböző szakterületek elméleti ágainak központjai, de nem csupán erről van szó.

A profitszemléletű gondolkodás a minél gyorsabban, minél olcsóbban, minél jobbat ellentmondásos követelményrendszerét fogalmazza meg és erőlteti a társadalomra. És ez így van az építkezés piacán is, mert a fizetőképes kereslet rendszerint kemény üzleti szempontok alapján megfogalmazott igényeket támaszt.

A tervezési időtartam csökkenése, a minden részletükben átgondolt tervek elkészítése, a szerkezetek egyedi jellege, az új építési módszerek és anyagok, a befektető által kért funkciók és formák gyakran nehezen megoldható feladatot jelentenek a tapasztalt tervezők számára is, a kezdő mérnököknek pedig méginkább.

A számítógépek fejlődése az utóbbi évtizedben igen nagy mértékben megváltoztatta az életünket.

Az építéstervezésben is szinte mindennapossá vált a számítástechnika alkalmazása, a számítógéppel támogatott tervezési módszerek használata.

A befektető, és nemcsak ő, legtöbbször valamiféle mindent azonnal megoldani képes csodaeszközként tekint a számítógépes programokra. Gyakorta mondják a szerkezettervezőnek: *„Neked nem is kell semmit csinálnod, hisz a gép kiszámolja, te pedig megrajzoltatod”*. Pedig ez nem így van, hiszen az épületek teherhordó szerkezeteinek kiválasztása során rendkívül sokrétű és összetett igény jelentkezik az egyik oldalon, és nagy számú kombinálható megoldási lehetőség a másik oldalon.

A számítógép nem alkot, csupán támogatja az alkotni képes szakembert. A szerkezettervezésben a logika mellett igen nagy szerepe van a tervező ráérzésének (intuíciónak).

A számítástechnika alkalmazása tehát nem lehet cél, csak egy újabb, minden eddiginél hatékonyabb eszköz, mely elsősorban a rabszolgamunkát végzi el a szerkezettervezők helyett, lehetőséget adva ezzel a lényegi tervezésre, az *alkotásra*.

Az épületek tervezése rendszerint több szakág, a feladat jellegétől függően változó terület szakembereinek közös munkáját jelenti - nevezetesen az építészét, a szerkezettervezőjét, az épületgépészt, az elektromos, technológus és sok másét.

A szakágak közötti adatcsere a mindennapok gyakorlatában legtöbbször *grafikus információcserét jelent*.

A számítógépes háttér csupán a hardware tekintetében azonos vagy hasonló az egyes szakterületek között. Sajnos a felhasznált programok még egyazon szakágon belül is eltérőek lehetnek (AutoCAD, ArchiCAD, Nemetschek, Axis, stb.).

A leggyakrabban alkalmazott DXF alapú adatcsere aránylag megbízható, használható, de még ennél az eljárásnál is jelentős információvesztéssel kell számolni. A gondokat méginkább gyarapítja a globalizáció, hiszen a nemzetközi együttműködés még jobban előtérbe helyezi az információcserék magasabb színvonalának igényét. Az elektronikus *dokument management rendszerek* bevezetése a továbblépés egyik kulcsa.

Az ilyen rendszer lehetővé teszi, hogy meghatározott rend szerint készülhessen a tervdokumentáció (előtanulmányok, statikai számítások, műszaki leírások, tervek és

---

utótanulmányok) földrajzi helytől függetlenül, a földgolyó akár legtávolabbi helyéről végzett munkával.

A belföldi vagy a nemzetközi csapatmunkában résztvevőknek már nem is kell közvetlenül találkozniuk, elég az interneten és a telefonon keresztüli kapcsolat. Ennek gördülékeny működéséhez azonban szükség van egy új, közös műszaki nyelv megteremtésére. Erre hivatottak Európában az új Eurocode szabályok, amelyek bevezetése küszöbön áll az EU tagállamaiban és a jelölt országokban is.

Tehát a globalizáció, az informatika és számítástechnika fejlődése forradalmi változásokat hoz a tartószerkezetek tervezése terén is, és ennek ma még csak a kezdetén vagyunk.

### 1.3. Az épületekkel szemben támasztott használói igények

Az épületeknek ki kell elégíteniük a használatukkal kapcsolatos igényeket. Ezért fontos feladat, hogy mielőtt hozzáfognánk a tervezéshez, megismerjük az épületet használóinak igényeit. Az építési tevékenység (tervezés és kivitelezés) akkor lesz eredményes, ha a nyomában létesülő épület képes megfelelni ezeknek az igényeknek. Igaz, hogy ez a feladat elsősorban az építészre hárul, de a szerkezettervezőnek is van beleszólása.

A hagyományos építés körülményei között ugyanis hosszú évtizedek, sőt évszázadok tapasztalatai igazították el a tervezőket és kivitelezőket abban a tekintetben, hogy a választott méretekkel, szerkezeti megoldásokkal hogyan hozzanak létre olyan épületeket, amely ki tudja elégíteni használóik igényeit.

Az akkori építkezések egyedi jellegéből következően, az esetleges hibák nem jelentek meg épületek egész során.

Ma a tömeges, illetve iparosított építés időszakában más a helyzet. Először is a műszaki fejlődés felgyorsulása következtében nincs idő arra, hogy az anyag, a szerkezet vagy a technológia alkalmasságáról hosszú idők tapasztalatai alapján győződjünk meg (pedig milyen fontos volna). Másodszor, az előregyártott szerkezetek nagy gyártási sorozatai (még akkor is ha ezek ma már nem igazán típustervek alapján készülnek), az építés tömeges jellege miatt a tervezés szakaszában elkövetett legkisebb hiba is hatványozott következményekkel jár.

Ilyen feltételek között alaposan tisztáznunk kell, mi a kíváncsi az épületekkel, valamint azok szerkezeteivel szemben.

Ez a feladat valamivel egyszerűbb az ipari építkezéseknél, mivel ezeknél általában a gyártási technológia adja meg az alaphangot, nem úgy a lakó- és középületeknél.

Az életünkben bekövetkezett változások a lakó- és középületekkel szemben támasztott minőségi követelmények alapvető újraértékelését teszik szükségessé.

Az elmúlt évtizedek hibái bebizonyították, ahelyett, hogy azon igyekeznénk, hogy az embert miként idomítsuk fokozatosan az épületekhez (például a lakásviszonyokhoz), sokkal inkább arra kell törekednünk – tervezők és kivitelezők egyaránt – hogy az ember igényeinek megismerése szabjon irányt a fejlődésnek.

Tehát a használók igényeinek pontos meghatározásával végső célunk az, hogy levezessük belőlük az épületek, valamint épületszerkezetek teljesítőképességével szemben támasztandó követelményeket. Így válhatnak azok a konkrét tervezés alapjává és így biztosíthatják, hogy a tervezési folyamat eredményeként előállított épület olyan környezetet alkosson, ahol a használók jól érzik magukat (akár lakásról, akár munkahelyről van szó).

#### 1.4. Az épületek tervezett élettartama és tervezési állapotok

##### 1.4.1. A tervezési élettartam

A tervezett élettartam olyan felbecsült időszak, amely során a teherviselő szerkezet az előírányzott fenntartás mellett, alapvető javítások nélkül, rendeltetésének megfelelően használható. Az 1.1. táblázat tartalmazza a szerkezetek tervezési élettartam Eurocode 1 szerinti osztályozását.

Az élettartamra való tervezés elsősorban gazdasági kérdés. Minél nagyobb időszakra választjuk az élettartamot, annál nagyobb a beruházási költség. De funkcionális okok miatt sem nem célszerű korlátlan időszakra tervezni.

1.1. táblázat A szerkezetek tervezési élettartam szerinti osztályozása

Osztály	Előírt tervezési élettartam (év)	Példa
1	1 – 5	Ideiglenes tartószerkezetek
2	25	Cserélhető tartószerkezeti részek, pl. darupályatartók, daruk
3	50	Épületek tartószerkezetei és más szokványos tartószerkezetek
4	100	Hidak, monumentális épületek és egyéb mérnöki alkotások tartószerkezetei

Az élettartamtól függően a szerkezetre ható terhek várható értéke változhat, vagy a korrózió és egyéb környezeti hatások miatt a szerkezet ellenállása csökkenhet.

A terhek várható értékének a tervezett élettartamtól függő módosulását biztonsági tényezővel lehet figyelembe venni.

Az ellenállás módosulását az ötven évnél rövidebb ideig garantált épületeknél is figyelembe kell venni, ha például fából épült. Acél és vasbeton szerkezeteknél ez elhanyagolható.

Az ötven évnél nagyobb tervezett élettartam esetén már tekintettel kell lenni a tartós szilárdságra, vagyis az ellenállásban bekövetkező változásra.

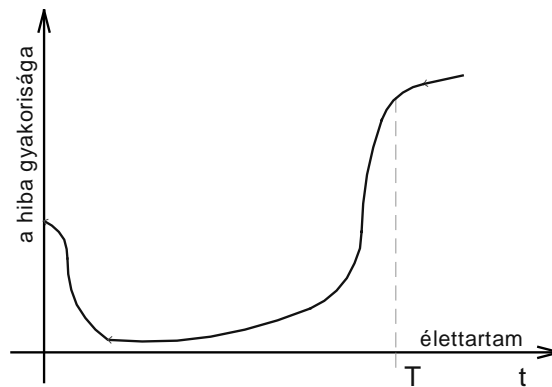
Persze a tervezett élettartam elteltével a szerkezet nem válik használhatatlanná, csupán arról van szó, hogy az épület fenntartására nagyobb költségeket kell fordítani.

Az élettartamon belül bekövetkező károsodásoknak általában háromféle oka van:

- a kivitelező a szerkezetet a tervezettnél gyengébbre építette;
- a tervező a tartószerkezetet hibásan tervezte;
- az üzemeltető nem megfelelően használja az épületet.

A meghibásodások vagy balesetek gyakorisága kezdetben és az élettartam végén nagyobb (1.31. ábra). Ilyenkor a közrejátszó személyek vagy cégek felelőssége csak szakértői vélemény<sup>11</sup> alapján állapítható meg.

<sup>11</sup> expertiză tehnică



**1.31. ábra.** Az építési hibák gyakorisága időben

A tervezőnek tudnia kell azt is, hogy a hibákon túl az optimális biztonságnál merészebben megépített szerkezeteknél valamivel nagyobb a tönkremenetel valószínűsége is. Ezt azért fontos kihangsúlyozni, mert a meghibásodásból eredő jogi és gazdasági felelősség csak abban az esetben hárítható el, ha azt olyan rendkívüli esemény okozta, amivel előre nem lehetett számolni.

Az építőiparban bevezetett jogi szabályozás a *garanciális* és a *kötelező szavatossági idő* fogalmát fogadja el.

Ez azt jelenti, hogy a garanciális idő (kb. 5-6 év) alatt a kivitelező köteles kijavítani azokat a meghibásodásokat, amik az épületekben bármilyen okból jelentkeztek. A kötelező szavatossági idő (kb. 12 év) alatt a kivitelező köteles kijavítani a tartószerkezet hibáit. Kivételt képeznek azok az esetek, amikor a meghibásodás az üzemeltető hibájából (hanyaglás, rendeltetés ellenes használat stb.) következik be.

#### 1.4.2. A tervezési állapotok

A *tervezés során* igazolni kell a teherviselő szerkezetek megfelelőségét a következő tervezési állapotokban:

- a *tartós állapotban*, amikor mindennapos használat feltételeit kell számításba venni;
- az *ideiglenes állapotban*, amelyek során a rövidebb időszakban jelentkező feltételekkel kell számolni (pl. építés, javítás stb.);
- *rendkívüli állapotban*, amikor a szerkezetre vonatkozó előírt jellemző, kivételes feltételeket jelentő esemény (pl. tűz, robbanás stb.) figyelembevételéről kell gondoskodni;
- *földrengési állapotban*, amikor a szerkezetre jellemző, földrengésre vonatkozó kivételes feltételeket kell számításba venni.

#### 1.5. Környezetbarát épületek és építőanyagok

Az építés ősi célja: védekezés a természet mostohasága (hideg, szél, eső, hó stb.) és az ellenség ellen, tehát az „elemi tér” létrehozása. Ez mára annyiban változott, hogy a modern építményeknek védenie kell a bennlévőket a környezeti szennyezettséggel szemben is (nagy alapzaj, szennyezett levegő stb.). Ugyanakkor az építéshez felhasznált anyagok gyártásánál és az épület kivitelezésénél igyekezni kell a környezetromboló mellékhatások korlátozására.

A népesség növekedése, a gyors, kisebb munkaerő ráfordítással járó építésmódok iránti igények és a környezet védelme miatt szükségessé válik új építőanyagok és építési módszerek kutatása és mielőbbi bevezetése.

---

Ma az építőanyagokkal szemben a következő műszaki, gazdaság és környezetvédelmi igényeket támasztják:

- hosszú élettartam;
- kis fenntartási költség;
- gyors és kevésbé munkaerő-igényes beépítés;
- megfelelő funkcionális tulajdonságok (hő- és hangszigetelés, kondenzáció megakadályozása, tűzállóság és időjárás-állóság stb.);
- kis energiaszükséglet;
- emberre káros alapanyagok mellőzése (pl. azbeszt stb.).

Az *energiafelhasználás* azért nagyon fontos szempont, mert a mérnöki szerkezetek – egyáltalán az épületek – a világ teljes energiatermelésének mintegy harmadát emésztik fel. Ez elsősorban az építőanyag-termelésben, a kivitelezésben, a használat és fenntartás alatt, a bontás és újjáépítés során következik be, továbbá az építési és kommunális hulladék elhelyezése, illetve az újrafelhasználás alkalmával.

Az építőanyag tömege egyenesen arányos a felhasznált energiával, azonban jelentős eltérések is lehetnek annak függvényében, hogy milyen az energiatermelési rendszer vagy az anyag gyártási technológiája.

Sajnos az energiatermelés velejárója a káros üvegház-hatás, amely szennyezi a környezetet és hozzájárul a globális felmelegedéshez.

A tervezés folyamán igyekezzünk tehát olyan építőanyagokat és szerkezeteket használni, amelyek a lehető legnagyobb mértékben csökkentik az energia-felhasználást.

Ilyen szerkezetek a héjak, az üreges lemezek, a minimális felülettel kialakított tartószerkezetek stb.

Mivel az elmúlt időszakban megnőtt a lebontandó, elavult ipari létesítmények száma, és a jövőben is folyamatosan egyre többet kell lebontani vagy átépíteni, nagy mennyiségben keletkezik *bontási hulladék*<sup>12</sup>. Hulladékok azonban nemcsak a bontás folyamán keletkeznek, hanem az építés a felújítás során is.

A bontásból származó építőanyagok újrahasznosításának lehetőségével már a második világháborút követő németországi újraépítéseknel foglalkoztak. A lebombázott épületekből nagy mennyiségben keletkezett téglatörmelék, ennek felhasználásával készítették az ún. téglabetont. Vagy éppen a természetes adalékanyag hiánya miatt pl. Hollandiában, már lépések történtek az újrahasznosítási lehetőségek feltárására.

Nálunk a bontások és építkezések miatt már kezdenek a hulladéklerakók megtelni. Sajnos a magas szállítási és lerakási költségek, meg a fegyelmetlenség miatt megnőtt az illegális lerakások száma.

Bár műszakilag megfelelő berendezések a világon mindenütt léteznek, tehát itthon is, a megfelelő hulladékgazdálkodási és műszaki szabályozások hiányában nálunk még nem került kellően előtérbe az újrahasznosítás alkalmazása.

A környezetbarát építkezés, érzésem szerint, ma még nem igazán fontos szempont a tervezők és kivitelezők számára, de úgy gondolom, a jövő társadalma egyre nagyobb hangsúlyt fog helyezni erre a kérdésre.

---

<sup>12</sup> moloz

---

## 2. A tervezés folyamata

### 2.1. Épületek tervezésének szakaszai

Hogyan kezdünk hozzá valamely konkrét épület tervezéséhez? A kérdés megválaszolása egyáltalán nem egyszerű, mert más gondolatmenetet kell követnünk egy magasház és mást egy egyszerű csarnok esetében, más szempontok döntenek egy családi háznál és megint mások egy nagy középületnél (2.1. ábra).

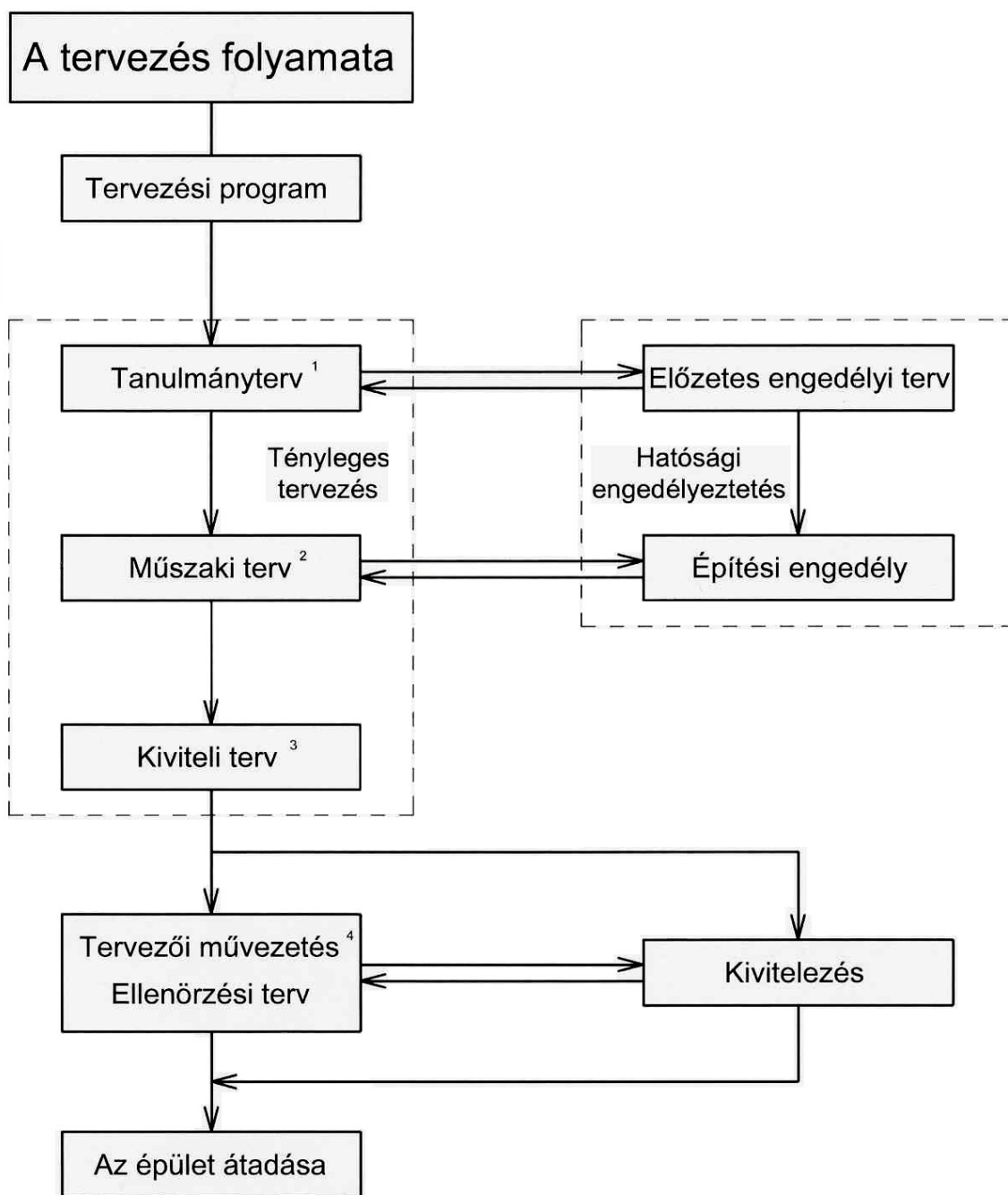
A tervezési munka tulajdonképpen háromlépcsős folyamat, ez mindenfajta feladatra egyaránt érvényes; ezeket a lépcsőket az 2.2. ábra mutatja be.

Az egyes lépések tartalma persze nagyon eltérő lehet a tervezett épület nagysága, jellegzetessége vagy fontossága függvényében.



2.1. ábra. Különböző típusú és funkciójú épületek





2.2. ábra. Egy épület tervezésének szakaszai

---

Ahhoz, hogy egy épület el is készüljön, szükségünk van a *hatósági engedélyre*. Az *építkezési engedély*<sup>13</sup> megszerzése tulajdonképpen két részből álló folyamat, először egy *előzetes engedélyre*<sup>14</sup> van szükségünk és csak ennek beszerzése után igényelhetjük a tényleges építkezési engedélyt. Miután beszereztük a hatósági engedélyeket és elkészítettük a kivitelezési terveket is, kezdődhet az épület megépítése. A tervezőknek (építésznek, statikusnak, épületgépésznek) kötelességük a kivitelezés alatti művezetés (ellenőrzés, tanácsadás stb.). Az épület elkészülte után még marad egy feladat: az épület átadása és műköedésbe helyezése.

Minden tervezés a kiinduló adatok beszerzésével és azok felülvizsgálatával kezdődik.

Mivel a tervezési folyamat különféle szakágak párhuzamos tevékenysége, nagyon fontos, hogy soha semmiféle adatot át ne vegyünk, el ne fogadjunk feltétel nélkül, hiszen tévedés mindenütt lehetséges.

A tervezés egyébként is a kompromisszumok művészete és így minden épület valamilyen jó vagy rossz kompromisszum eredménye. Azonban nem árt tudni, hogy mint mérnökök nemcsak szakágunkért, hanem az épület egészéért is felelősek vagyunk. Igazán figyelemre méltó, minden vonatkozásban magas színvonalú terv csak akkor születhetik, ha az együtt-tervezés az első perctől kezdve megvalósul.

A tartószerkezetet sohasem úgy választják ki, hogy a tervező töpreng, gondolkodik, aztán valamilyen szerkezetet kiválaszt. A szerkezet kiválasztása és további alakítása a tervezési folyamat során megy végbe. Ezért a továbbiakban e folyamattal fogunk foglalkozni, végigmenve a tervezés egyes szakaszain: tanulmányterv – műszaki terv – kiviteli terv, valamint műszaki felügyelet (elsősorban a szerkezettervező szemszögéből nézve, de nem csak).

### 2.3. Tanulmányterv

A kiinduló adatok (2.3. ábra) között a legnagyobb szerepe a *tervezési programnak*<sup>15</sup> van. Ezt a *beruházó*<sup>16</sup> vagy üzemeltető vállalat állítja össze, és ebben közli elgondolását, igényeit és feltételeit.

Az alábbiakban tekintsük át ezeket:

- az épület helye;
- az épület funkciója;
- az épület alaprajzának formája (négyszögű, kör alakú stb.)
- az épület fesztávolsága;
- az épület szintjeinek száma;
- az épület magassága;
- pinceigény;
- az épület elhelyezése a szomszéd épületekhez viszonyítva;
- bizonyos építési anyagok használata;
- kivitelezési határidő.

E kiindulási feltételek egy része adott, ezért ezek a tervezés irányát már induláskor alapvetően megszabják, körülhatárolják és a döntés lehetőségét szűk sávra korlátozzák.

---

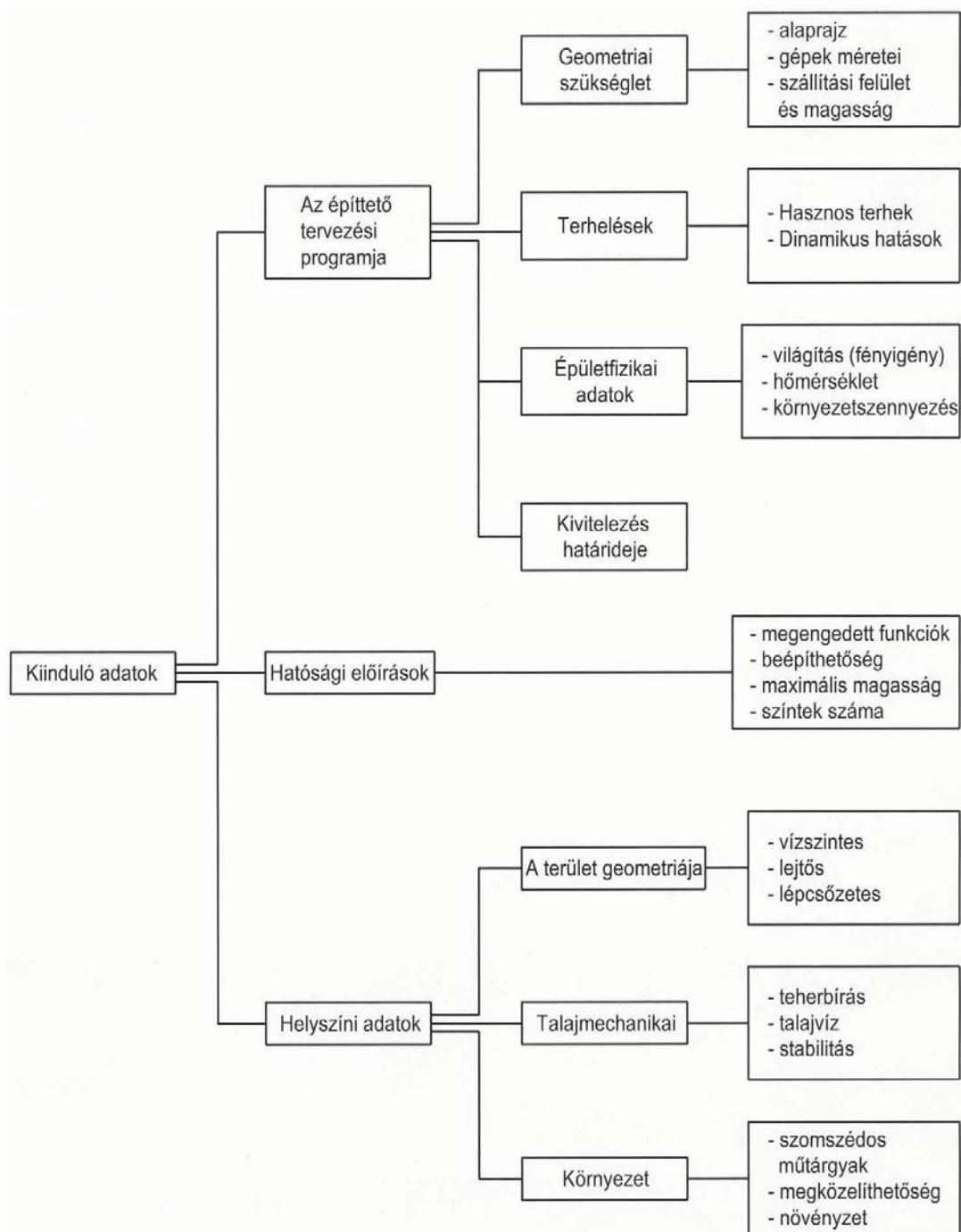
<sup>13</sup> autorizație de construire

<sup>14</sup> certificat de urbanism

<sup>15</sup> temă de proiectare

<sup>16</sup> investitor

Mégis, a tervezési programban rögzített elképzeléseket ne tekintsük szükségszerűen megmásíthatatlanoknak. A beruházó nyilván legjobb tudása szerint állította össze azt, de a friss szemmel látó, más területről érkező tervező sokszor még hozzá tud valamit tenni. Előfordulhat néha még az is, hogy megbízónkat saját érdekében le kell beszélünk elképzeléseiről, a programot új elvek alapján kell összeállítanunk. Élünk is e lehetőséggel, hisz ki ne fogadná el a jó ötletet!



2.3. ábra. A tervezés kezdeti adatai

A tervezés folyamán viszont szigorúan be kell tartani a *hatósági előírásokat*. Például hatósági döntés írja elő az épületek magasságát vagy a terület *beépíthetőségét*<sup>17</sup> a város

<sup>17</sup> procent de ocupare a terenului POT

---

bizonyos részein, vagy a szükséges engedélyeket (pl. *környezetvédelem*<sup>18</sup>, *tisztiorvosi*<sup>19</sup>, *hálózati*<sup>20</sup>, tűzvédelmi stb.). Mindezt az előzetes vagy urbanisztikai engedély tartalmazza.

A *városrendészeti* (urbanisztikai) engedély beszerzéséhez a következő dokumentációt kell a hatóságoknak benyújtunk:

- rövid műszaki leírást;
- az épület elhelyezését a városon belül (1:10 000 léptékkel);
- egy részletes helyszínrajzot (1:500 léptékkel).

Az építész a tervezési program és a hatósági előírások alapján vázlatokban körvonalazza elképzeléseit, amikből aztán a tartószerkezet bizonyos indító szempontjai erednek.

A továbbfejlesztés az építész és szerkezettervező közös munkáján alapul. A jó építész még nem sokat rajzol és dönt ebben a fázisban, hogy ne merevítse meg elképzeléseit, kellően rugalmas és alkalmas maradjon a társ-szakágak szakértőinek (statikus, *épületgépész*<sup>21</sup>, *területrendező*<sup>22</sup> stb.) javaslatainak elfogadására.

Ebben a fázisban mind az építész, mind a szerkezettervező számára nélkülözhetetlen a helyszíni szemle. A legjobb térkép vagy a legrészletesebb leírás és információ sem nyújthat annyit, mint a helyszín megtekintése. Lehetőleg az összes társtervező együtt tekintse meg a terepet.

A helyszíni szemlén a legfontosabb az alábbiak megfigyelése:

- sík-e a terep illetve milyen a lejtés nagysága és iránya;
- árvízveszélyes-e a terület;
- felismerhetők-e a régi csúszások nyomai domboldalak esetében;
- tapasztalatok a talajvízzel kapcsolatban;
- az építési terület növényzete;
- a szomszédos műtárgyak, épületek;
- az építési helyszín megközelíthetősége;
- a meglévő épület tüzetes vizsgálata (még akkor is ha szakértői vélemény készült erről) épület-átalakításnál, toldásnál és ráépítésnél stb.

A terepviszonyok alapvetően befolyásolják az épület formáját és tartószerkezetét. A sík, kissé lejtős, közepesen lejtős vagy meredek terep befolyásolja az épület

- elhelyezését;
- méreteit esetleg lépcsőzését;
- padlósíkjait;
- alapozási szintjeit és módját;

---

<sup>18</sup> protecția mediului

<sup>19</sup> sănătate publică

<sup>20</sup> rețele edilitare

<sup>21</sup> inginer instalator

<sup>22</sup> urbanist

- a földmunkát;
- a tereprendezést és felszíni vízelvezetést stb.

Sokáig lehetne még folytatni a majd minden épületre vonatkozó általános érvényű tervezői szempontok és feladatok felsorolását. De eljutottunk ahhoz a ponthoz, amikor a szerkezettervezőnek döntenie kell valamelyik építőanyag (vasbeton, acél, fa stb.) és egy szerkezet típus mellett. Ehhez természetesen áttekinthetően, hasonlóságaikkal és különbségeikkel összefüggően ismernie kell a lehetséges szerkezetfajtákat, és továbbá tudnia kell, milyen feladathoz melyik alkalmas vagy alkalmatlan. E döntéshez nyújt segítséget későbbiekben a 4. és 5. fejezet, amelyben a szerkezettervezés alapszempontjait elemezzük, és az épületek általános rendszerét tekintjük át.

A tervezés kezdeti fázisában összegyűjtött kiindulási feltételek már bizonyos szelekciót indítanak meg, de a felvetődő kérdéseket még nem kell részletekbe menően megoldani. Az a fontos, hogy felismerjük a problémákat, a megoldás módját legalább elvben körülhatároljuk és ezekről az építész tájékoztassuk. Hasonlóképp vissza kell kapnunk az építésztervezőtől is bizonyos alapvető adatokat, mint például a belmagasságra, a tűzszakasz-határoló szerkezetekre, elhelyezésükre, a végfalképzés módjára vonatkozókat stb.

Mivel a tervezési időszak végcélja az 1:200 léptékű tanulmányterv elkészítése, ezért a szerkezeti méretek még csak ott döntenek, ahol az építész munkáját alapvetően érintik.

Ilyenek

- az épület alaprajzi axisméretei;
- a szerkezeti axist meghatározó falvastagság (lakóházak, szállodák stb. esetében);
- a pillérek méretei (pl. vázszerkezetek esetében);
- az épület összmagasságát befolyásoló födémvastagság-értékek;
- a dilatációs egységek határvonalai;
- a főtartó szerkezeti magassága, lelógása;
- a merevítési rendszerek helye, módja és méretei;
- alapozási elvek.

Ezeket a méreteket közelítő számításokkal kell meghatároznunk, mert az esetleges építészeti változtatás miatti korrigálás jelentős többletmunkát kíván.

A felsoroltakon kívül ki kell alakítani az épületgépészet vezetési elveit is. Ez fontos a szerkezettervező számára is, mivel általában ez dönti el a *főtartók*<sup>23</sup> és *fióktartók*<sup>24</sup> helyzetét és lelógását.

A tanulmánytervnek tartalmaznia kell egy részletes *műszaki leírást* is, ebben körvonalazni kell a kivitelezés főbb alapelveit is.

### 2.3. Műszaki terv

A tervezés második szakaszában az elképzelt és jóváhagyott tanulmányterv alapján készül az 1:100 vagy 1:50 léptékű tervanyag, amelyet műszaki tervnek nevezünk. Ezt

<sup>23</sup> grinzi principale

<sup>24</sup> grinzi secundare

---

használjuk az építési engedély megszerzéséhez, illetve a beruházási program és *költségvetés*<sup>25</sup> meghatározására.

A tanulmányterv fázisában megtörtént ugyan a szerkezet kiválasztása, de annak csak főbb elveit és legfontosabb részleteit rögzítettük, ezért a második tervezési szakaszban, a műszaki tervben, a tartószerkezet minden elemét véglegesítjük. A tervezés e pontján készítjük el a statikai számításokat. A számításnak igazolnia kell a terveken jelzett valamennyi szerkezeti elem főméreteit és az épület merevítését. Nem kell azonban kitérni például a vasbetonelemek vasazására, kivéve, ha esetleg egyes szerkezeti elem kis mérete miatt probléma lehet a vasak elhelyezésével, vagy a lehajlással stb.

Tehát a műszaki terv minden építészeti és statikai nézetet rögzít, a terhelések véglegesek, az összes statikai *modell*<sup>26</sup> tisztázott. Az épület legfontosabb részleteit (*lábazat*<sup>27</sup>, *főpárkány*<sup>28</sup>, erkély, *vizesblokk*<sup>29</sup>, *padló*<sup>30</sup> és falrétetek, födémrétegződés stb.) a tartószerkezet tervezővel közösen kialakított építészeti csomópontokban részletesen megoldották. Minden épületgépészeti áttörés helye és méretei nagyságrendileg meghatározott.

Ez azért különösen fontos, mert nagyon gyakran előfordul, hogy később az épületgépész olyan nagy méretű lyukakat kíván hagyni, vágni a tartókban, amik felboríthatják az addigi tervezési munkát.

*Az engedélyezési terv a következőket kell tartalmazza:*

- műszaki leírás<sup>31</sup> (építészeti, statikai és épületgépészeti fejezetekkel);
- hatósági engedélyek<sup>32</sup>;
- az építési terület tulajdonjogát bizonyító dokumentum (telekkönyv)<sup>33</sup>;
- szakértői vélemény (ráépítés, bővítés és átalakítás esetében);
- rajzanyag.

A rajzanyag legalább a következő tervlapokból tevődik össze:

- alaprajzok (alagsor<sup>34</sup>, földszint<sup>35</sup>, emeletek<sup>36</sup>);
- metszetek (keresztmetszet<sup>37</sup> és hosszmetset<sup>38</sup>);
- homlokzatok<sup>39</sup> (mind a négy oldalról)
- tetőrajz<sup>40</sup> (esővíz-elvezetés);

---

<sup>25</sup> deviz

<sup>26</sup> schemă statică

<sup>27</sup> elevație

<sup>28</sup> atic

<sup>29</sup> zone umede (grupuri sanitare, băi etc.);

<sup>30</sup> pardoseală

<sup>31</sup> memoriu tehnic (de arhitectură, rezistență și instalații);

<sup>32</sup> avize

<sup>33</sup> extras carte funciară

<sup>34</sup> plan subsol

<sup>35</sup> plan parter

<sup>36</sup> plan etaj

<sup>37</sup> secțiune transversală

<sup>38</sup> secțiune longitudinală

<sup>39</sup> fațade

- 
- alapozási rajz<sup>41</sup>;
  - munkatelep-szervezési alaprajz.

A rajzokat *önálló* (statikai, tűzvédelmi stb.) *tervellenőröknek* kell pecsétjükkel ellátniuk, és ellenőrzési jegyzőkönyvet kell ehhez csatolni.

Tulajdonképpen az volna a leghelyesebb, ha a műszaki tervhez elkészülnének a tartószerkezet zsaluzási tervei is vagy, nem vasbeton szerkezet esetében az összes földm szerkezeti rendszerét tükröző *tartókiosztási*<sup>42</sup>, összeállítási tervek.

Egy jól elkészített műszaki tervdokumentáció az épületgépészettről is tartalmaz néhány rajzot, melyeken a vezetékezés fő elveit és a nagyobb vezetékek méreteit rögzítik.

E terv alapján az építkezés költségvetését is el lehet készíteni, hiszen tartalmazza az épület összes méreteit, ajtó-ablak és egyéb nyílásait, alapterületeit, burkolatát. Vasbeton szerkezetek esetében a költségvetés pl. a felhasznált acélmennyiség vonatkozásában csak becslésekre támaszkodhat (de hasonló a helyzet valamennyi szakágnál), mivel ezeket csak a kivitelezési terv fogja pontosan tartalmazni.

Mint láttuk, a terv ebben a szakaszban már minden lényeges adatot rögzít, így a megfelelő felkészültséggel rendelkező kivitelező ebből egyszerűbb épületeket akár közvetlenül is megvalósíthat (pl. családi házakat stb.), illetve a műszaki terv alapján elkészítheti a kivitelezési terveket.

#### 2.4. Kivitelezési terv

E terv tulajdonképpen a műszaki terv részletezése. Ebben a szakaszban már nem merülhet fel olyan téma, amely visszamenőleg érinti a fő tartószerkezetet. Legfeljebb a szerkezetek kialakításának egyes másodlagos részletei maradhatnak a kivitelezési tervre, s ezek is csak azért, mert valamilyen ok miatt csak ebben a stádiumban merülhetnek fel. E szakaszban a tevékenység zöme már a szakágakon belül zajlik. Például szerkezettervezés terén a vasazási tervek (vasbeton esetében) vagy acélszerkezeti részlettervek stb. kidolgozása.

A tervezés e fázisának is nagy figyelmet kell szentelnünk, mert a tervezési hibák döntő többségét ekkor követik el a tervezők, és a szerkezettervezőre leselkedő veszélyek nagy része is itt jelentkezik. A legszebb tartószerkezeti koncepciót is tönkretelhetik a rossz részletek, a terv átgondolatlan kidolgozása, rendezetlensége.

A kivitelezési terv befejezését követően még egy további munkafázis szükséges, amely azonban már a kivitelezés előkészítéséhez tartozik. E munkarészbe tartoznak a *gyártmánytervek*, a *műhelytervek*, a *sablontervek*, az *állványtervek*, *munkaszervezéssel* (organizációval) összefüggő tervek stb. Bár a szerkezettervező munkája során köteles foglalkozni e kérdéssel, ezek megtervezése csak külön felkérés esetén szükséges.

Általában minden tervnek olyannak kéne lennie, hogy azt egy megfelelő felkészültségű kivitelező megbízhatóan végrehajthassa, és e feltétel alól nincs kivétel.

#### 2.5. Tervezői művezetés

A művezetés tulajdonképpen a beruházó érdekeinek képviselője és a tervezés szempontjainak érvényesítése a kivitelezés lehetőségei, anyagcseréi és problémái között.

---

<sup>40</sup> plan scurgerea apelor

<sup>41</sup> plan fundații

<sup>42</sup> plan montaj grinzi prefabricate

---

A szerkezettervező mindig a legjobb megoldásokra törekszik, de fáradozása csak akkor sikeres, ha azok a kivitelezés során minél pontosabban megvalósulnak. Az épületet sajátunknak kell éreznünk a kivitelezés alatt és után is. Mikor a munkatelepen járunk hallgassuk meg mindenki véleményét tervünkről, mert az egyszerű ács, kőműves vagy vasbetonos meglátásai is rendkívül fontos felismeréshez vezethetnek, de mindent szűrjünk át saját agyunkon, és senki véleményét ne fogadjuk el kritika nélkül, mert mindenkinek magának kell kialakítani minden kérdésben saját véleményét.

A szerkezettervezőnek tulajdonképpen össze kell állítania egy *ellenőrzési tervet*, amit jóvá kell hagyasson a helyi építésügyi hatósággal.

A művezetési tervnek legalább a következő munkafázisok ellenőrzését kell tartalmaznia:

- az épület axisainak kijelölése (az építésszel együtt);
- az alapozási szint és a talaj minőségének meghatározása (a talajmechanikussal közösen);
- minden alap és szint vasazásának jóváhagyása monolit vasbeton-szerkezetek esetében;
- a szerkezet összeszerelését követően előre gyártott vasbeton vagy acél szerkezetek esetében.

A munkafázisok ellenőrzése után mindig *jegyzőkönyvben*<sup>43</sup> kell rögzíteni a látottakat.

Az építkezések befejezése után a beruházó, az összes tervező és hatósági szerv (tűzvédelem, polgármesteri hivatal stb.) képviselőinek jelenlétében jelzi, hogy az épület minden szempontból megfelel a követelményeknek és használatba adható.

### **3. Tartószerkezetek kialakítása**

#### **3.1. Statikai szempontok**

A továbbiakban sorra vesszük és elemezzük az épület tartószerkezetének néhány fontos részletét, azokat amelyek legtöbbször és legnagyobb mértékben hatnak ki a szerkezet megválasztására.

##### **3.1.1. A szerkezet anyaga**

A tervező válogathat *kő, tégl, fa, acél és vasbeton* között. Választás előtt elemezni kell a tervezett épület üzemeléséből származó és az épület anyagválasztására kiható szempontokat. Például családi vagy hétvégi házak szerkezeti anyagának meghatározása egészen más szempontok szerint történik, mint egy többszintes lakóház vagy csarnok (üzemi-, sport- stb.) esetében.

Két-három szintes épületeknél (családi ház, irodaház stb.) általában valamilyen téglaféleségből épített falban, monolit vasbeton, fa vagy valamilyen szerkezeti elemekből összeállítható födémszerkezetben gondolkodunk. A leggyakrabban alkalmazott magastetőhöz fa és cserép a legpraktikusabb. Csarnokok esetében vasbeton, acél és fa közül kell kiválasztani a szerkezet anyagát.

A legjobb döntés akkor születik, ha az építtető nem köti ki eleve a szerkezet anyagát. Ilyenkor a pályázók az általuk legnyerőbbnek ítélt szerkezettel *pályáznak*. Az adott funkcióra az egyes pályázók elvégzik az előzetes méretezést, árkalkulációt készítenek, és azok alapján nyújtják be árajánlatukat.

---

<sup>43</sup> proces verbal



---

Egyes esetekben az épület funkciója miatt döntünk egyik vagy másik anyag mellett. Például ha vizes, párás belső terekre van szükség (uszoda, gyártási technológia stb.), az acélt nem célszerű alkalmazni, esetleg vasbeton a megfelelő. Ilyen esetekben viszont kedvező lehet a rétegelt, ragasztott faszerkezet, különösen, ha az említett vízpárák korrodáló anyagokat is tartalmaznak.

*Tűzvédelmi* okokból a vasbeton a legkedvezőbb, ezt több nagy tüzeset is bizonyította. Amíg az acélszerkezetek többnyire használhatatlanná váltak, addig a vasbeton csarnokok esetében csak a gerendákat kellett kicserélni nagymértékű lehajlásuk miatt. Ezért a biztosító társaságok általában nagyobbban számítják a kockázatot acélszerkezetek esetében (ilyenkor magasabb biztosítási díjat kell fizetni).

A szerkezettervező mérnöknek tudnia kell, hogy a *földrengés* – szemben a statikus hatással – egy gyakran ismétlődő és előjelét váltó dinamikus hatás, melynek következtében a szerkezet nagy részén képlékeny<sup>44</sup> állapot áll elő. Itt nem erők, hanem energiafolyamatok egyenlőségének kell teljesülnie, mert ahhoz, hogy egy szerkezet túlélje a rengéseket, képesnek kell lennie annyi belső energia (potenciális energia) kifejtésére, amennyi kiegyenlíti a rengés ideje alatt keletkező külső mozgási (kinetikus) energiát.

A tervezőnek törekednie kell arra, hogy a rengés okozta alakváltozásban minden szerkezeti elem részt vegyen, mert egy szerkezeti rendszer teljes potenciális energiamennyisége az egyes szerkezeti elemek által kifejtett alakváltozási energia összessége.

Az, hogy egy szerkezet miképp visel el egy földrengést, nagyban függ a szerkezeti anyag *duktilitásától*<sup>45</sup>.

A szerkezeti anyag fizikai (szilárdsági, alakváltozási stb.) jellemzőinek függvényében a tönkremenetel bekövetkezhet rideg törés<sup>3</sup>, rugalmas-képlékeny<sup>4</sup> törés vagy teljesen képlékeny törés útján.

A rideg törés a húzószilárdsággal alig rendelkező falazott szerkezetekre, a rugalmas-képlékeny törés főleg a vasbetonra, a képlékeny törés pedig az acélszerkezetekre jellemző.

Ha az épületben az ott dolgozó gépek, daruk stb. működésekor erős dinamikus hatások keletkeznek akkor szintén az acél a legkedvezőbb anyag, de alkalmazható fa is.

A *tetőszigetelés* módja és a *tetővízelvezetés* rendszere alapvetően befolyásolhatja a szerkezeti anyag megválasztását. A nagy tetőlejtések a vasbeton szerkezetű csarnokoknál ritkábbak (kivételt képeznek az ívek és a héjak). A vasbeton csarnokoknál a nagy tetőlejtés nem kompenzálja a szerkezet árában a nagyobb belmagasságok miatti többletköltségeket (fűtésnél, homlokozatnál stb.).

Jellemző tetőlejtések:

– PVC fólia	2 – 3 %
– modifikált bitumenes lemez	3 %
– acél trapéz hullámlemez	5,5 %
– acél panel	7,0 %

---

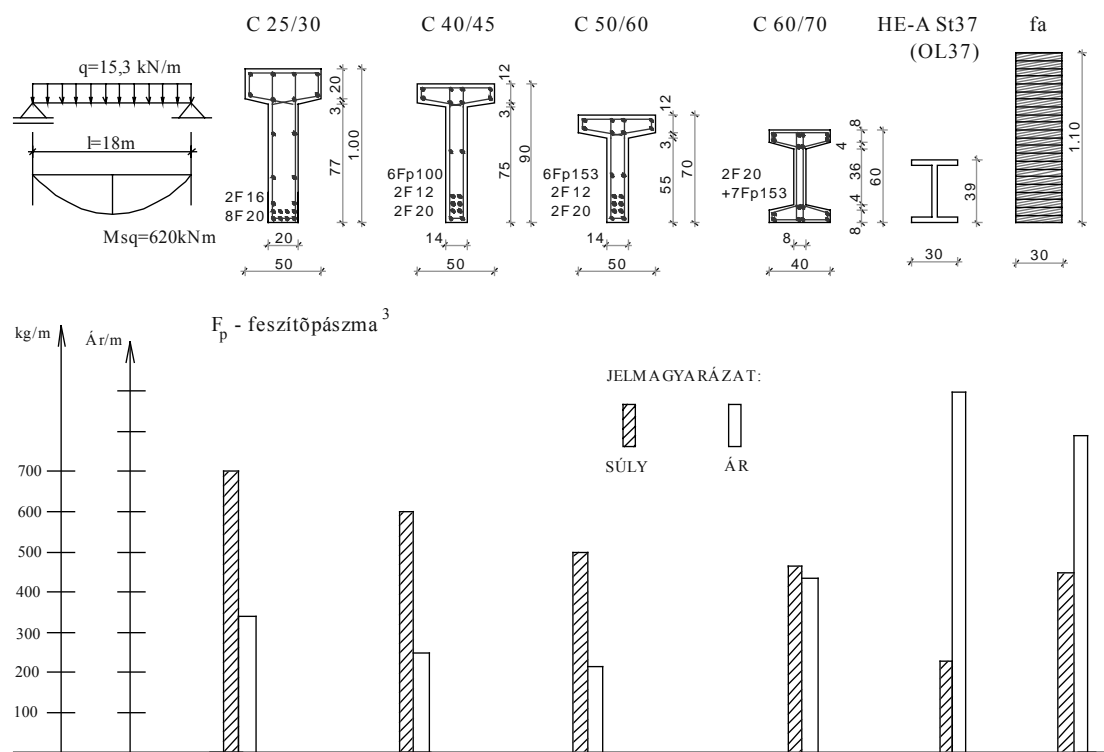
<sup>44</sup> plastic

<sup>45</sup> ductilitate

A *daruzhatóság*, helyszíni *körüljárhatóság* az előregyártott vasbeton szerkezetek alkalmazásának előfeltétele. Acél és faszerkezeteknél e szempont kevésbé jelentős, monolit vasbeton szerkezeteknél érdektelen lehet.

Acélszerkezetek esetében valamivel előbb valósult meg az *automatizált gyártás*. Ma már több vasbeton elem is automata soron készül (zsaluzópanel<sup>46</sup>, üreges födémelem<sup>47</sup> stb.) így mindkét oldalon szakadatlan a fejlődés.

Ma a *nagyszilárdságú* betonok tömeges alkalmazása újabb kihívás az acélszerkezetekkel szemben. Azonos anyag (beton) többszörös teljesítőképességgel nyilván más gondolkodásmódot eredményez. A 3.1. ábrán egy kéttámaszú tartó segítségével mutatjuk be a különböző megoldási lehetőségeket.



3.1. ábra. Nagyjából azonos teherbírású (önsúlyon felül) tartók összehasonlítása

Az összehasonlítás torzít, mivel acél vagy faszerkezetek esetében eleve másfajta konstrukciót választ a tervező, pl. rácsos tartó stb., de az ábra talán jól kifejezi, milyen sok minden tartozik a vasbeton fogalmába.

Előregyártásban a minimális betonszilárdság C25/30, de jellemzőbbek a C30/37 vagy C40/50 betonok. Feszített vasbeton esetében minimum a C35/45, de egyre inkább C40/50, vagy akár C50/60 szilárdságú betont alkalmaznak.

Előregyártott szerkezeteknél természetes a minél kisebb súlyra való törekedés. A gazdaságossági összehasonlítás inkább a magasabb betonszilárdságot mutatja kedvezőbbnek, de C40/50 felett már a betonár is erősen növekszik.

Természetesen a szerkezet kialakításakor *kétféle anyagot* is felhasználhatunk. Például vasbeton pilléreket, acél vagy fa rácsostartót stb.

<sup>46</sup> predale

<sup>47</sup> fâșii cu goluri

<sup>3</sup> toron precomprimat (TBP).

Emeletes épületekhez a rétegelt, ragasztott faszerkezet nem megfelelő. Negyven emeletig a vasbeton fal vagy vázszerkezet a legalkalmasabb, e fölött inkább csak acél vázszerkezetet lehet használni vagy öszvérszerkezetet. Acél vázszerkezetnél a födémek általában öszvérszerkezet (acél-beton) formájában képzelhető el. A nem túl magas vasbeton vázak esetében (15 emeletig) a külső falakat a keretek könnyű téglával történő kiépítésével hozzuk létre.

### 3.1.2. Dilatáció

A dilatációs<sup>48</sup> szakasz hossza a felhasznált anyag függvényében a következő lehet:

– <i>fa</i>	korlátlan;
– <i>acél</i>	120 – 150 m (100);
– <i>előregyártott vasbeton váz</i>	50 – 60 (40);
– <i>monolit vasbeton váz</i>	40 – 50 (30);
– <i>nem vázas vasbeton szerkezet</i>	30 – 40 (25);
– <i>tégla és kőfal</i>	25 – 30.

A zárójelbe tett értékek a külső hőhatástól nem védett szerkezetekre vonatkoznak.

A dilatációs szakasz hossza attól is függ, hogy a hő okozta mozgások mennyire kedvezőtlenek a szerkezetre, tehát mennyire hajlékony a szerkezet. Ezért van az, hogy a falszerkezeteknél a vázassal szemben, kisebb dilatációs hosszat tudunk megengedni (vasbeton szerkezet esetében is). Noha a téglát hőtágulási együtthatója fele akkora, mint az acélé vagy a vasbetoné, mégis a hőmozgás tekintetében sokkal kedvezőtlenebbül viselkedik. A téglák egymás között nem tudnak a habarcs repedése nélkül elmozdulni. Ugyanez a hatás jelentkezik (hosszanti repedések) a vasbeton koszorú és a téglafal között is.

Fel kell hívni a figyelmet a monolitikus és előregyártott szerkezetek közötti, a dilatáció szempontjából lényeges különbségre.

A beton és vasbeton szerkezetek alakváltozását – a terheléstől származó alakváltozáson kívül – a *zsugorodás*<sup>49</sup> is befolyásolja a hőmérséklet mellett.

A zsugorodás mértéke 10 m hosszon 2-4 mm között változik. Az előregyártott szerkezetek esetében ez a hatás elhanyagolható, mert a zsugorodás az összeépítés idejére nagyrészt lezajlik.

A monolit vasbeton váznál a 40 m dilatációs hosszat, fele-fele arányban, a zsugorodásból és a hőmérséklet-változásból kapjuk.

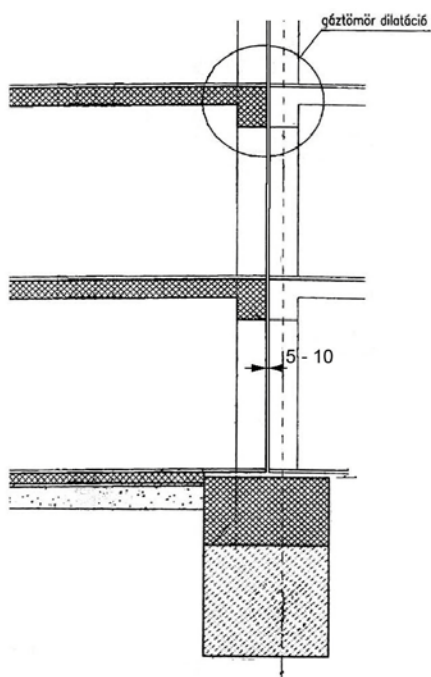
A hőmérséklet-különbségek hatásának megítélésakor az egyik kérdés az, hogy milyen hőmérséklet-változással számoljunk. Az épületek belső tereiben normális üzemi körülmények között a hőmérséklet ingadozása  $\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ .  $\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$  ingadozást számítva már a szélsőséges üzemzavarokat is figyelembe vettük. Ha az épület közvetlenül kitett a hőhatásnak (hőszigetelés nélküli), akkor  $\pm 30\text{ }^{\circ}\text{C}$  hőmérséklet-ingadozással kell számolnunk.

Előregyártott szerkezeteknél egyszerű képlettel lehet kiszámítani a tágulási hosszat (3.2. ábra):

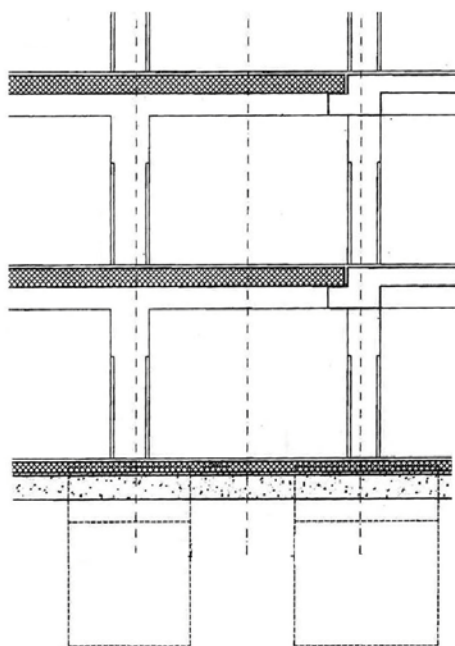
<sup>48</sup> dilatație

<sup>49</sup> contracție

$$L_d = 0.41 \frac{l_f^2}{h} = 1.64 \frac{H^2}{h} (m) \quad (3.1)$$



**3.3. ábra.** Dilatációs hézag kettőzött pillérrel



**3.4. ábra.** Dilatációs hézag csúszó másodlagos szerkezettel

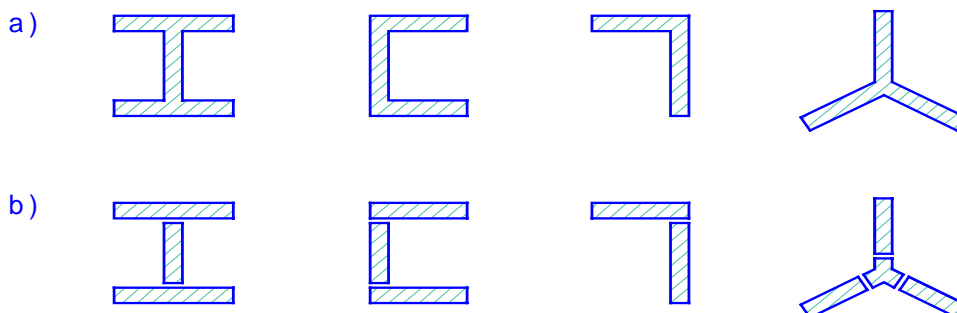
Az első megoldás megbízhatóbb, de valamivel költségesebb. A csúszószerkezetnél ügyelni kell, hogy a két csúszófelület között az építéskor létrehozott csúszási lehetőség a későbbiekben se változzon meg. Ez a feltétel *neoprén* lemez alkalmazásával könnyen teljesíthető.

A dilatációs hézag általában 5 cm, de ne legyen keskenyebb 2 cm-nél. A nagyobb méret felvétele a szerkezetre előnyösebb, viszont hátrányos a padlóburkolat és a homlokzat kialakításánál.

### 3.1.2. Lengési dilatáció

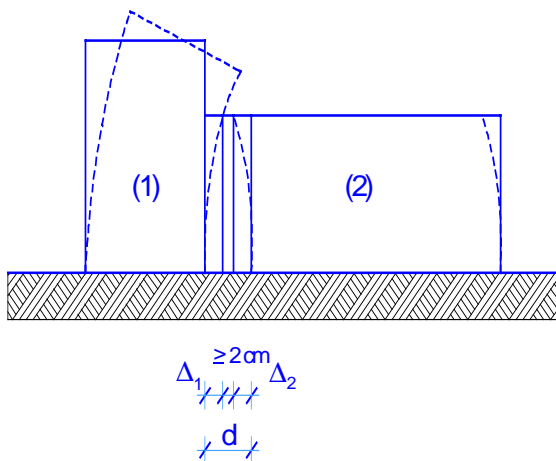
Földrengéses övezetben lévő épületeknél az építész és statikus közös feladata a logikus, lehetőleg torziós lengésre nem hajlamos épület-keresztmetszetek kialakítása, a helyes, folytonos tömegelosztás és az oldalirányú merevség folytonos biztosítása.

Tehát az épület alaprajza legyen szabályos formájú. Ha ez építészeti szempontok miatt nem lehetséges, akkor az épületet több szabályos egységre osztjuk (3.5. ábra).



**3.5. ábra.** Alaprajz-formák: a – nem megfelelő; b – előnyös

Az egységekre tagolás akkor is fontos, ha az épület egyes részei különböző magasságúak vagy a födémek szintjei nem egyeznek.



3.6. ábra. A lengési rés nagyságának megállapítása

A dilatációs rés teljes magasságában ketté kell szelje az épületet. Ahhoz, hogy a két épülettömb ne ütközzön ellentétes elmozdulás esetén, a lengési rés nagyságát a következő módon állapítjuk meg (3.6. ábra):

$$d \geq \Delta_1 + \Delta_2 + 2\text{cm} \quad (3.4)$$

ahol:

$d$  – a lengési rés nagysága;

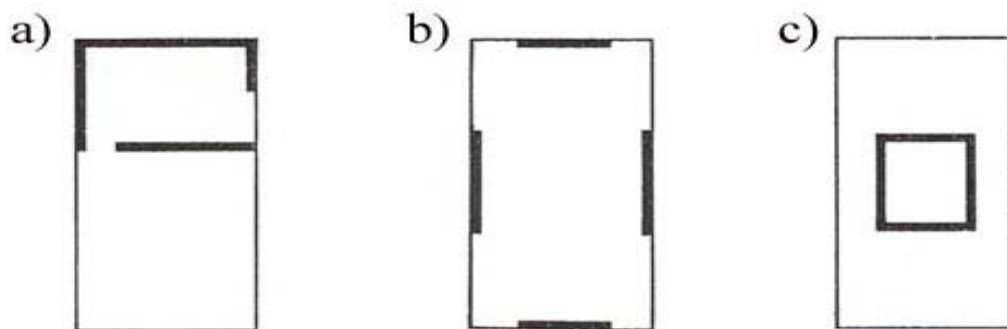
$\Delta_1, \Delta_2$  – a két épülettömb legnagyobb kihajlása a kisebb épület legmagasabb pontján.

A lengési rést úgy kell kialakítani, hogy lehetőleg egybeessen a hőtágulási réssel.

### 3.1.3. Merevítés

Az épületeket általában a két fő irányba ki kell merevíteni. Ha a végfalakat téglával kiépítjük, akkor ez *keresztirányú*<sup>50</sup> merevítést nyújt, s ha a hosszirányú homlokzatok is kifalazással készülnek, akkor önmagában merevnek tekinthető szerkezetet kapunk, és egyéb merevítésre nincs szükség, hacsak az épület nem található erős földrengés-övezetben. Tehát kereszt és *hosszirányú*<sup>51</sup> merevítésként sikeresen alkalmazható a keretállás közé elhelyezett *kitöltőfal* vagy vasbeton fal. Acél vagy faserkezeteknél az *átlós merevítések* gyakoriak, de vasbeton szerkezet esetében is alkalmazhatók.

Arra kell törekednünk, hogy ez a merevítés szimmetrikusan elrendezve, lehetőleg az épület középpontjára essék (3.7. ábra). Földrengés esetén a szimmetrikus merevítés mindig hatékonyabb, mint az aszimmetrikus. A lépcsőházak is felhasználhatók a szerkezet merevítésére.



3.7. ábra. Szerkezet merevítések aszimmetrikus (a) és szimmetrikus (b,c) elrendezésben

A merevítések helyét még a tervezés első szakaszában tisztázni kell az építésszel, mert az általában akadályozza a közlekedést.

### 3.2. Építészeti szempontok

A tartószerkezet kialakítása közben figyelni kell a mellékszerkezetekre is (nem teherviselő<sup>52</sup> szerkezetek). Ugyanis a tartószerkezet<sup>53</sup> meghatározza a mellékszerkezetek

<sup>50</sup> rigidizare transversală

<sup>51</sup> rigidizare longitudinală

<sup>52</sup> structuri neportante

<sup>53</sup> structuri portante

---

egyes feltételeit, de legtöbbször ezek is visszahatnak a tartószerkezetre. Meg kell értenünk, hogy az épület egy és oszthatatlan egység, amelynek szinte minden eleme, része egymással kölcsönhatásban van, egymást kisebb-nagyobb mértékben befolyásolja.

A következőkben vizsgáljuk meg az építészet szempontjait.

### 3.2.1. Homlokzati rendszerek

A homlokzat kiképzése elsősorban építészeti szempontoktól függ, de alapvetően befolyásolja a tartószerkezetet.

Háromféle homlokzat kiképzésről beszélhetünk:

- *hagyományos* (falazott téglából vagy kőből);
- *nehézelemes* (előregyártott háromrétegű vasbeton);
- *könnyűelemes* (függőnyfal, kazettás, isopaneles stb.)

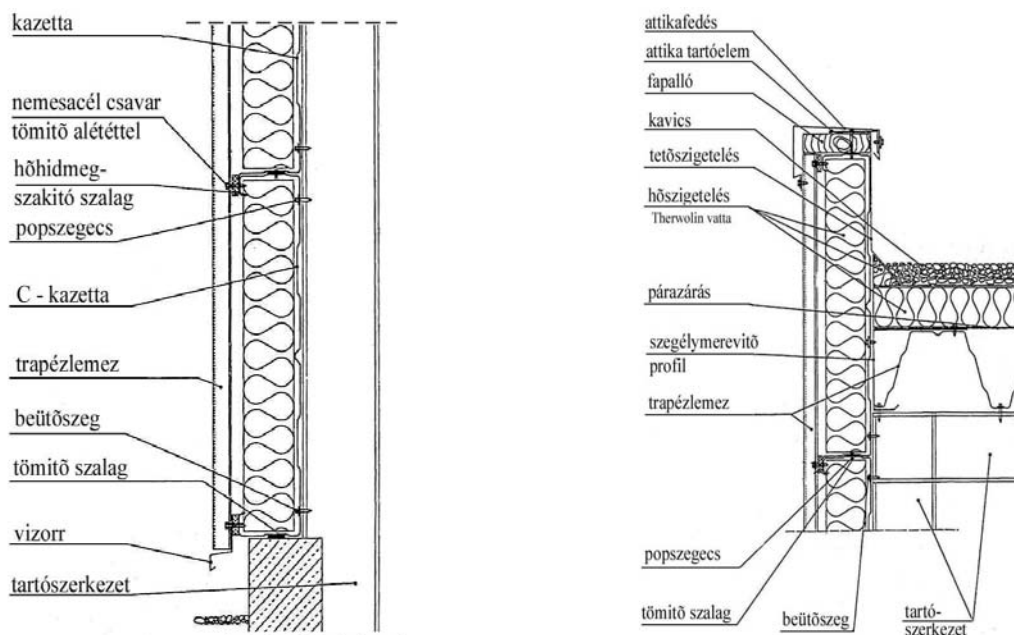
A téglából vagy kőből falazott épületeknél a homlokzat egyúttal tartószerkezet is, ugyanez a helyzet az előregyártott háromrétegű vasbeton homlokzati elemekből kialakított panelházaknál is.

Ugyancsak alapvetően befolyásolja szerkezetválasztásunkat a teraszos, lépcsőzött vagy toronyszerű magastetős épületek homlokzata is. A homlokzati elemek *függhetnek* vagy *állhatnak*. Ha az építész kérésére háromrétegű, nagy súlyú vasbeton elemekből kell a homlokzatot kialakítanunk, akkor súlyuk viselésére és jellegüknek megfelelően a vasbeton tartószerkezet a legalkalmasabb. Ha viszont könnyű függőnyfalas megoldás készül, akkor inkább acél vagy faszerkezetet választunk.

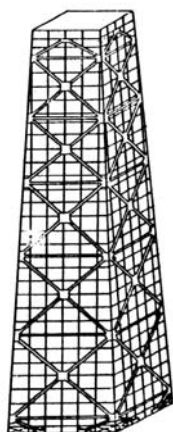
Újabban az ipari létesítményeknél nagyon divatos a kazettás homlokzati megoldás (3.8. ábra). Ezt egyaránt lehet alkalmazni vasbeton, acél, fa szerkezeteknél, de téglafal burkolására is használható.

A modern építészeti felfogás szerint a homlokzatnak az épület belsejét, így tartószerkezeti rendszerét is tükröznie kell. Talán a leglátványosabb példa erre a chicagói Hancock Center, amelynek a homlokzatán jól látható a perifériális rácsos merevítő rendszer (3.9. ábra) és a minneapolis-i Federal Reserve Bank 12 szintnek megfelelő ívmagasságú lánc tartója (3.10. ábra).

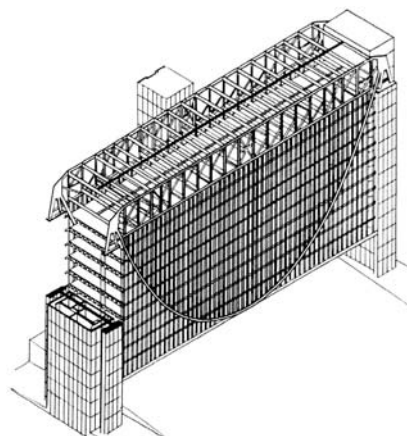




3.8. ábra. Kazettás homlokzati megoldás



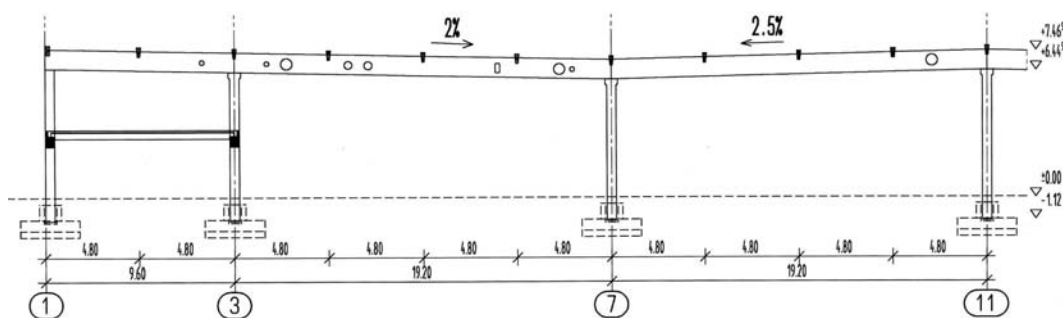
3.9. ábra. Hancock Center Chicago



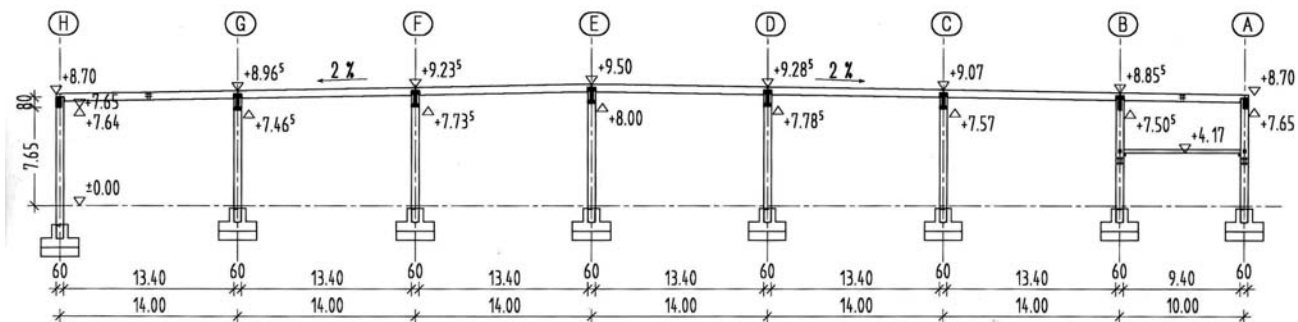
3.10. ábra. Federal Reserve Bank Minneapolis

### 3.2.2. Szigetelések

A magastetők és a lapostetők hőszigetelési szempontjai különböznek. A lapostető lejtésmentes vagy 3 százalékos lejtésigénye visszahat a tartószerkezetre elsősorban a összefolyó vízvezetés (3.11. ábra), illetve a szétfolyó vízvezetés stb. (3.12. ábra) szempontjából.

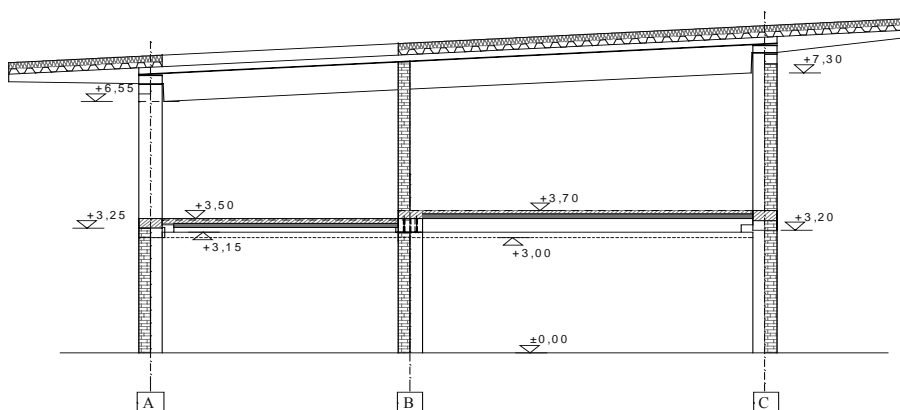


3.11. ábra. Összefolyó vízvezetés



3.12. ábra. Szétfolyó vízelvezetés

A szigetelt szakaszok padlórétegeinek összvastagsága általában több, mint az épület egyéb szakaszain levőé, ezenfelül lejtés kiképzése is szükséges. Azért, hogy a szigetelt padló ne kerüljön a csatlakozó helységek padlózatánál magasabbra, a tartószerkezettel kell például alacsonyabb síkon maradni. Ez általában a monolit vasbeton szerkezeteknél is komplikációkat okoz, de kifejezetten kedvezőtlen előregyártott vasbeton esetében (3.13. ábra).



3.13. ábra. Födémszint-eltolódás a vizesblokk szigetelése miatt

A szigetelések szegélykiképzése, a bádогоzáshoz szükséges horony kialakítása, illetve a szigetelés feletti részek kiugratása és az ebből adódó geometriai és vasazási problémák mind befolyásolják a tartószerkezetet.

Az esetek és lehetőségek felsorolása helyett utalnunk kell itt még olyan problémákra, mint az oszlopokra (lábakra) állított épületek legalsó födémének hőszigetelése, a kapubehajtó feletti és melletti szerkezetek, a légaknák hőszigetelése stb., amelyek aránylag gyakran előfordulnak és hatnak tartószerkezeteinkre.

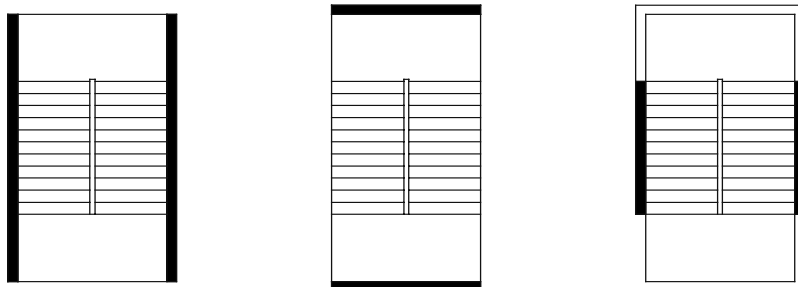
### 3.2.3. Lépcsőházak

A belső lépcsőház mindig gondot okoz egy épület tiszta tartószerkezeti rendszerének kialakításában, ha pedig épületen kívülre helyezjük, akkor bekapcsolása és merevítése jelent bizonyos nehézséget.

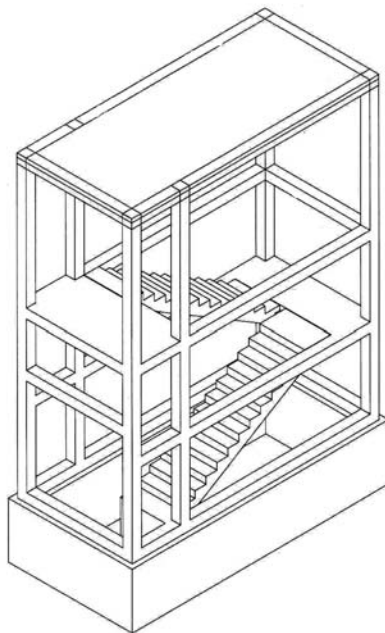
Az esztétikai szempontokon túl az építész feladata a lépcsőház helyének és méreteinek megállapítása, az igénybevevő személyek száma és tűzvédelmi szempontok szerint.

A lépcső szerkezetileg nem mindig egyszerű. Tulajdonképpen csak akkor mondhatjuk egyszerűnek, ha a lépcsőház két vagy három – karú lépcsőt tartalmaz és legalább két teherhordó fala van (3.14. ábra) vagy önálló tartószerkezetre támaszkodik (3.15. ábra).

Akármilyen is legyen egy lépcsőház, szinte minden esetben (kis és nagy háznál egyaránt) hasznosítjuk az épület merevítő szerkezeteként is.



**3.14. ábra.** Vasbeton lépcsőház tartófallal



**3.15. ábra.** Vasbeton vázszerkezetű lépcsőház

### 3.3. Épületgépészeti szempontok

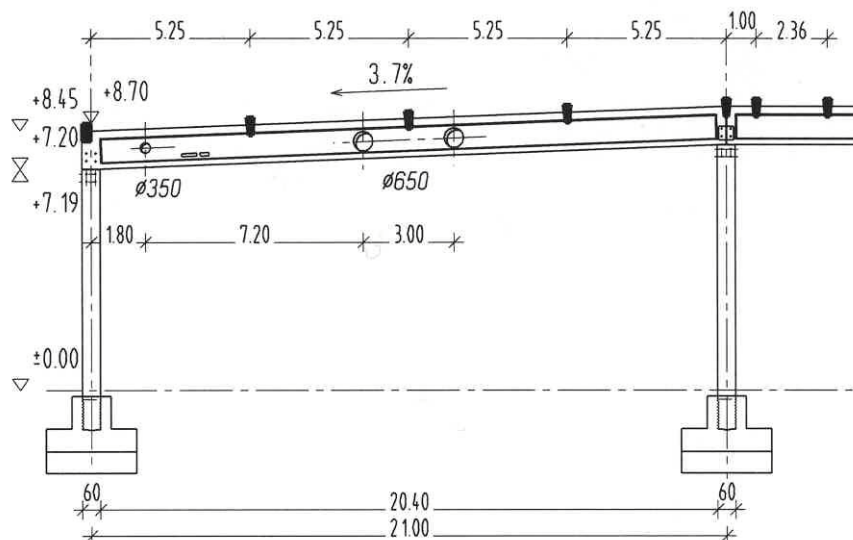
Az épületgépészet vezetékrendszere – mint az épület érrendszere – legtöbbször padlócsatornák hálózatából vagy pincetérből, esetleg szerelőszintből indul ki, függőleges aknában folytatódik és végül a födém (esetleg tető) alsó síkja alatt kerül az épületgépészeti berendezéshez.

A tartószerkezet-tervezőket leginkább a födémeken, falakon, néha még a pilléreken is jelentkező áttörési igények zavarják. Ezek az áttörések sokszor a legkedvezőtlenebb helyeken, néha nagy gyakorisággal vagy méretekkel (3.16. ábra) jelennek meg.

*E tekintetben már a tervezés elején ki kell jelölni az áttörés szempontjából tiltott vagy kerülendő helyeket.* Ilyenek például a pillérek vagy a tartók befogási, felfekvési helye, gombafödémeknél pedig a pillérek közvetlen környezete.

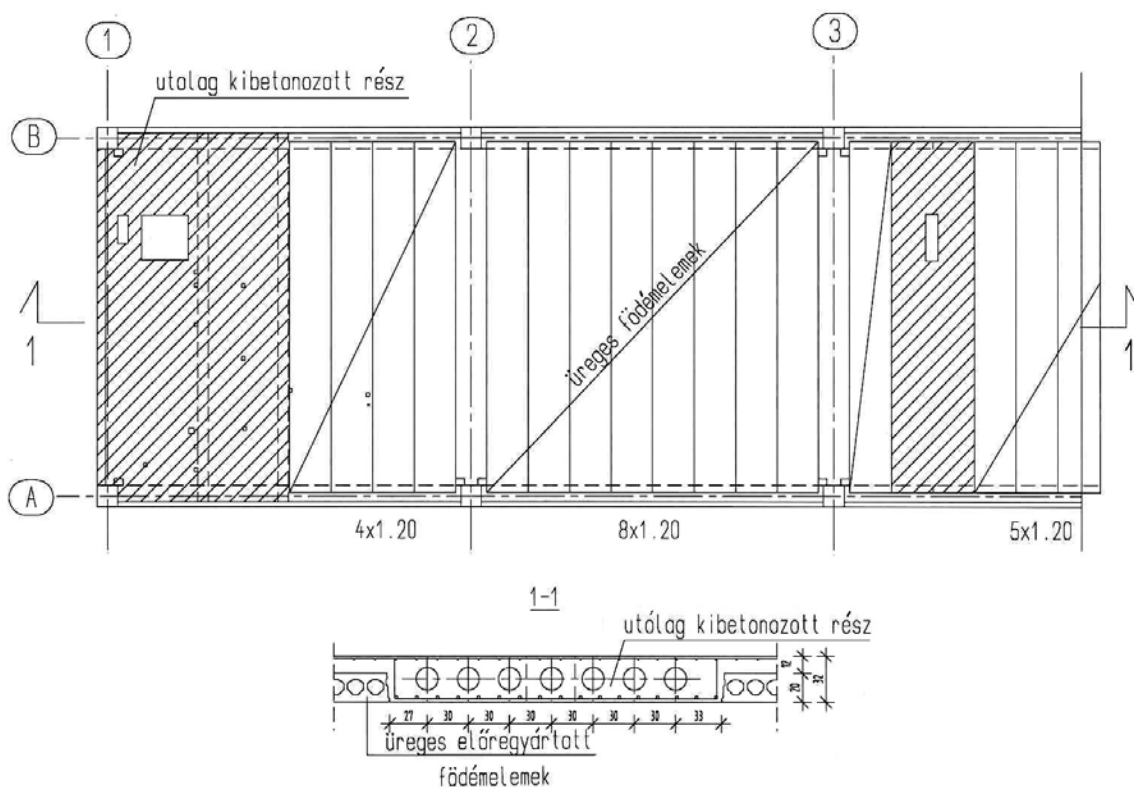
Nagyon előnyös, ha rendszerbe tudjuk foglalni a gépészeti áttörési igényeket, ami különösen ismétlődő funkciók esetén (pl. szálloda, lakóház, kórház, iroda stb. vizes blokkja<sup>54</sup>) nem is szokott nehézséget okozni. Ha ilyen megoldást nem tudunk alkalmazni, akkor az áttörések rendszertelen megjelenését szigorúan kell követnünk terveinkkel.

<sup>54</sup> grup sanitar



**3.16. ábra.** Vízszintes gépészeti vezetékek átvezetése vasbeton tartókon

A szabályos rendszerben jelentkező *függőleges gépészeti* áttöréseket előregyártott vasbeton szerkezetekkel is tudjuk követni. A szabálytalan vagy nagy mennyiségű lyuk esetében a monolit vasbeton födém a célszerűbb. De az előregyártott födém szerkezeteknél is (üreges elem vagy TT panel stb.) megoldható a lyukak kialakítása egyes elemek széthúzásával és a köztük maradt hézagok utólagos kibetonozásával (3.17. ábra).



**3.17. ábra.** Függőleges gépészeti vezetékek átvezetése előregyártott födém szerkezet esetében

A vízszintes vezetékek alkotják az épületgépészeti vezetékmenyiség döntő hányadát. Ezért újabban előtérbe kerültek azok a szerkezeti rendszerek, melyeknél igyekeznek az épületgépészet szerkezettől független kialakítását megvalósítani, azaz a vezetékeket a teherhordó szerkezet alatt vezetik (szemben a korábbi megoldással, amikor a gerendákon

---

képzett lyukakon keresztül vezették az vezetékeket. Ez a többszintes épületekre érvényes, mert a földszintes csarnokoknál legalább az egyik irányba kötelező az áttörés.

A tartószerkezet kialakításakor tekintettel kell lennünk egyes *berendezésekre* is. Ezek közül a leglényegesebbek az alábbiak:

- hőközpont (kazánok, táglási tartály, szivattyúk stb.);
- ventilátorok (klíma, stb.);
- hűtőgépek és kondenzátoraik;
- elektromos transzformáló blokkok;
- laboratóriumi nagyberendezések;
- üzemek technológiai berendezései.

#### 3.4. Kivitelezési szempontok

Mihelyt egy kivitelező cég az iparosodás irányába mozdul – ami egyébként természetes folyamat – egyszerűsítéseket és ismétlődéseket kíván, mert ezek segítségével érhet el gyorsabb és minőségileg jobb építést.

Az együttműködés a szerkezettervező és a kivitelező között ma világszerte lényegesen erősödött, mert a kivitelezők a drága gépek, zsaluk, állványok, berendezések stb. amortizációja miatt igyekeznek ezek minél nagyobb mértékű felhasználását elérni.

*A kivitelezési technológia fontosabb szempontjai:*

- anyag;
- zsaluzószerszám;
- daru;
- előregyártó és egyéb speciális technológiák;
- alapozási felkészültség.

A kivitelezők általában egyes anyagfajtákból készülő szerkezetekre specializálják magukat. Például azok a cégek, amelyek monolit vasbeton épületeket készítenek, szinte biztos, hogy nem fognak acélvázat szerelni, és így tovább. Ha egy ilyen vállalat megnyer egy munkát, akkor természetes, hogy befolyásolni fogja a beruházót és a tervezőt, hogy monolit vasbeton szerkezetet tervezzen, bármilyen is volt a kiírás.

Egy épület tartószerkezetének tervezésénél figyelembe kell venni az előregyártott elemek *szállíthatóságát* az építőtelepig és ott *beemelhetőségüket*.

A szerkezeti elemeket közúton vagy vasúton szállítjuk az építőtelepig. Általában az ár a döntő, de sokszor más szempontok is közrejátszhatnak, például az elem geometriai mérete (hossza, szélessége vagy magassága stb.) vagy súlya.

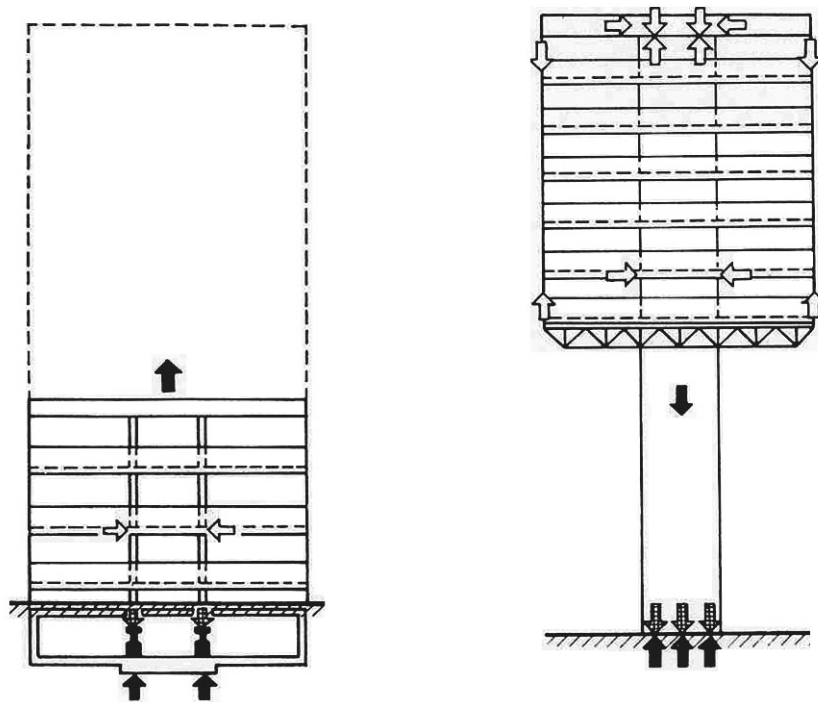
A daruk kiválasztásánál az emelhető maximális súly, az emelési magasság és a gémkinyúlás összefüggése (a daru nyomateknbírása) a legfontosabb. Az építés időtartamának függvényében lehet egy vagy több kötött vagy mobil darut alkalmazni.

Előregyártott szerkezetek tervezésénél figyelembe kell vennünk az említett szempontokat:

- a szállítás és beemelés szempontjából nehézséget jelentő elemeket megosztva tervezzük, vagy súlyát más módon csökkentjük;

- másféle elemosztást alkalmazunk, amelynek segítségével a legnagyobb elemek súlya csökkenthető;
- autódarus berendezés érdekében nem szintenkénti, hanem lépcsőzött építési módot lehetővé tevő szerkezetet tervezünk.

Az ipari-, lakás-, közösségi és mezőgazdasági építés különböző felhasználási területein más emelési módszerek is léteznek. Nemzetközi méretekben a nagy teherbírású emelőgépek fejlesztésével párhuzamosan, évtizedeken keresztül, olyan módszereket találtak fel, amelyek egyrészt a magasépítés szerelési költségeit csökkentik, másrészt a szerelést egyszerű és könnyű emelő-berendezésekkel teszik lehetővé. Az emelést nyomó vagy húzó berendezéssel végzik, ezek lehetnek rögzítettek vagy mozgathatók és az emelendő szerkezet alatt vagy felett elhelyezhetők (3.18. ábra).



**3.18. ábra.** Magasépítési emelőtechnológiai vázlat.

Ezek az emelési módszerek felhasználása azokon a helyeken is ésszerűnek és gazdaságosnak bizonyulhatnak, ahol első látásra a hagyományos emelőberendezések előnyösebbnek tűnnek.

---

## 4. Alapszerkezetek

### 4.1. Általános tudnivalók

#### 4.1.1. Típusok

Az előző fejezetekben felvázoltuk azokat az alapvető tervezési szempontokat, amelyek a tartószerkezetek építését befolyásolják. A továbbiakban a konkrét tervezési problémákhoz igyekszünk közelebb kerülni, kitüntetett szerepet szánva a teherhordó szerkezetek alkotó elemeinek (alapszerkezeteinek).

Bármilyen is legyen egy épület – alacsony vagy magas, kicsi esetleg nagy nyílású – tartószerkezetének tervezése szinte az egész statikai és szilárdságtani ismeretanyagot felöleli, sőt még a dinamika egyes területeit is érinti. De ha nem is bonyolódunk számítási részletekbe, elkerülhetetlen, hogy az egyes szerkezeti rendszerekkel való ismerkedés előtt ne tisztázzunk bizonyos alapvető, a szerkezeti elemek szerepére, viselkedésére és tervezésük alapelveire vonatkozó kérdéseket.

Sorra vesszük a tartószerkezetek általános rendszerének valamennyi alapszerkezetét (4.1 táblázat), és az elemzés során igyekszünk olyan jellegzetes szempontokat tárgyalni, amelyek a szerkezetválasztás során hasznosak lesznek.

Az alapszerkezetek lehetnek *vonalas* vagy *görbe rudak* és *síkbeli*, valamint *térbeli felületek*.

A rúdelemeknél külön tárgyaljuk az oszlopokat (pillérek), gerendákat (tartókat) és íveket, míg a sík elemeknél a falakat és a födémeket. A térbeli felületi elemeknél megemlítjük a boltíveket, kupolákat és a kettős görbületű héjakat.

A 4.1 táblázatban külön feltüntettük a terhelések irányát az alapszerkezet tengelyéhez képest, valamint az összes kapcsolati lehetőséget. A táblázat tartalmazza az igénybevételeket is.

A nyomott alapszerkezetek bármilyen anyagból előállíthatók (kő, tégl, fa, acél, beton) míg a többi igénybevételénél, mint amilyen a húzás, hajlítás és csavarás, csak bizonyos anyagok alkalmasak (fa, acél és vasbeton).

Míg a fa és acél szerkezeteknél szinte egyértelmű az előregyártás, addig a vasbeton elemeket helyben vagy előre gyártva lehet kivitelezni.

A monolit vasbetonváz mindig az építmény végleges helyzetében kialakított zsalu- és állványrendszer segítségével készül, ellentétben az előregyártással, amely az építés helyszínén vagy telepített üzemben végezhető.

Ez a fejezet a szerkezeti elemeket érintő általános jellegű kérdések közül a leglényegesebbek összefoglalását tartalmazza.

#### 4.1. táblázat

#### Alapszerkezetek

RUDAK				FELÜLETEK			
ELNEVEZÉS	JELLEGÁBRA	A TERHEK ÉS KAPCSOLÁSOK	IGÉNYBEVÉTEL		JELLEGÁBRA	A TERHEK ÉS KAPCSOLÁSOK	IGÉNYBEVÉTEL
EGYENES (VONALAS)	PILLÉR	A TENGELY IRÁNYÁBAN HATÓ ERŐK	SZABADON FELFEKVŐ, CSUKLÓS VAGY BEFOGOTT EGYIK VAGY MÁSIK VÉGÉN	SIK	LEMEZ	AZ ELEM SIKJÁRA MERŐLEGESEN HATÓ ERŐK	HAJLITOTT
	VONÓRÚD						
	TARTÓ						
		A TENGELYRE MERŐLEGESEN HATÓ ERŐK	KÉTCUKLÓS VAGY BEFOGOTT	TÉRBELI	EGYIRÁNYÚ GÖRBÜLET	AZ ELEM SIKJÁRA MERŐLEGESEN HATÓ ERŐK	NYOMOTT
GÖRBE	GYÜRÜ						
	IVEK						
	SODRONYKÖTELEK						
		SZABADON FELFEKVŐ, CSUKLÓS VAGY BEFOGOTT A SZÉLEK MENTÉN.	NYOMOTT - HÚZOTT SZÉLÉN HAJLITOTT				



---

#### 4.1.2. Kapcsolatok és igénybevételek

A teherhordó szerkezeteknek a következő terheket és hatásokat kell felvenniük: függőleges terhek (önsúly<sup>55</sup>, hasznos teher<sup>56</sup>), vízszintes terhek (szélteher, földrengés) és járulékos terhek (hőmérséklet-változás, zsugorodás, lassú alakváltozás<sup>57</sup>).

Egy szerkezeti elem akkor felel meg rendeltetésének, ha az előbb említett terhekből ráható erőket, legyenek azok tengelyirányúak vagy normálerők, kellő biztonsággal és káros mozgások nélkül képes hordani. Ez utóbbi követelmény természetesen nem zárja ki azt, hogy bizonyos rendeltetésű alapszerkezetek részben vagy teljes egészében mozgást végezzenek. A terhek hatására minden anyag bizonyos mértékig deformálódik. Ha ez az elkerülhetetlen, rugalmas mozgás az előírt határon belül marad, semmiféle káros hatás nem származik belőle.

Ha a tartószerkezet alkotóelemei egymáshoz és a földhöz annyi *kényszerrel kapcsolódnak*, amennyi merevvé tételükhöz éppen szükséges, akkor a szerkezet statikailag határozott. Ha a kényszerek száma a szükségesnél kevesebb a szerkezet labilis, ha pedig több, akkor statikailag határozatlan.

*Noha a teherbíró szerkezeteket mindig összefüggő erőátviteli rendszerekként kell vizsgálnunk, a végső cél mégis az alapszerkezetek igénybevételének meghatározása és azokra való méretezése.*

Tehát a teher hatására a tartószerkezet elemeinek találkozásánál *erők*, a különböző keresztmetszetekben pedig *igénybevételek* keletkeznek, amelyek lehetnek (4.1 ábra):

- normálerő<sup>58</sup>  $N$ ;
- nyíróerő<sup>59</sup>  $Q_y, Q_z$ ;
- hajlítónyomatékok<sup>60</sup>  $M_y, M_z$ ;
- csavarónyomaték<sup>61</sup>  $T$ .

---

<sup>55</sup> greutate proprie

<sup>56</sup> încărcări utile

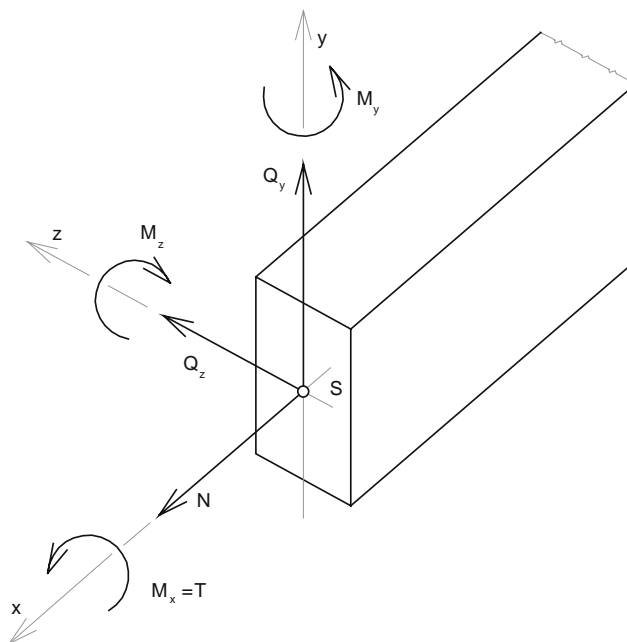
<sup>57</sup> curgere lentă

<sup>58</sup> forță axială

<sup>59</sup> forță tăietore

<sup>60</sup> moment încovoietor

<sup>61</sup> moment de torsiune



**4.1. ábra.** Tartószerkezeti elemek igénybevételei

#### 4.1.3. Méretezési elvek

Mint eddig láttuk, egy szerkezeti elem méretezése húzásra, nyomásra, hajlításra, nyírásra és csavarásra, illetve ezek kombinációjára történhet.

A méretezés célja alapvetően olyan szerkezetek és szerkezeti elemek létrehozása, amelyek a tervezett gazdaságos élettartamon belül alkalmasak a velük szemben támasztott szilárdsági, használati stb. követelményeknek megfelelni.

Ezek a követelmények megszabják, hogy:

- a tartószerkezetek és alkotóelemeik a terhek és fizikai hatások következtében ne károsodjanak, illetve ne menjenek tönkre, vagyis kellő teherbírásúak és helyzetükben állékonyak legyenek;
- az üzemeltetés zavarmentes legyen, ami egy bizonyos szerkezeti merevséget igényel (a le- és kihajlások, valamint a rezgések elfogadható értékek alatt maradjanak).

Kockázat nélküli építmény azonban nincs, a szerkezet tönkremenésének valószínűsége mindig fennáll. A tervezett élettartamon belül esetlegesen kialakuló tönkremenetel jellegét három osztályba sorolhatjuk:

1. az emberi élet veszélyeztetése és a gazdasági következmények elhanyagolhatók;
2. az emberi élet veszélyeztetése és a gazdasági következmények fennállnak;
3. az emberi élet veszélyeztetése és a gazdasági következmények nagyok.

Az emberi élet veszélyeztetése és a gazdasági következmény mind a három esetben megjelenhet együtt vagy külön-külön is.

A követelmények ilyen osztályozása lehetővé teszi a biztonság különböző mértékének tervezését.

---

A szerkezeti elemek méretezése elvégezhető determinisztikus vagy valószínűségi<sup>62</sup> elvek alapján.

A determinisztikus méretezéskor a számításba vett paraméterek (terhek, anyagjellemzők, geometriai adatok stb.) értékei egyértelműen vagyis determinisztikusan meghatározhatók. Ezzel szemben a valószínűségi méretezés során a számításban szereplő tényezők változók és azok statisztikailag jellemezhetők.

A méretezési elvekre támaszkodva kidolgozták az *egyetlen* és az *osztott* biztonsági tényezős<sup>63</sup>, továbbá a biztonsági tényező nélküli eljárásokat.

Az egyetlen biztonsági tényezős eljárás a *megengedett feszültségek*<sup>64</sup> módszere, míg az osztott biztonsági tényezőt alkalmazó fél-valószínűségi eljárás a *határállapotok*<sup>65</sup> módszere.

A megengedett feszültségek módszere hosszú időn keresztül a szerkezeti elemek egyetlen méretezési eljárása volt. Ma már szinte használaton kívül van, esetleg a fa szerkezeteknél használják még.

Az általánosan elfogadott méretezési eljárás (EC szabványokban is) a határállapotok módszere (4.2. ábra).

Repedezettségi határállapot csak a vasbeton elemeknél létezik.

A teherbírás vizsgálatában az egyes paraméterek (terhek és szilárdságok) *szélsőértékével*<sup>66</sup>, a használhatóság elbírálásakor a paraméterek *alapértékével*<sup>67</sup> számolnak.

A biztonsági tényezőt nem használó teljes (direkt) valószínűségi méretezési módszer gyakorlati alkalmazására valószínűleg csak valamikor a jövőben kerül majd sor.

---

<sup>62</sup> metodă probabilistică

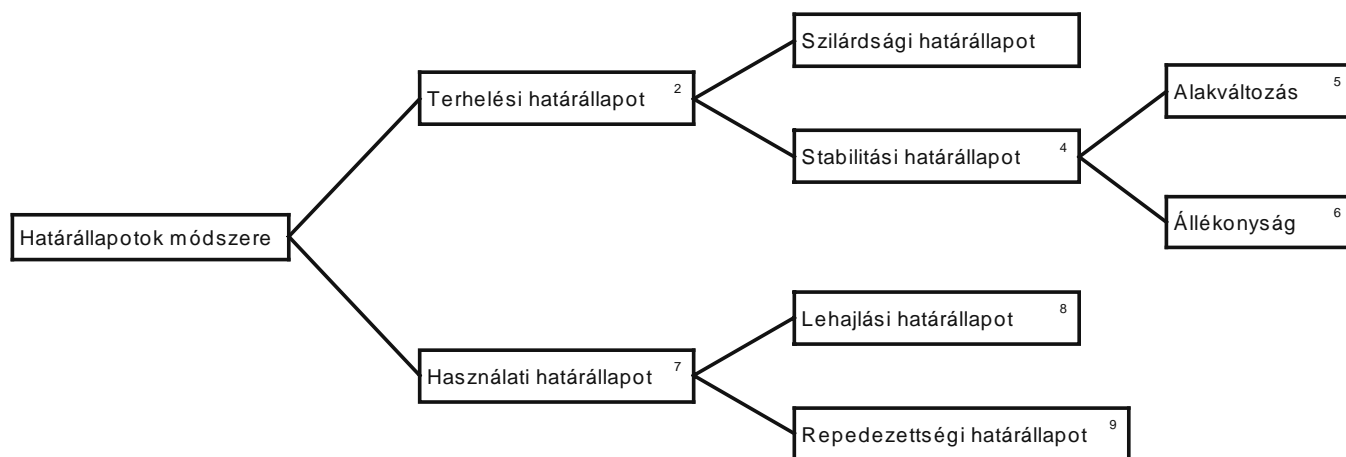
<sup>63</sup> coeficient de siguranță

<sup>64</sup> metoda rezistenței admisibile

<sup>65</sup> metoda stărilor limită

<sup>66</sup> valori de calcul

<sup>67</sup> valori caracteristice



<sup>2</sup> *starea limită ultimă*

<sup>3</sup> *starea limită de rezistență*

<sup>4</sup> *starea limită de stabilitate*

<sup>5</sup> *stabilitatea formei*

<sup>6</sup> *stabilitate la răsturnare*

<sup>7</sup> *starea limită de exploatare*

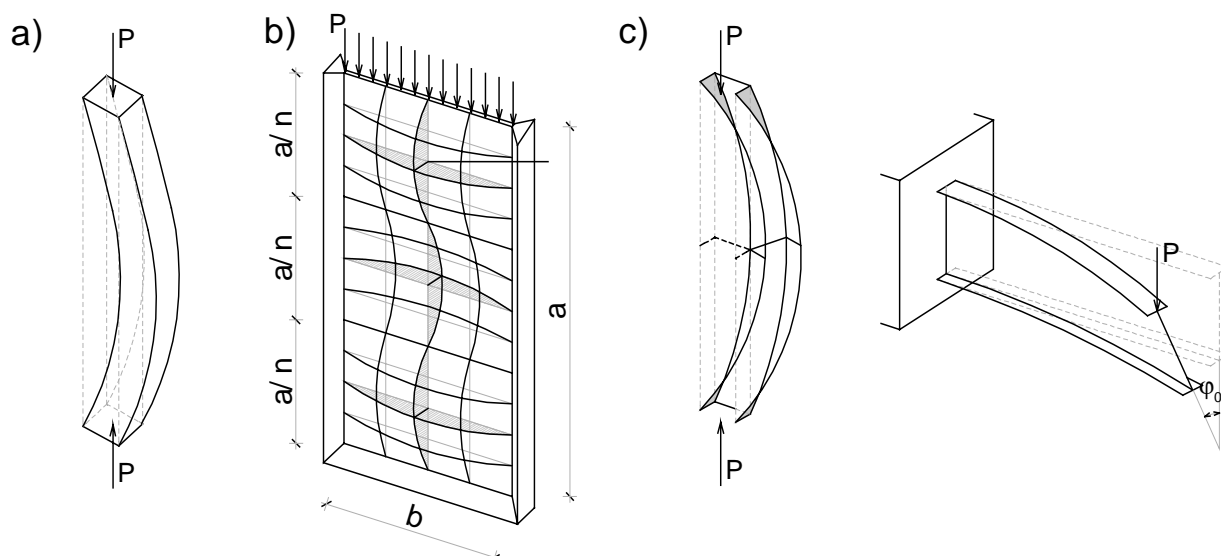
<sup>8</sup> *starea limită de deformare*

<sup>9</sup> *starea limită de fisurare*

**4.2. ábra.** Méretezés a határállapotok módszerével

#### 4.1.4. Stabilitási kérdések

A tartószerkezetek teherbíróképességének nem csupán a szerkezeti anyag szilárdsága vagy az előírtnál nagyobb deformációi szabhatnak határt, hanem ezt eredményezheti a szerkezet stabil egyensúlyi helyzetének megszűnése is. A stabilitásvesztés következtében a szerkezet egyes elemei nagymértékű alakváltozást szenvednek. Ilyen esetben a szerkezet tönkremegy, vagy legalábbis a nagy alakváltozás vagy elmozdulás miatt használhatatlanná válik. A stabilitás megszűnése általában hirtelen és sokszor a szerkezetnek más szempontból – pl. anyagának szilárdságából – számított teherbírásánál kisebb terhek (kritikus terhek) hatása alatt szokott bekövetkezni, ezért a stabilitási kérdések a tervezés legfontosabb kérdései közé tartoznak. A legtöbb szerkezet tönkremenetelét, a legtöbb katasztrófát a stabilitás megszűnése vagyis ennek a kérdésnek nem kellő gonddal való kezelése okozta.

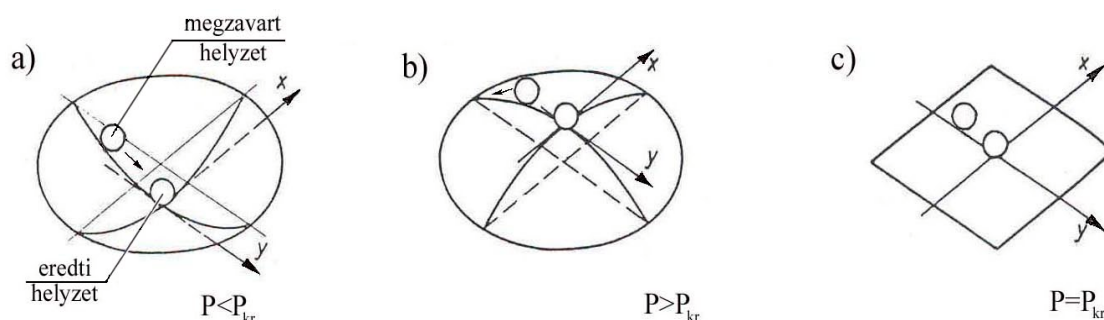


**4.3. ábra.** Stabilitásvesztés lehetőségei: *a* – kihajlás; *b* – horpadás; *c* – kifordulás.

A stabilitás megszűnését követő jelenséget rudaknál *kihajlásnak*<sup>68</sup>, lemezeknél *horpadásnak*<sup>69</sup>, síkbeli tartónál a saját síkból való kimozdulást, amely csavarást is előidéz, *kifordulásnak*<sup>70</sup> (kibicsaklásnak) nevezzük (4.3. ábra).

A fenti jelenségek az anyag rugalmas<sup>71</sup>, vagy képlékeny<sup>72</sup> állapotának területén játszódhatnak le aszerint, hogy a stabil egyensúly megszűnésének határhelyzetében – az ún. kritikus állapotban – a szerkezet még teljesen rugalmas állapotban van-e, vagy pedig egyes részeiben a rugalmassági határt meghaladó feszültségek, s ezzel együtt képlékeny (maradó) alakváltozások is keletkeznek-e.

Ha egy nyugalomban lévő elemre oly erők hatnak, amelyek tehetetlenségi erők nélkül, önmagukban is egyensúlyban vannak: az elem nyugalomban marad, egyensúlyi állapotban van. Az egyensúlyi állapot minősége többféle lehet: *stabil*, *labilis* vagy *indifferens*. (4.4. ábra).



**4.4. ábra.** Egyensúlyi állapotok: *a* – stabil; *b* – labilis; *c* – indifferens.

Az indifferens (közömbös) egyensúlyi állapotot legjobban egy síkon nyugvó golyó segítségével lehet szemléltetni, mivel a golyó a síkon bárhol egyensúlyban marad.

<sup>68</sup> pierderea formeii

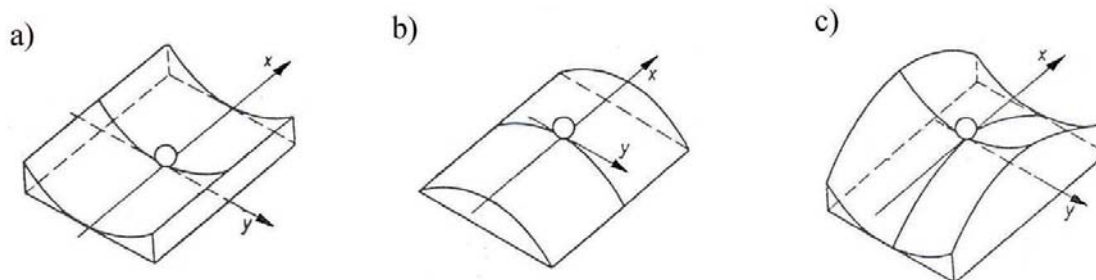
<sup>69</sup> voalare (stabilitate locală)

<sup>70</sup> flambaj lateral

<sup>71</sup> stare elastică

<sup>72</sup> stare plastic

Az egyensúlyi helyzet megítélése azonban nem mindig olyan egyszerű, mint a 4.4. ábrán bemutatott példánál, amelyeknél a golyót tartó felület görbülete egyértelmű. A 4.5. ábra olyan eseteket mutat be, amikor a golyó egyensúlyi helyzete különbözik az  $x$  és  $y$  tengelyek irányában.



**4.5. ábra.** Két irányban különböző egyensúlyi állapotok:  
*a – indifferens ( $x$ ), stabil ( $y$ ); b – indifferens ( $x$ ), labilis ( $y$ ); c – labilis ( $x$ ), stabil ( $y$ ).*

A fenti példák érzékeltetik, ha egy golyó esetében ilyen sok lehetőség létezik, milyen körültekintőnek kell lennünk egy bonyolultabb szerkezet egyensúlyi helyzetének megítélésében.

Gyakorlatban természetesen csak a biztos vagy a stabil egyensúlyi helyzetet engedhetjük meg teherhordó szerkezeteinknél. Ehhez elengedhetetlen a kritikus erő ( $P_{kr}$ ) ismerete, még akkor is ha a gyakorlati számolásokban értéke nem mindig jelenik meg.

A *kritikus teher*<sup>73</sup> (erő) meghatározása az indifferens egyensúlyi állapot feltételezésével három eljárás alapján történhet, éspedig:

- statikai (egyensúly)
- energetikai és
- dinamikai módszerekkel.

Az *egyensúly-módszernél* a szerkezetet végtelen kis virtuális elmozdulással szomszédos helyzetbe hozzuk (az elem alakját variáljuk) és megvizsgáljuk, hogy fennmarad-e az egyensúly. Ez gyakorlatilag úgy történik, hogy a deformált elemekre írjuk fel az alakzat egyensúlyát kifejező differenciálegyenletet. Az egyenlet legkisebb sajátértéke adja a kritikus terhet.

Az *energia-módszer* szerint az egyensúlyi helyzet indifferens, ha a rendszer terhelő erőinek változatlanul hagyása mellett van legalább egy olyan szomszédos helyzet, melynek variálásához a külső és belső erők virtuális munkáinak összege zéró. Ebből vezethető le aztán a kritikus teher nagysága.

A *dinamikai-módszer* esetében a kritikus állapot akkor jön létre, amikor a szerkezet saját lengési periódusa nulla.

Az első két módszert egyaránt lehet alkalmazni a rudak és lemezek stabilitásvizsgálatánál, míg a harmadikat csak rudak esetén.

Az ideális feltételekkel számoló elméleti megoldásokkal szemben a valóságban számos zavaró hatás lép fel. Az eddig használt eljárások kritikai értékelése és az utóbbi évtizedekben végrehajtott nagyszámú kísérlet tanulsága nyomán, háttérbe szorul az elméleti megfontolások alapján levezetett kritikus terhek és feszültségek gyakorlati használata. Ennek

<sup>73</sup> forță critică de compresiune

---

oka, hogy elméleti úton a különböző zavaró tényezők hatását vagy csak globálisan lehet figyelembe venni, vagy csak egyetlen zavaró tényező hatása követhető nyomon.

Ezért fokozódik az a törekvés, hogy például a kihajlásvizsgálatra vonatkozó előírások kísérleti eredményeken alapuljanak. A kísérleti eredményeket azonban kellő óvatossággal kell értékelni.

A stabilitás megszűnhet, a fentiekén kívül, a szerkezet egészének nagy elmozdulása (felborulása, megcsúszása) miatt is. Ezt általában az *állékonyság* megszűnésének nevezzük.

#### 4.2. Rudak

A szerkezetekre ható teher és a feltételezett statikai váz alapján meghatározható axiális igénybevételek alapján beszélhetünk:

- központosan<sup>74</sup> és/vagy
- külpontosan nyomott vagy húzott<sup>75</sup>, illetve
- hajlított<sup>76</sup>

rúdról. Fizikai tartalmát tekintve tulajdonképpen arról van szó, hogy a normálerő  $e_0 = \frac{M}{N}$  külpontossága  $-\infty$  és  $+\infty$  között (4.6. ábra) tetszőleges értéket vehet fel, de a külpontosság növekedésével a  $N_R$  teherbírás rohamosan csökken.

Bizonyos statikai váz és teherelrendezés esetén a normálerő külpontossága elvileg lehet zérus is, ezt nevezzük központos nyomásnak vagy húzásnak. A gyakorlatban azonban központos nyomás vagy húzás nincs, elsősorban fizikai és geometriai okok miatt, mert:

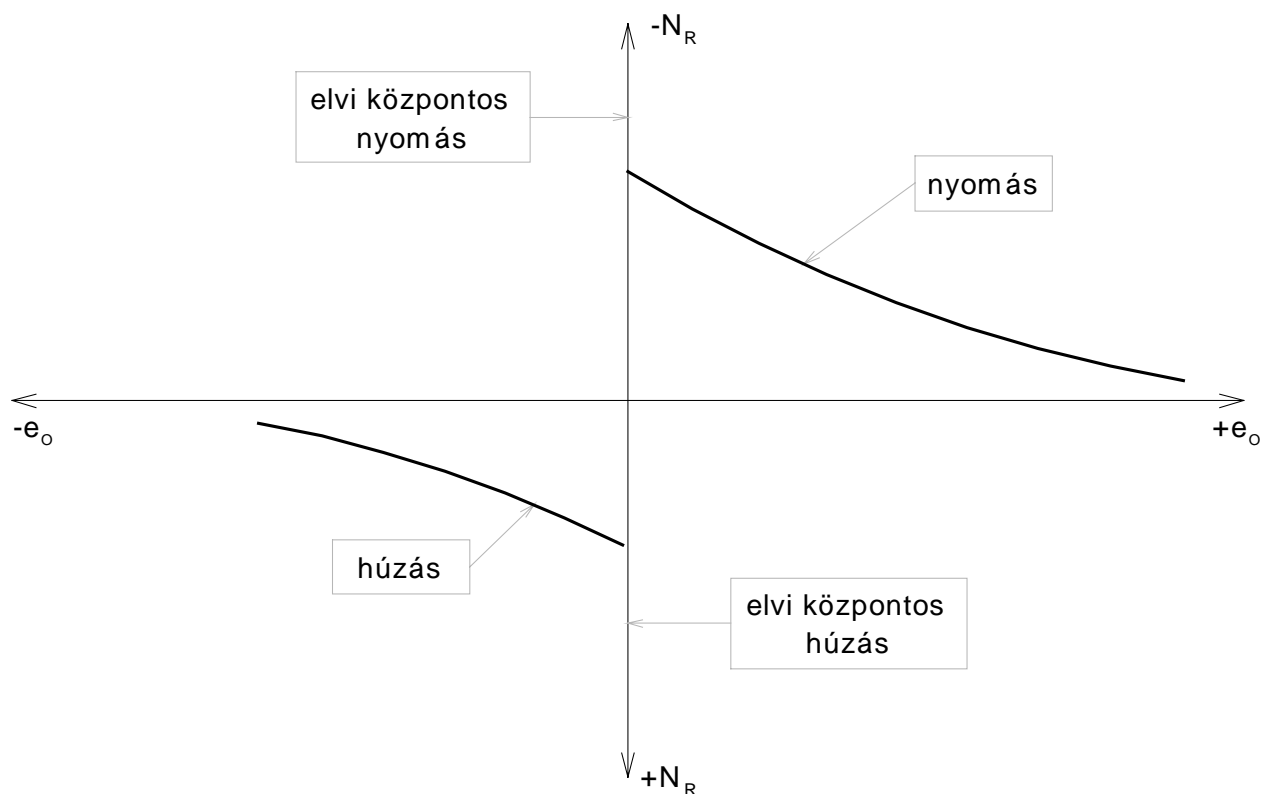
- a keresztmetszeten belül a szilárdság alkotóelemei szabálytalanul oszlanak meg, s így a geometriai középpont nem esik egybe a szilárdsági középponttal;
- a kivitelezés hibái következtében (a tervezett és valós értékek közötti különbségek a tengelyek illetve az erők támadópontjai esetén).

---

<sup>74</sup> solicitare centrică

<sup>75</sup> compresiune sau întindere excentrică

<sup>76</sup> încovoiere



**4.6. ábra.** A nyomóerő – teherbírás változása a külpontosság függvényében

A felsorolt körülmények miatt a normálerőnek véletlen jellegű kezdeti külpontossága van ( $e_a$ ), amit a rúd függőlegestől történő eltéréséből számítunk. Az euro-szabályok szerint ennek értéke  $1/400 \div 1/200$  között változik (ahol  $l$  a rúd hossza).

A hajlításhoz az  $e_0 = \infty$  külpontossági érték tartozik, ami fizikailag lehetetlen, tehát „tisztá” hajlítás sem létezik, csak külpontos nyomás vagy húzás. A gyakorlatban azonban az  $e_0 > 3h$  értéke felett a nyomóerőt elhanyagolhatjuk a számításban ( $h$  a keresztmetszet magassága).

A nyomott rudak, vagyis az oszlopok ősidők óta ismertek, a húzott rudak pedig csak kb. 150 éve jelentek meg. A húzott rudak alkalmazása az esetek jó részében jellegzetes szerkezeteket eredményez.

A nyomott rudakhoz mindenféle szerkezeti anyag felhasználható, ezzel szemben a húzott rudak (függesztőrúd) anyaga általában acél, néha fa.

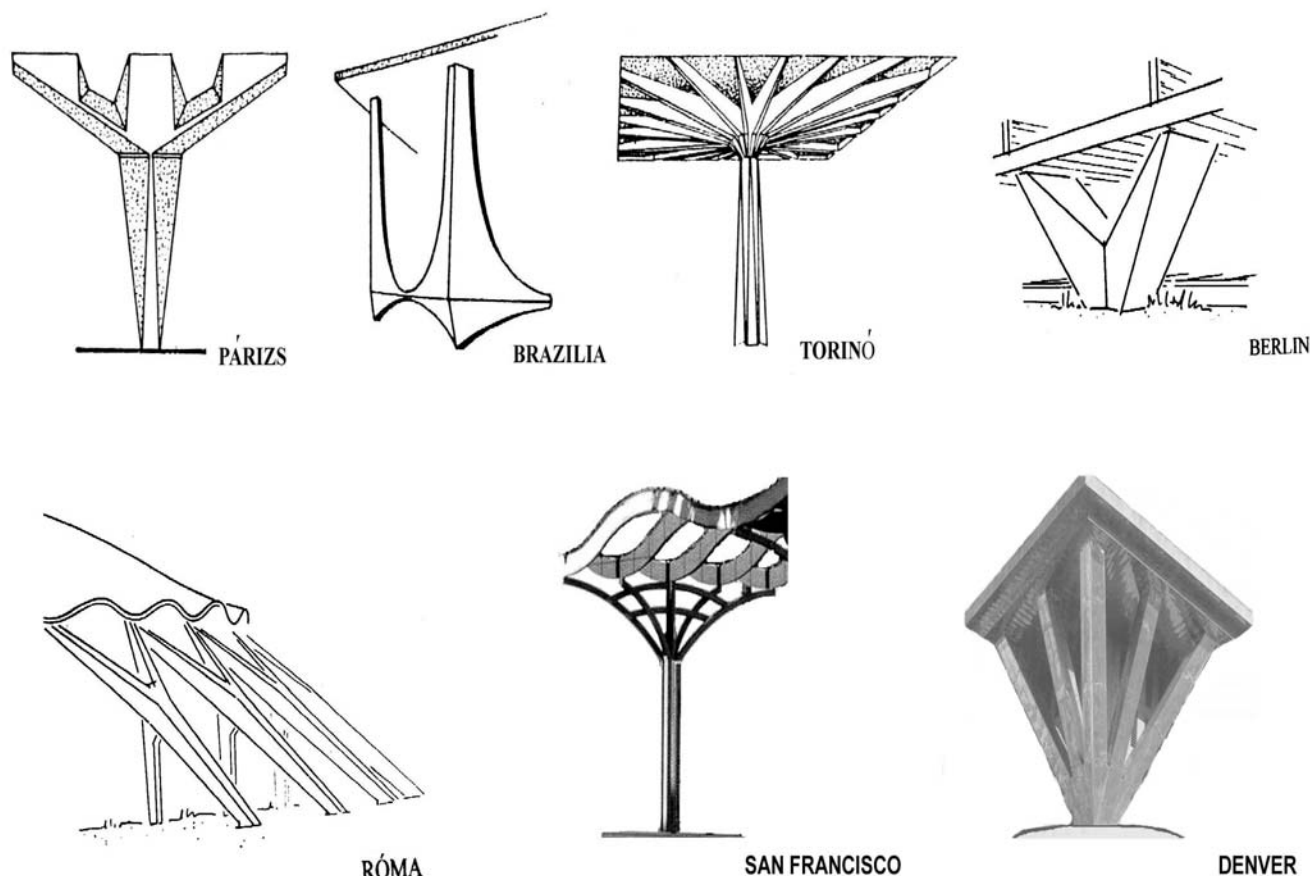
#### 4.2.1. Oszlopok

Az oszlopok kialakításánál három szempontot kell figyelembe venni a tervező:

- a minden igényt kielégítő optimális formát,
- a kihajlást,
- teherbírást és duktilitást.

Az oszlopok formája különböző lehet, az ókortól napjainkig jól bevált, kör vagy négyszög keresztmetszet mellett az utóbbi időben egészen különleges formák jelentek meg, általában egyedi kivitelezésben (4.7. ábra).





4.7. ábra. Különleges formájú oszlopok: a – vasbetonból; b – acélból; c – fából.

A forma kiválasztása, az esztétikai szemponton túl, a kihajlás függvénye.

A nyomott rudak alapproblémája a kihajlás, amelynek elméletét kb. 250 évvel ezelőtt Euler dolgozta ki, s elvei azóta – bizonyos továbbfejlesztésekkel – lényegében a mai napig érvényben maradtak. Az elmélet szerint a nyomott vagy a nyomott-hajlított rúd teherbírását az elem  $\lambda = \frac{l_0}{i}$  karcsúsága<sup>77</sup> vagy a  $\lambda_a = \frac{l_0}{h}$  hajlékonysága határozza meg.

A karcsúság vagy hajlékonyság nagyságának függvényében szokás beszélni zömök vagy karcsú oszlopról:

- a zömök oszlopnál ( $\lambda_a \leq 10$  ☞; ( $\lambda_a \leq 8,6$  ○)) a teherbírás megszűnése az anyagi szilárdság kimerülésének következtében jön létre, és az alakváltozásnak másodrendű szerepe van (4.2 táblázat).
- karcsú oszlopról ( $10 < \lambda_a \leq 30$ ) akkor beszélünk, ha a teherbírás kimerülése az alak minőségi megváltozásának következtében megy végbe, és a szilárdságnak csak másodrendű szerepe van (4.3. táblázat).

Az elméleti kihajlási hossz<sup>78</sup> ( $l_0 = \beta l$ ) az oszlop épületszerkezeten belüli helye és kapcsolásai határozzák meg (4.4. táblázat), az inerciasugarat<sup>79</sup> ( $i$ ) pedig a keresztmetszet méretei.

<sup>77</sup> zvelteje






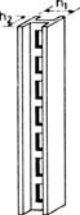
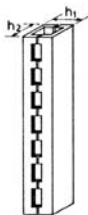



<sup>78</sup> lungime de flambaj (după STAS I<sub>f</sub>)

**4.2. táblázat.** Zömök oszlopok  $(\frac{l}{h_1, h_2} < 10)$

STATIKAI SÉMA			

**4.3. táblázat.** Karcsú oszlopok  $10 < \frac{l}{h_1, h_2} < 30$

4.3. táblázat. Karsú oszlopok  $10 < \frac{l}{h_1, h_2} < 30$

STATIKAI SÉMA			
			
			
			

**4.4. táblázat.** A kritikus erők és a kihajlási hosszak nyomott rudak esetében

Ábra							
$P_{kr} =$	$\frac{\pi^2 EI}{l}$	$\frac{\pi^2 EI}{4l}$	$\frac{20.18EI}{l}$	$\frac{4\pi^2 EI}{l}$	$\frac{\pi^2 EI}{l}$	$\frac{7.83EI}{l}$	$\frac{18.77EI}{l}$
$P_{kr} =$	$\frac{\pi^2 EI}{l}$	$\frac{\pi^2 EI}{(2l)^2}$	$\approx \frac{\pi^2 EI}{(0.7)l}$	$\frac{\pi^2 EI}{(0.5l)^2}$	$\frac{\pi^2 EI}{l}$	$\approx \frac{\pi^2 EI}{(1.122l)^2}$	$\approx \frac{\pi^2 EI}{(0.725l)^2}$
$l_o = \beta l$	$l$	$2l$	$\approx 0.7l$	$0.5l$	$l$	$\approx 1.22l$	$\approx 0.725l$

A kihajlási hossz tulajdonképpen a kihajolt rúdtengely két egymásután következő hajlásváltó (inflexios) pontja közötti távolság. Az  $l_o$  hosszúságú rudat mindkét végén csuklós megfogású pillérnek tekintjük. Így aztán a 4.4. táblázatban a rúd összes esetében ugyanazt a számítási képletet találjuk a kritikus teher meghatározására.

A 4.4. táblázat az elméleti eseteket mutatja be; a gyakorlatban elég nagy a bizonytalanság, mivel a szabványok más-más értékeket tartalmaznak a felhasznált építőanyag, a szerkezet merevsége és a terhelés függvényében.

Kőből vagy téglából készült oszlopok esetében kapcsolati elemnek a födémetek vagy a tartókat tekintjük. A kihajlási hossz nagysága a kapcsolati elem vízszintes merevségétől függ:

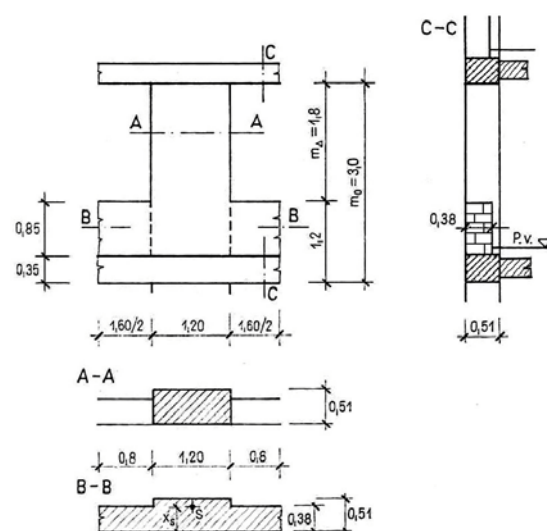
- a felső felén fix oszlopnál (lakóházaknál)  $l_o = l$ ;
- felső felén befogott, de kilendülő oszlop (termek vagy csarnokok) esetében (4.8. ábra) ha:
  - a pillérek száma kettő  $l_o = 1,5l$ ;
  - vagy kettőnél több  $l_o = 1,25l$ ;
- a felső felén szabad oszlopnál:  $l_o = 2l$ .

Természetesen a megadott értékek csak közelítőek, mert az alkalmazott anyagok nem lineárisan rugalmas tulajdonságúak.

A kihajlási hossz meghatározásánál figyelembe kell venni a parapetek merevítő hatását (4.9. ábra).

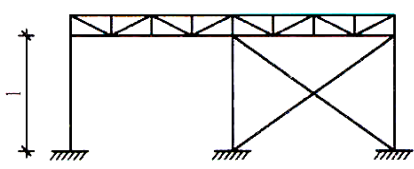
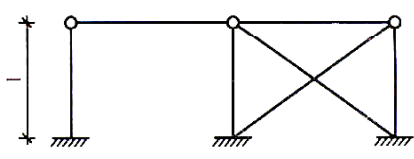
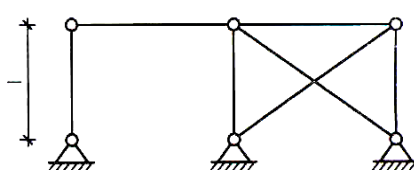
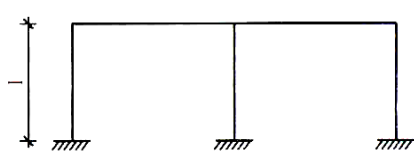
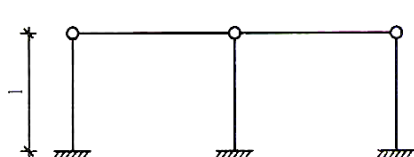
Faoszlopoknál a befogott végek kilazulását, a kihajlási hosszúság növelésével ( $\Delta$ ) kell figyelembe venni (4.5. táblázat).

A kilazulás a fanedvesség változással együttjáró térfogatváltozás következtében jön létre.



**4.9. ábra.** Parapetek merevítő hatása

4.5. táblázat. Faoszlopok kihajlási hossza

A rögzítés jellege	$l$	$\Delta$	Példa
Mindkét végén megtámasztott és befogott	$0,50l + \Delta$	$\Delta \geq \begin{cases} 0,15l \\ 2h \end{cases}$	
Egyik végén csuklósan megtámasztott, másik végén befogott	$0,70l + \Delta$	$\Delta \geq \begin{cases} 0,1l \\ h \end{cases}$	
Mindkét végén csuklósan megtámasztott	$1,0l$	$\geq \begin{cases} \end{cases}$	
Egyik végén befogott, másik végén részlegesen befogott, de kilendülő	$1,0l + \Delta$	$\Delta \geq \begin{cases} 0,5l \\ 4h \end{cases}$	
Egyik végén befogott, másik végén szabadon kilendülő	$2,0l + \Delta$	$\Delta \geq \begin{cases} 0,2l \\ 2h \end{cases}$	

Szimmetrikus két- és háromcsuklós kereteksaját síkjukban történő kihajlásának számításakor a keretláb kihajlási hossza az alábbi közelítő összefüggéssel határozható meg a 4.10. ábra szerint:

$$l_0 = 2l_{col} \sqrt{1 + 0,8 \frac{l_b}{l_{col}} \frac{I_{col}}{I_b}} \quad (4.1)$$

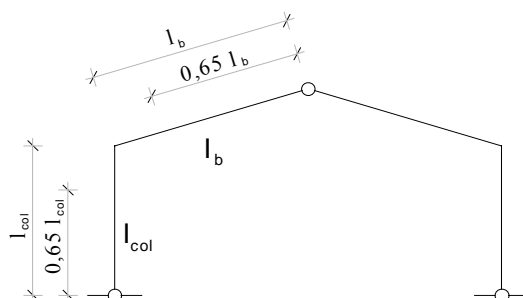
ahol:

$l_b$  – záradék fél hossza;

$l_{col}$  – az oszlop elméleti hossza;

$I_b, I_{col}$  – a tartó, illetve az oszlop keresztmetszetének tehetetlenségi nyomatéka.

Változó keresztmetszet esetében az inercianyomaték a  $0,65l_{col}$ , illetve  $0,65l_b$  helyen levő keresztmetszet adataival számolhatunk.



4.10. ábra. Háromcsuklós fakeret

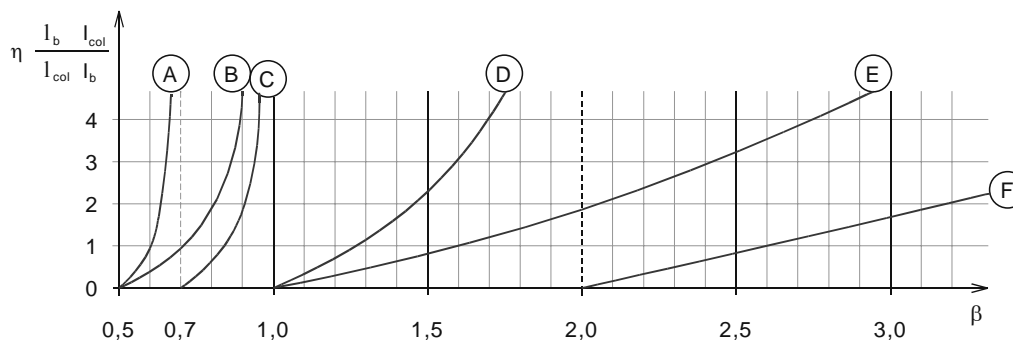
A 4.4. táblázat kihajlási esetei tulajdonképpen az *acéloszlopokra* illenek a legjobban. Ez azonban csak akkor igaz ha az oszlopot különálló rúdnak tekintjük. Mivel az oszlopok általában szerkezetek részei, a táblázatban feltüntetett értékek nem mindig valósak, mert a szerkezetek viselkedése a terhelés függvénye is.

Az EUROCODE 3 különböző kihajlási hosszakat ad különböző terhelési kombinációkra. Ez a gyakorlatban igen nehézkes számítást eredményez, ezért a tervezők, ha lehet kerülik.

A 4.11. ábra és a 4.6. táblázat egy sokkal egyszerűbb és könnyebb megoldást mutat be a mindennapi tervezéshez.

4.6. táblázat. A  $\eta$  tényező meghatározása különböző acélszerkezetekre

Görbe $\eta$	Merevített szerkezet			Nem merevített szerkezet		
	"A"	"B"	"C"	"D"	"E"	"F"
3/2						
1						
3/4						
1/2						
1/4						
3/16						



**4.11. ábra.** Acéloszlopok kihajlási hosszának meghatározása

Vasbeton oszlopoknál is használható a 4.4. táblázat, ha egyszintes épületekről van szó.

Az EUROCODE 2 szerint az elkülönített oszlopok kihajlási magassága vagy hossza  $l_0 = \beta l_{col}$  a 4.12. ábra alapján határozható meg, ahol  $K_A$  és  $K_B$  az oszlopvégek befogási merevségét jelölik:

$$K_A \text{ (vagy } K_B) = \frac{\sum E_{cm} I_{col} \frac{l_{col}}{l_b}}{\sum E_{cm} \alpha l_b} \quad (4.2)$$

ahol:

$E_{cm}$  – a beton rugalmassági modulusa;

$I_{col}, I_b$  – az oszlop, illetve a gerenda teljes keresztmetszetének tehetetlenségi nyomatéka;

$l_{col}$  – a befogások középpontjai között mért oszlopmagasság;

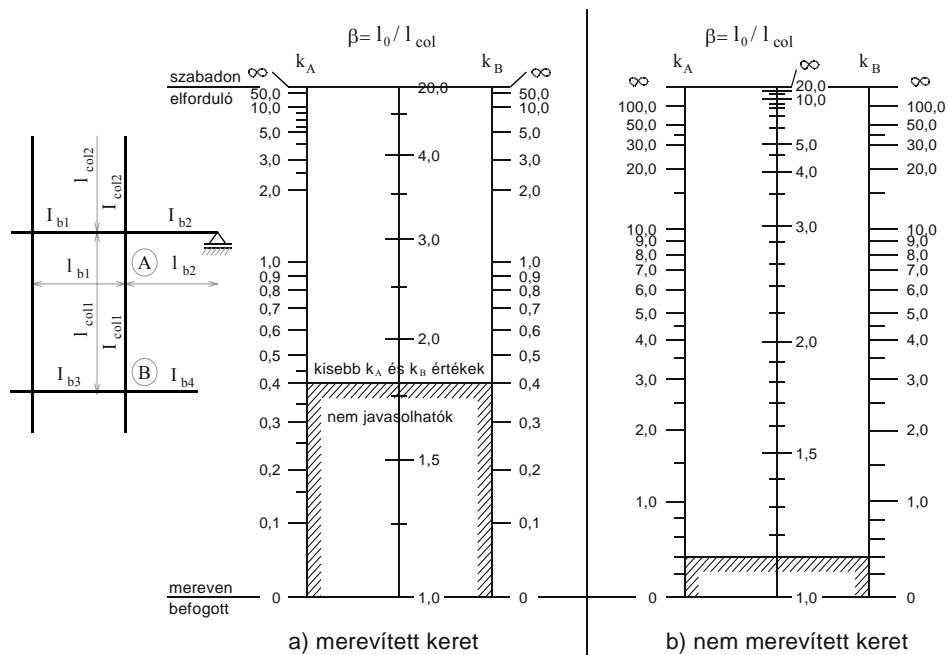
$l_b$  – a gerenda mértékadó támaszköze;

$\alpha$  – a gerenda ellenkező végének befogási viszonyait figyelembe vevő tényező:

= 1,0 – ha az ellenkező oldal rugalmasan vagy mereven befogott;

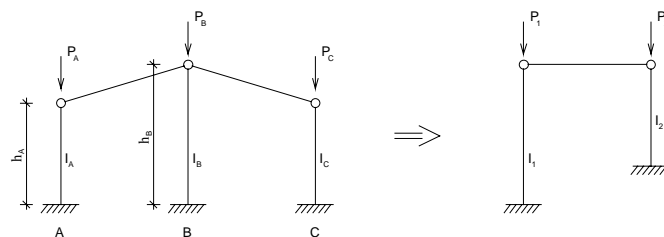
= 0,5 – ha az ellenkező oldal szabadon elforduló;

= 0 – konzolos gerenda esetén.



4.12. ábra. Nomogramok vasbeton oszlopok hosszának számításához


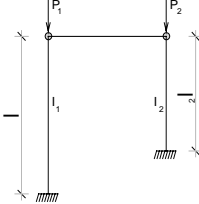
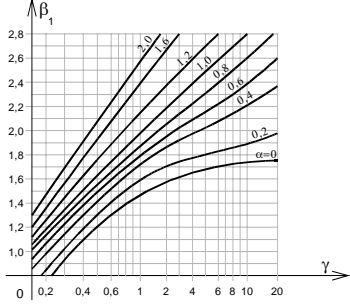
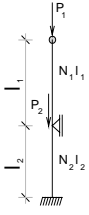
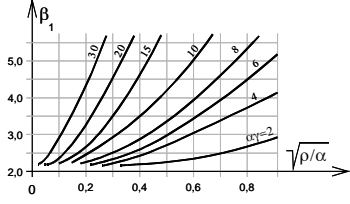
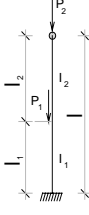
Földszintes vasbeton- és acéloszlopoknál figyelembe véve az alaptest kifordulását az általaj függvényében vagy a konzolok szerepét híddaruk esetében, a 4.7. táblázat tartalmazza a kihajlási hosszak meghatározását. Például a 4.13. ábrán bemutatott kéthajós keret esetében a 4.7. táblázat 2-es pontját alkalmazzuk.



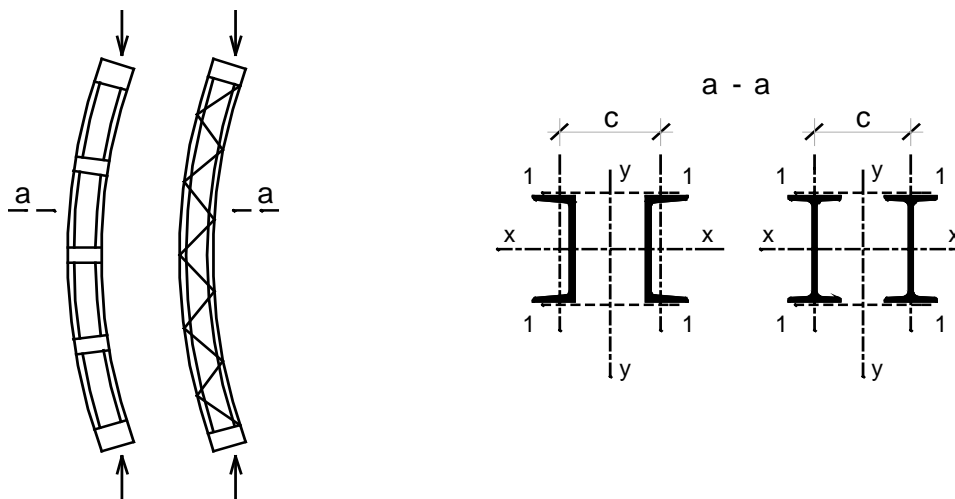
4.13. ábra. Kihajlási hossz dőltgerendás kéthajós keret esetében



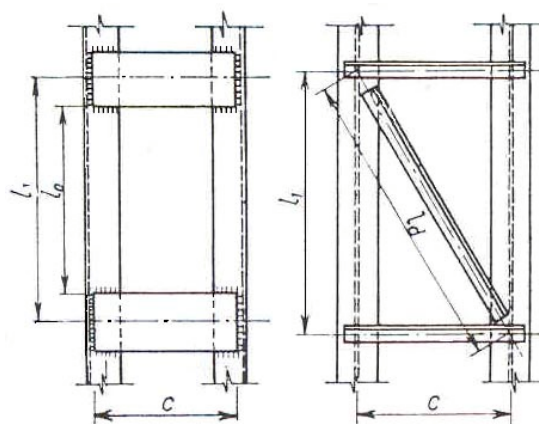
**4.7. táblázat. Különleges kapcsolatú pillérek kihajlási hossza**

<p>1</p> 	$l_0 = \frac{2k + 2,4}{k + 0,2} l > 2 l$ $k = \frac{\varphi_b I_F}{E_{col} I_{col}} l > 0,2$ <p> <math>C_B</math> = ágazási együttható [MN/m<sup>3</sup>]  <math>I_F</math> = az alap inercia nyomatéka [m<sup>4</sup>]  <math>E_{col}</math> = az oszlop anyagának rugalmassági modulusa [MN/m<sup>2</sup>]  <math>I_{col}</math> = az oszlop inercia nyomatéka [m<sup>4</sup>]  <math>h</math> = az oszlop magassága [m]         </p> <p>             Ágazási együtthatók:    Agyag: 50 - 100 MN/m<sup>3</sup>    Homok: 100 - 150 MN/m<sup>3</sup>                                               Kavics: 150 - 200 MN/m<sup>3</sup>    Döngölt kavics: 200 - 250 MN/m<sup>3</sup> </p>
<p>2</p> 	$l_{01} = \beta_1 l_1$ $l_{02} = \beta_2 l_2$ $\alpha = \frac{P_2 l_1}{P_1 l_2}$ $\gamma = \frac{I_1 l_2^3}{I_2 l_1^3}$ $\beta_2 = \frac{\beta_1}{\sqrt{\alpha \gamma}}$ 
<p>3</p> 	$l_{01} = \beta_1 l_1$ $l_{02} = \beta_2 l_2$ $\alpha = \frac{N_2}{N_1} \quad \rho = \frac{I_1}{I_2} \quad \gamma = \frac{l_2}{l_1}$ $\beta_2 = \beta_1 \frac{1}{\alpha \gamma \sqrt{\rho / \alpha}}$ 
<p>4</p> 	$l_{01} = \beta_1 l_1$ $l_{02} = \beta_2 l_2$ $\beta_1 = 2 \sqrt{\frac{P_1 + P_2 (l/l_1)^3}{(P_1 + P_2) [1 + l_1/l_2 (l/l_1)^2 k]}}$ $\beta_2 = \beta_1 \frac{l_1}{l_2} \sqrt{\frac{(P_1 + P_2) k}{P_2}}$ $k = \frac{I_2}{I_1}$

Eddig csak tömörszelvényű pillérek stabilitását tárgyaltuk, más a helyzet azonban az osztott szelvényű rudak esetében, amelyeknél a keresztmetszet két vagy több különálló (osztott) tömör részből áll (1.14. ábra); ezeket rácsozással, vagy hevederekkel kapcsolják össze, egy vagy több síkban (4.15. ábra).



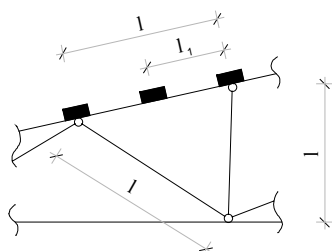
4.14. ábra. Összetett szelvényű rudak kihajlása



4.15. ábra. Hevederrel vagy rácsozással kapcsolt oszlopok

Az ideális karcsúsági tényező pontos meghatározása a különböző szerkezetű osztott szelvényű rudaknál igen körülményes. Éppen ezért a méretezési szabályzatok általában megelégednek egyszerűbb számítási képletek használatával.

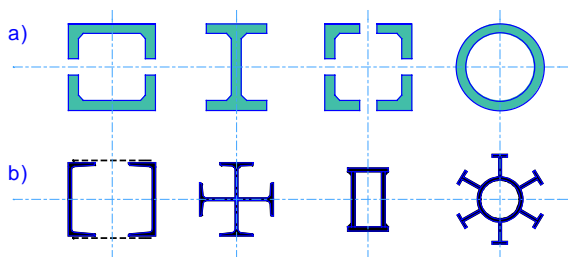
Rácsostartók övrúdjainak kihajlási hossza, a felhasznált anyagtól (fa, acél, vasbeton), függetlenül a tartó síkjában az elméleti csomóponttávolság, az erre merőleges irányban pedig az oldalirányú elmozdulással szemben rögzített pontok távolsága (4.16. ábra).



4.16. ábra. Rácsostartók ívrúdjainak kihajlási hossza

Rácsostartó rácsrúdjainak a rúd síkjában értelmezett kihajlási hossza egyenlő a rúd hálózati hosszával.

Rácsostartó oszlopainak kihajlási hossza a tartó síkjára merőleges elmozdulási irányban vizsgálva csak akkor vehető a hálózati hosszal számításba, ha a végeihez csatlakozó övek oldalirányú kitérés ellen biztosítva vannak.

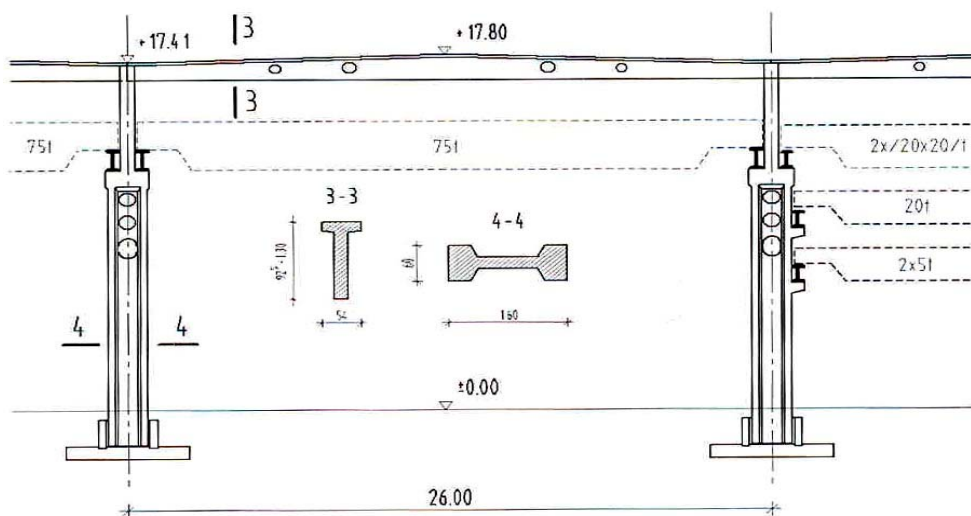


4.17. ábra. Összetett keresztmetszetű pillérek: a – beton; b – acél.

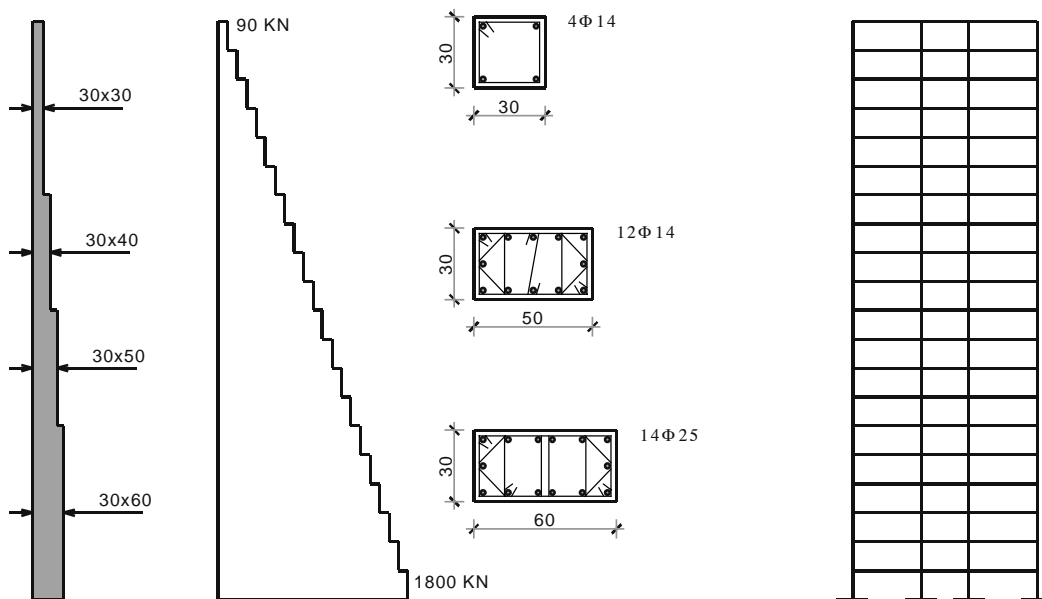
Az *inerciasugarat* a keresztmetszet növelésével tudjuk kedvezően befolyásolni, esetleg úgy, hogy a legnagyobb keresztmetszetek a legnagyobb kihajlás helyére kerüljenek (4.3. táblázat).

A növelés alatt általában egy optimális anyagfelhasználású keresztmetszeti formát értünk. Vasbeton pillér esetében osztott négyszög, I vagy körgyűrű, acél oszlopoknál a hagyományos hengerelt szelrelvény helyett összetett keresztmetszetet alkalmazunk (4.17. ábra).

Másfelől az oszlopok függőleges és vízszintes terhelései a nyílással (4.18. ábra) vagy a magassággal (emeletszámmal) egyenes arányban növekednek (4.19. ábra). Ehhez a *keresztmetszet növelésével* lehet alkalmazkodni.



4.18. ábra. Nagy fesztávolságú, három híddarus ipari csarnok



4.19. ábra. Többszintes (20 emeletes) irodaház pillérének tehernövekedése és pillérkeresztmetszet változása

A szerkezeti méretek növelésének azonban számos korlátja van.

Az alaprajzi kialakítás, a funkcióból eredő szempontok miatt legtöbbször kizárhatja, de mindenesetre erősen korlátozza a méretnövelés lehetőségeit.

Például a ma olyan divatos bevásárló-központokban (lásd Metro, Selgros, Billa, Cora stb.) a polcok és a köztük lévő közlekedőtér diktálja a pillérek méretét (kötelező a 60x60 cm keresztmetszet betartása). Pedig ez, különösen földrengéses helyen, sok fejtörést okoz.

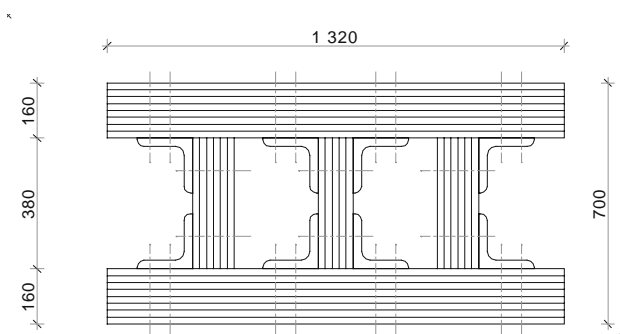
Egy másik példa a magasházak esete, ahol a homlokzati pillérek méretét sokszor csak a mélységirányba lehet növelni. Ez azonban komoly funkcionális nehézségeket okozhat, különösen a földszinten, mivel az oszlopok szükségszerű sűrítése csökkenti a hasznos területet és esetleg a megvilágítási lehetőségeket is nehezíti.

A megoldást legtöbbször az építőanyag nagyobb szilárdságú változatának alkalmazása jelenti, mert így a változatlan keresztmetszeti, terület mellett is növelhető a pillér teherbírása.

Például téглаoszlop esetében jobb minőségű téгла és nagyobb habarcsszilárdság<sup>80</sup>, vasbeton esetében a nagyobb beton és acélszilárdság használatát jelenti.

A 4.19. ábrán bemutatott esetről, hogy elkerüljék a betonkeresztmetszet nagyméretű növelését, felülről lefele haladva egyre nagyobb szilárdságú betont és acélt alkalmaztak.

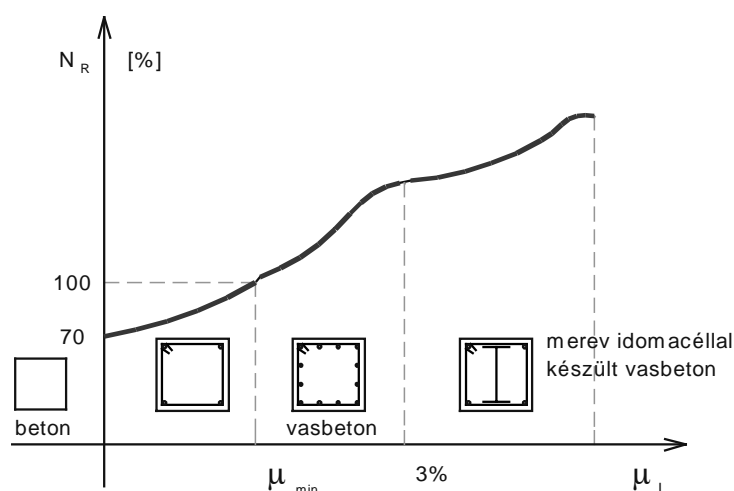
Ha a szilárdság adta lehetőséget kimerítettük egy másik megoldás az acélpilléreknél az lehet, hogy változatlan kontúrmérete mellett növelhetjük a keresztmetszet területét (4.20. ábra).



**4.20. ábra.** 60 emeletes acélvázás épület (Chase Manhattan Bank, New York) földszinti pillérkeresztmetszete (pillérteher,  $P=7112$  kN; acélsúly folyóméterenként 4800 kg)

A vasbeton oszlopok belsejében is emelhető az acélbetétek mennyisége a megengedett határig, akár idomacélok<sup>81</sup> használatával is (4.21. ábra). Így nagyobb teherbírást érhetünk el anélkül, hogy az alaprajzban funkciót zavaró vagy gazdaságtalan változás állna be.

A vasbeton pillérek teherbírásánál jelentős szerepe van a keresztvasazásnak is (4.22. ábra). A kísérleti adatok szerint a kengyelvasazás szerepe elsősorban abban jelentkezik, hogy gátolja a beton keresztirányú tágulását és ezzel növeli az oszlop teherbírását.

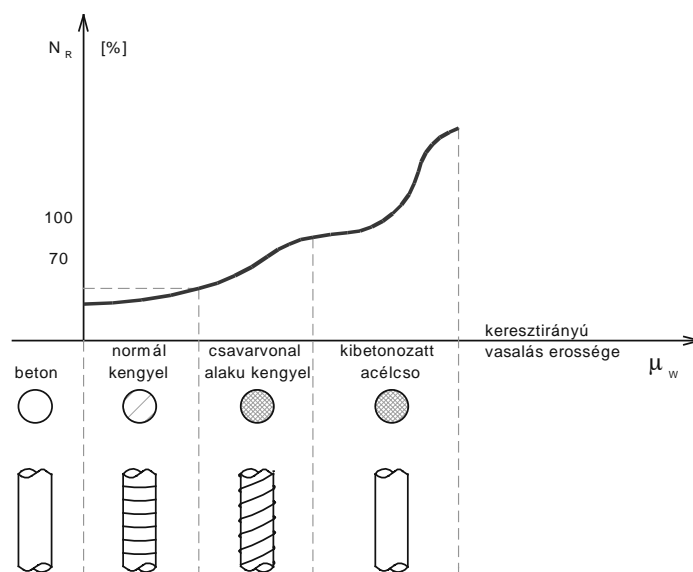


**4.21. ábra.** Hosszvasazás szerepe az oszlop teherbírásában

<sup>80</sup> rezistența mortarului

<sup>81</sup> profile metalice

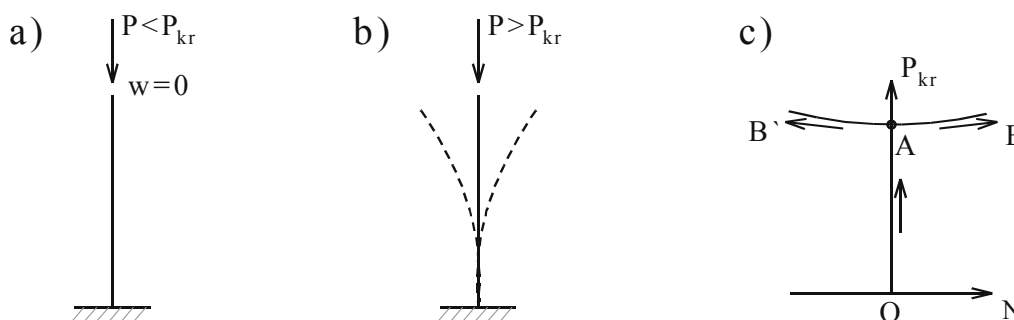
Persze, a felsorolt lehetőségek közötti ellentét azonnal észrevehető. Egyrészt a teherbírás és stabilitás biztosításának érdekében állandóan növelni kellene a pillér keresztmetszetét, másrészt a gazdaságosság és a funkcionális igények határt szabnak ezeknek a lehetőségeknek. A tervező feladata megtalálni a legjobb megoldást.



4.22. ábra. Keresztvasazás szerepe az oszlop teherbírásában

A teherbírás és a rúd karcsúsága között szoros kapcsolat létezik. A teherbírás annál kisebb minél nagyobb az oszlop karcsúsága ( $\lambda = l_0/i$ ) vagy hajlékonysága ( $\lambda_a = l_0/h$ ). Adott keresztmetszet mellett a nagyobb kihajlási hossz a rúd által felvehető központos nyomóerő csökkenését jelenti. Ez jól érzékelhető a 4.4. táblázatban bemutatott példákkal.

Ha a normálerő központosan hat és értéke kisebb a kritikus tehernél (4.4. táblázat) a rúd kihajlása zérus (4.23. a ábra). Amikor  $P > P_{kr}$ , akkor a rúd deformált egyensúlyi helyzetet vesz fel (4.23. b ábra). A kihajlás változását a kritikus erő függvényében a 4.23. c ábrán szemléltetjük. A konzol kihajlása mind jobbra, mind balra történhet. A görbe AB valamint AB' szárnyai szimmetrikusak az OD tengely szerint. Az is látható, hogy miután a nyomóerő túllépi a kritikus erőt, a kihajlás értéke sokkal gyorsabban nő mint a teher. Az OA BB' görbe formája miatt a stabilitás megszűnésének ezt a formáját „egyensúly-elágazásnak”<sup>82</sup> nevezik.



4.23. ábra. Központosan nyomott rúd (a), kihajlása (b) és egyensúly elágazása (c)

A központosan nyomott rudak vizsgálatakor elvileg arról van szó, hogy a terhelésből származó feszültség kisebb kell legyen mint a kritikus feszültség<sup>83</sup>:

<sup>82</sup> bifurcarea echilibrului

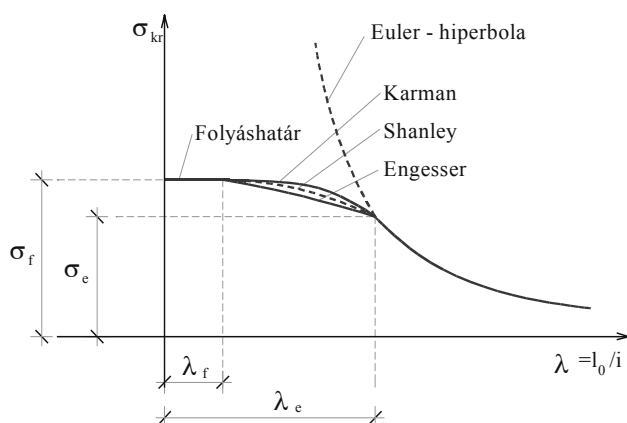
<sup>83</sup> rezistența critică

$$\sigma = \frac{P}{A} < \sigma_{kr} \quad (4.3)$$

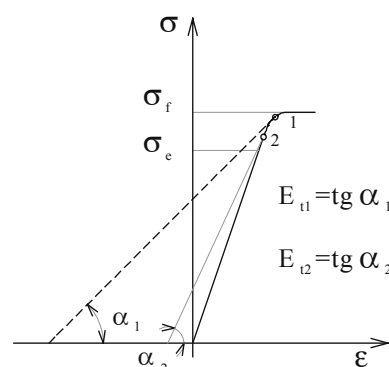
A pillér kihajlását előidéző kritikus átlagfeszültség Euler képlete szerint számítható ki:

$$\sigma_{kr} = \sigma_E = \frac{P_{kr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (4.4)$$

A szakirodalomban a  $\sigma_E$  jelölést is használják (Euler-féle feszültség). Ha a (4.4) összefüggést a  $\sigma_{kr}$ ,  $\lambda$  koordináta tengelyben ábrázoljuk, harmadfokú, az ún. Euler-hiperbolát kapjuk (4.24. ábra).



4.24. ábra. A kritikus feszültség képlékeny tartományban



4.25. ábra. Az érintő modulus meghatározása

A görbe csak az arányossági határig érvényes  $\sigma_{kr} = \sigma_e$ . Ezen a határon túl a (4.4) képlet érvénytelenné válik, mivel az állandó értékű rugalmassági együttható feltétele megszűnik (4.25. ábra). Ha mégis alkalmazzuk, akkor túl nagy kritikus feszültséget kapunk a kísérlettel meghatározott  $\sigma_{kr}$  értékhez képest. Ha ismerjük a rúd anyagának pontos szakítódiaagramját, akkor a  $\sigma_{kr}$  és a karcsúság összefüggése elméletileg is meghatározható.

A megoldás azonban sokkal bizonytalanabb. A kihajlás a

$$\sigma'_{kr} = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2} \text{ és } \sigma''_{kr} = \frac{\pi^2 E_r}{\lambda^2} \quad (4.7)$$

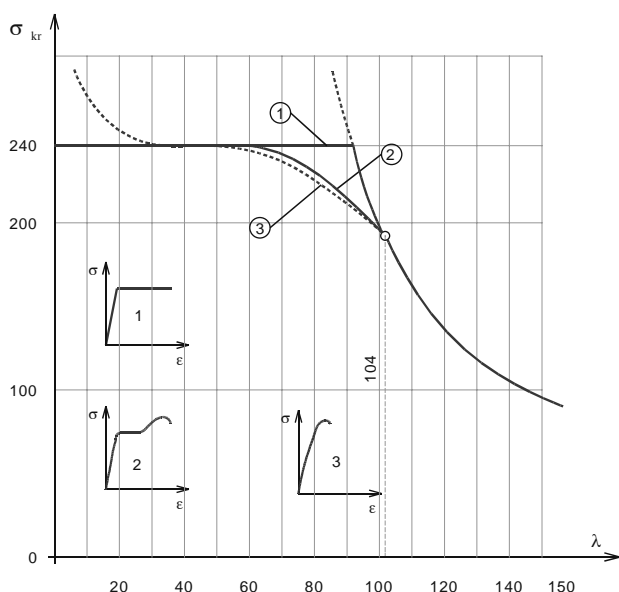
értékek között következik be, ahol  $E_t$  az érintőmodulus<sup>84</sup> (4.25. ábra) és a  $E_r$  a redukált rugalmassági modulus. A három modulus következőképpen viszonyul egymáshoz  $E > E_r > E_t$ .

A 4.26. ábra a kritikus feszültség változását mutatja be a karcsúság függvényében az acél  $\sigma - \varepsilon$  diagramjának különböző modelljére:

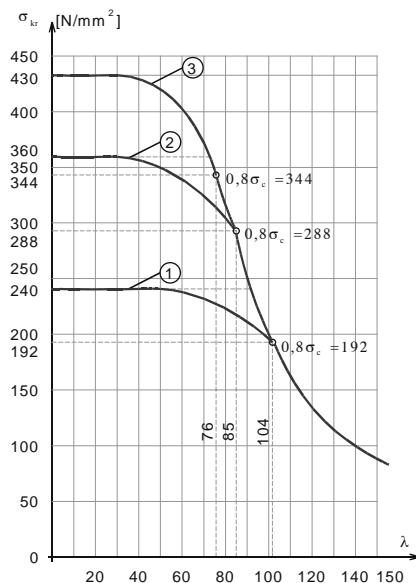
- 1 rugalmas – képlékeny acél ( $\sigma_e = \sigma_f$ );
- 2 névleges folyáshatárú acél;
- 3 egyezményes folyáshatárú acél.

<sup>84</sup> modul de elasticitate tangentială

Határozott folyáshatárral nem rendelkező acélnál és a rúd kis karcsúsága esetén a (3) görbe érintőleges a folyáshatár felé és végtelen a másik irányba.



4.26. ábra. A kritikus feszültség változása az acél rugalmas-képlékeny szilárdsági modelje alapján



4.27. ábra. A kritikus feszültség változása különböző folyáshatárú acélok esetén

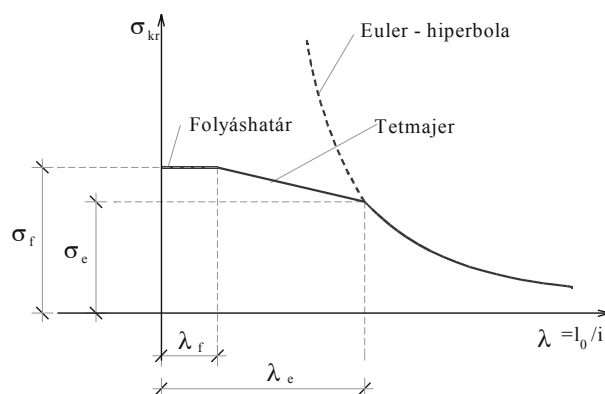
Ha az acél minősítését változtatjuk, akkor a 4.27. ábrán bemutatott diagramot kapjuk úgy, hogy mind a három esetben határozott folyáshatárú acélról van szó és  $\sigma_e = 0,8\sigma_f$ .

A gyakorlatban kísérleti eredményekre támaszkodó, egyszerűbb megoldásokat alkalmaznak. Például Tetmajer, kísérletei alapján, arra a következtetésre jutott, hogy a rugalmassági határ fölött az acél és más anyagok esetén a kritikus feszültség a rúd karcsúságával lineáris összefüggésben van (4.28. ábra). A Tetmajer-egyenest az Euler-hiperbolát a  $\lambda_e$  abszcisszájú pontban metszi és az  $\lambda_f$ -nél eléri az anyag folyáshatárát. Ha tehát  $\lambda < \lambda_f$ , akkor  $\sigma_{kr} = \sigma_f = \text{állandó}$ .

A rugalmas hajlásnak megfelelő karcsúsági tényezőt a (4.4) képletből számíthatjuk, ha  $\sigma_{kr} = \sigma_e$

$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_e}} \quad (4.7)$$

Például az OL37 minősítésű acél esetén  $\lambda_e = 104$ , az OL52 minőségűnél  $\lambda_e = 85$  értéket kapjuk. Ha fa anyagot használunk, akkor  $\lambda_e = 75$ .



**4.28. ábra.** Tetmajer szerinti kritikus feszültség

Tehát az Euler-képletet csak a  $\lambda > \lambda_e$  tartományban használhatjuk, mert csak akkor  $\sigma_{kr} < \sigma_e$ . Ez természetesen nem azt jelenti, hogy a  $\lambda$  akármilyen nagy értéket felvehet, hiszen akkor a rúd alig terhelhető és érzékeny az esetleges rezgésekre. A szabványok ezért az acél és a fa pilléreknél egyaránt a  $\lambda = 120$  maximális karcsúsági tényezőt fogadják el.

A (4.3) képlet adta eljárásnak nagy hátránya, hogy a számított feszültséget ( $\sigma$ ) nem mindig egy adott értékhez, pl. a határfeszültséghez, hasonlítjuk. Elfogadva, hogy a kritikus és határfeszültségek között  $\sigma_{kr} = \varphi \sigma_H$  kapcsolat létezik, a (4.4) képlet a következő ismert formában írható:

$$\sigma = \frac{P}{\varphi A} < \sigma_H \quad (4.5)$$

A kihajlást növelő karcsúsági tényezőt a rugalmassági tartományban a (4.4) illetve a (4.5) képlet segítségével kapjuk:

$$\varphi = \frac{\pi^2 E}{c \lambda^2 \sigma_H} \quad (\lambda \geq \lambda_e) \quad (4.6)$$

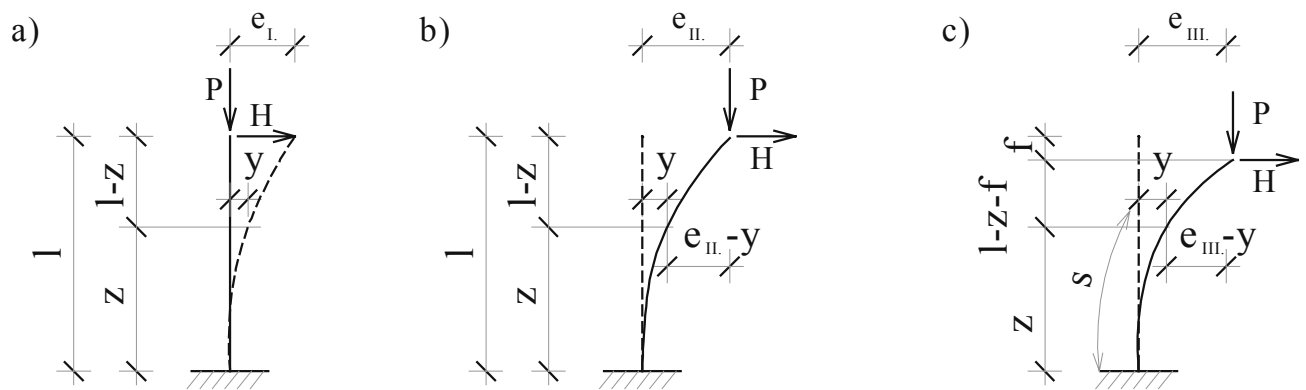
egy biztonsági tényező ( $c$ ) alkalmazásával. A képlékeny tartományban ( $\lambda < \lambda_e$ ) sokkal bonyolultabb összefüggéseket kapunk.

Mivel a gyakorlatban központos nyomás nem létezik (4.2 rudak), a (4.4) összefüggésnek csak kiinduló szerepe van a *külpontosan nyomott* pilléreknél.

Az alapszerkezetek erőtanai számítása általában merev testek feltételezésével, az ún. elsőrendű elmélettel végezhető el. Nem úgy a nyomott-hajlított pilléreknél, ahol a rudak alakváltozásának az erők egyensúlyára gyakorolt másodrendű (szekunder) hatását is figyelembe kell vennünk.

A szekunder hatás vagy közelítő, vagy pontos módszerrel vehető figyelembe. A közelítő megoldásokkal az ún. II rendű elmélet foglalkozik, míg a pontos megoldás a III rendű elmélet körébe tartozik (4.29. ábra).





4.29. ábra. Külpontosan nyomott rúd kihajlása az I, II és III rendű elmélet szerint

Az I rendű elmélet szerint az igénybevételeket a rúd kezdeti (terheletlen) alakjának figyelembevételével számítjuk (4.29. a ábra). A  $z$  helyen keletkező nyomaték:

$$M_{(z)} = -H(l-z) \quad (4.8)$$

A rugalmas szál differenciálegyenletének

$$\frac{1}{\rho} \cong y'' = -\frac{M_{(z)}}{EI} = \frac{H(l-z)}{EI} \quad (4.9)$$

megoldása után a rúd felső végének elmozdulása  $EI = konstans$  esetre

$$e_I = \frac{Hl^3}{3EI} \quad (4.10)$$

Tehát a rúd végének kihajlása arányos a vízszintes  $H$  erővel és független a rúd irányú  $P$  erőttől.

A II. rendű elmélet szerint az igénybevételeket a rúd megváltozott alakjára írjuk fel, de továbbra is elhanyagoljuk a rúd végpontjának, valamint a keresztmetszetnek a tengely eredeti irányával párhuzamos elmozdulásait. A rugalmas szál differenciál egyenlete ebben az esetben:

$$\frac{1}{\rho} \cong y'' = -\frac{M_{(z)}}{EI} = \frac{H(l-z) + P(e_{II} - y)}{EI}, \quad (4.11)$$

és felső végének elmozdulása

$$e_{II} = \frac{H}{P} \left[ \frac{\operatorname{tg}\left(l\sqrt{\frac{P}{EI}}\right)}{\sqrt{\frac{P}{EI}}} - l \right] \quad (4.12)$$

Az  $y$  irányú eltolódás itt is arányos a  $H$  erővel, de az  $P$  erőttől is függ. A (4.12) képlettel számolt kihajlás bizonyos esetekben (pl.  $l\sqrt{P/EI} = \pi/2$ ) végtelen nagy értékű lehet. Ezt úgy kell elképzelni, hogy ekkora  $P$  erő hatására semmilyen véges eltolódás nem lehetséges.

A másodrendű elmélettel csak akkor kapjuk meg viszonylag nagy pontossággal a szekunder-hatást, ha nem túl nagy kihajlásra alkalmazzuk.

A III. rendű elmélet szerint a nyomaték felírásakor esetleg még a rúd végének a  $z$  irányú elmozdulását is számításba vesszük:

$$M_{(z)} = -P(e_{III} - y) - H(l - f - z) \quad (4.13)$$

A rúdtengely görbületét szintén pontos összefüggéssel vesszük figyelembe:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{y''}{(1 + y'^2)^{\frac{3}{2}}} = -M_{(z)}. \quad (4.14)$$

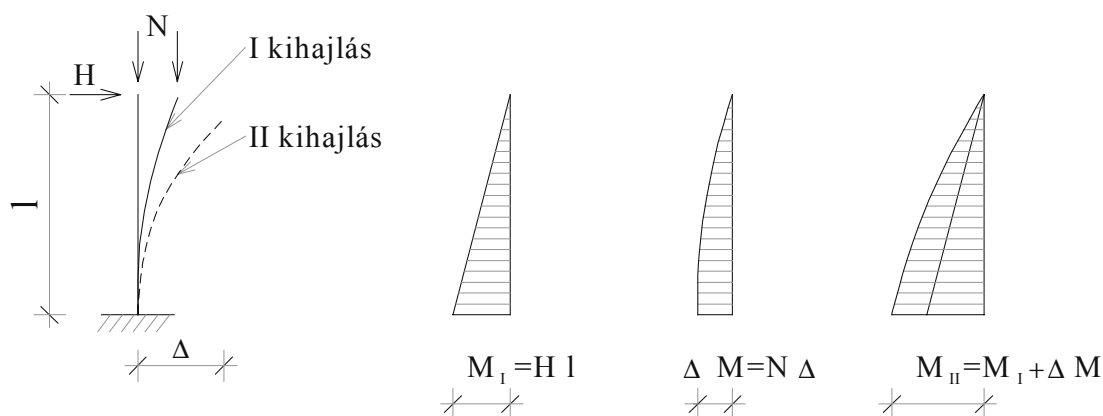
Nagyméretű alakváltozások esetén csak a III. rendű elmélet alapján kaphatunk pontos adatokat igen bonyolult számítások nyomán. A gyakorlatban azonban erre ritkán kerül sor, mivel pontosan a nagyméretű alakváltozás a pillér tönkremenetelét jelenti.

A bemutatott stabilitási kérdésekkel a kihajlás és a teherbírás között lévő szoros kapcsolatot akartuk kihangsúlyozni.

A külpontosan nyomott rúd teherbírását egyrészt a hajlítónyomaték síkjában végrehajtott szilárdsági vizsgálattal, másrészt stabilitási vizsgálattal kell ellenőrizni.

Napjainkban nemzetközileg elfogadott megoldásnak tekinthető az ismert karcsúságú rúd stabilitási problémájának keresztmetszeti, szilárdsági feladattá való átalakítása.

Mint ahogy láttuk, a tengelyirányú nyomóerő növeli a rúd oldalirányú elmozdulását és hajlítónyomatékát (4.30. ábra).



**4.30. ábra.** A külpontosság növekedése, karcsú pillérek esetén

Az első és másodrendű hajlítónyomatékok között a következő összefüggés létezik:

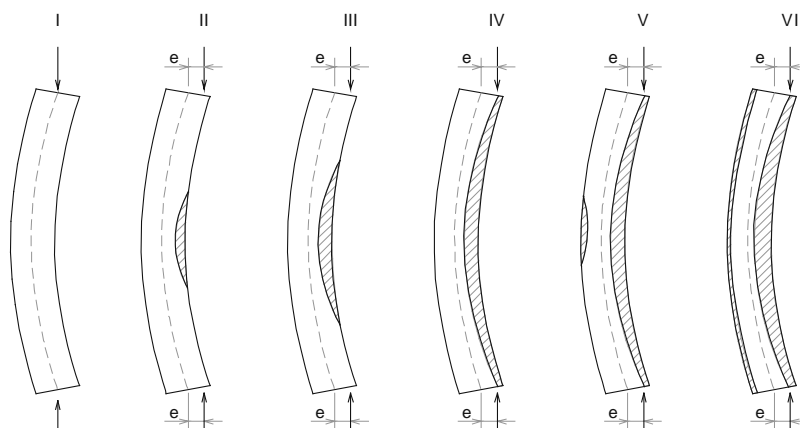
$$M_{II} = \frac{1}{\xi} M_I = \eta M_I \quad (\xi < 1; \eta > 1) \quad (4.15)$$

A  $\xi$  tényező általában acél, a  $\eta$  pedig a vasbeton oszlopoknál használatos. Mindkét tényezőt a Perry-Timashenko képlettel kapjuk:

$$\frac{1}{\xi} = \eta = \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{kr}}} = \frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma} \quad (4.16)$$

A szilárdsági vizsgálatnál a rúd szélső szálában bekövetkező határfeszültség (pl. acélnál a folyás, 4.31. ábra) jelenti a határállapotot

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{\xi W} \leq \sigma_H(R) \quad (4.17)$$



4.31. ábra. Külpontosan nyomott rúd fokozatos (I ... VI) tönkremenetele

A (4.17) képlet nem minden esetben használható, pl. ha a nyomaték értéke zérus vagy nagyon közel áll ehhez, akkor a képlet nem veszi figyelembe a rúd stabilitását. Ezért Iasinski a következő módosítást javasolta:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} + \frac{M}{W} < \sigma_H(R) \quad (4.18)$$

A (4.17) és (4.18) képletekkel számolt feszültségek tulajdonképpen szinte megegyeznek, ha csak a  $P/P_{kr}$  hányados értéke nincs nagyon közel az egyhez.

A szabványok ezekből az általános megfogalmazásból, a felhasznált építőanyag függvényében, különböző konkrét megoldásokat javasolnak.

Például fa vagy acél oszlopok teherbírása igazoltnak tekinthető, ha a mértékadó keresztmetszetben az alábbi feltétel teljesül.

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{cM}{\varphi_g \xi W} \leq \sigma_h(R) \quad (4.19)$$

vagy

$$\frac{N}{N_R} + \frac{cM}{\xi M_R} \leq 1 \quad (4.20)$$

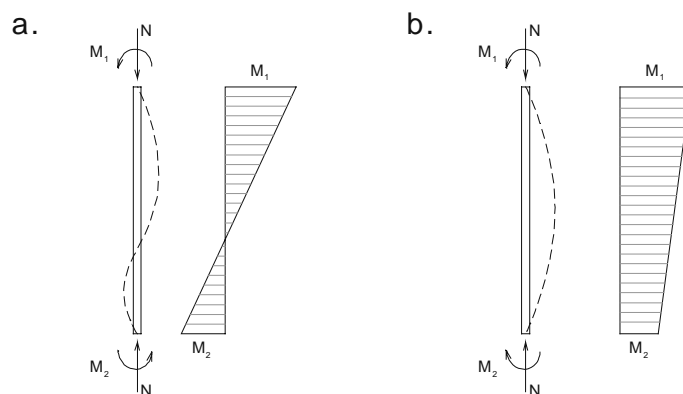
ahol:

N és M az adott külső igénybevételek;

$N_R$  és  $M_R$  a számított határteherbírások;

c – csökkentő tényező az oszlop két végén lévő nyomaték függvényében (4.32. ábra). Ha  $M_2=M_1$ , vagy az oszlop fából készül, a csökkentő tényező értéke  $c=1$ .

Megjegyezzük még, hogy a rúd hossza mentén konstans nyomaték esetén a mértékadó keresztmetszet a rúd közepén található (4.32. ábra). A rúd mentén változó külponosság mértékétől függően a mértékadó keresztmetszet a rúd közepéről valamelyik vége felé tolódik.



**4.32. ábra.** Nyomott-hajlított oszlop kigömbülései, ha végein a nyomatékok előjelei: a – különböznek; b – egyenlők

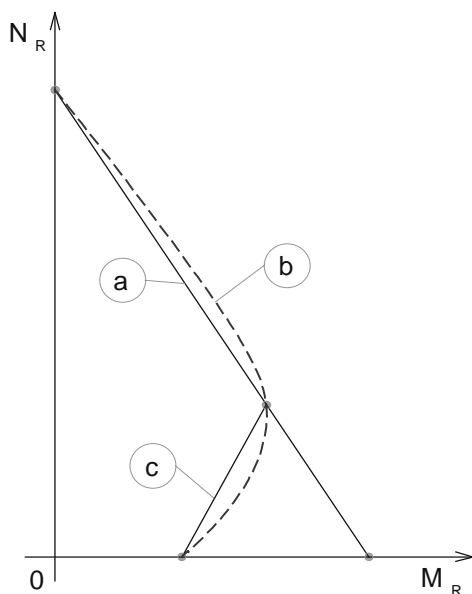
A melegen hengerelt idomacélokból vagy viszonylag vastagabb lemezekből felépített ún. hagyományos acéloszlopokat általában síkbeli (egyszerű) kihajlás alapján méretezik, figyelmen kívül hagyva az esetleges térbeli (elcsavarodó) kihajlás lehetőségét.

Az elcsavarodó kihajlás vizsgálata meglehetősen nehézkes, elsősorban a nagyszámú, a nyomott rúd számított teherbírását lényeges mértékben befolyásoló, változó tényező miatt. Fontos szerepe van a keresztmetszet alakjának, szelvényvastagságnak és a megtámasztási feltételnek.

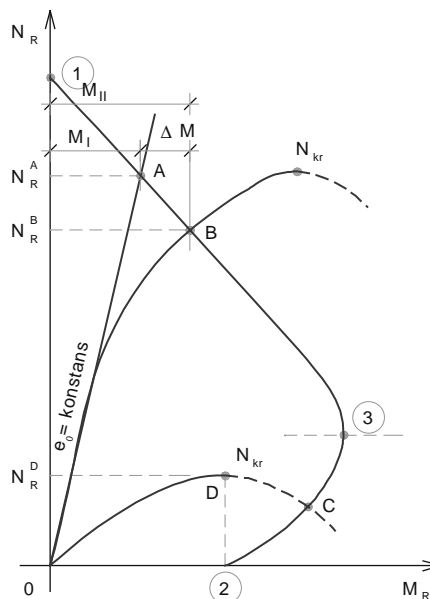
A tervezőnek igyekeznie kell úgy kialakítani az oszlopot, hogy az elcsavarodást megakadályozza. Ha ez a tönkremeneteli forma mégis bekövetkezhet (pl. az oszlop nem megfelelő oldalkitámasztása esetében) akkor az elcsavarodó kihajlás vizsgálata formailag visszavezethető az egyszerű kihajlásnál megszokott módra, azzal a különbséggel, hogy a helyettesítő (transzformált  $\lambda_{tr}$ ) karcsúsággal kell számolni. Ez számítási szempontból kedvező, mivel segítségével a kihajlásvizsgálathoz felhasználhatók a hagyományos acélszerkezetek méretezéséhez kidolgozott, a tervezői gyakorlatban már megszokott segédeszközök (táblázatok, görbék stb.).

A nyomott-hajlított (külpontosan nyomott) oszlopoknál, ha koordináta rendszerben ábrázoljuk az NR és MR teherbírási értékeket, akkor az ún. teherbírasi vonalat kapjuk (4.33. ábra). Minél kisebb a normálerő (NR), annál nagyobb a nyomatéki teherbírás (MR). Ez egyaránt igaz acél és fa pillérek esetén is (a).

Vasbeton oszlopoknál tulajdonképpen egy görbét (b) kapunk, de az összehasonlítás kedvéért egyenesekre egyszerűsítettük (c). Természetesen ahhoz, hogy a terhelési vonalakat egymásra helyezhessük, a különböző anyagú oszlopok keresztmetszetei nem egyformák az eltérő szilárdságok miatt. A 4.34. ábra. alapján megállapíthatjuk, hogy nagy külponatosságú nyomásnál az acél oszlop teherbírása a legkedvezőbb.



4.33. ábra. Nyomott-hajlított oszlop teherbírási vonala



4.34. ábra. Nyomott-hajlított vasbeton oszlop teherbírási vonala

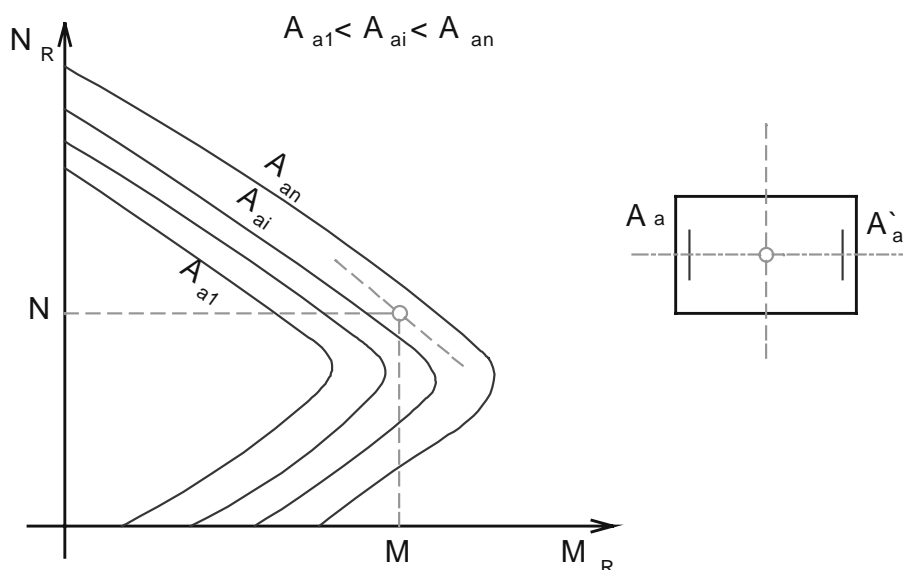
Ha csak a vasbeton oszlop terhelési vonalát nézzük (4.34. ábra), akkor megállapíthatjuk, a görbe legfontosabb tulajdonsága, hogy bizonyos normálerő tartományban a nyomatéki teherbírás nagyobb a tiszta hajlításhoz tartozó nyomatéki teherbírásnál.

A terhelés során a külpontosan nyomott vasbeton oszlop alakváltozást szenved. Ha a terhelés kicsi és rövid ideig hat, akkor az  $N_R$  és  $M_R$  határterhelési értékek között egyenes arány létezik  $M_R/N_R = 0$ , az oszlop csak rugalmas alakváltozást szenved. Ez a terhelési eset a 4.34 ábrán az OA egyenesnek felel meg.

Ha az oszlop karcsú, akkor az OB görbe szerint fog kihajolni, ami jelentős nyomaték növekedést jelent ( $\Delta M$ ). Ebben az esetben már nincs egyenes arány az  $N_R$  és  $M_R$  között, mivel az  $M_R$  nyomaték gyorsabban nő, mint az  $N_R$  erő. Tehát a karcsú oszlopnál a megnövekedett nyomaték miatt ( $M_{II}$ ) csökken a felvehető normálhatárerő ( $N_R$ ). Ebben az esetben a kritikus erőnek csak elméleti jelentősége van, mert az oszlop teherbírása hamarabb kimerül, ahogy a stabilitását elveszteni ( $N_R^B < N_{kr}$ ).

Ha a terhelés nagy és hosszantartó, az eredeti kihajlás, a beton lassú alakváltozása miatt, nagy mértékben nőhet, ez szintén az  $N_R$  nagyarányú csökkenéséhez vezet, amit az oszlop stabilitásvesztése követ ( $N_H^D = N_{kr}$ ). Ugyanaz történik akkor is, ha az oszlop karcsúsága nagyon nagy ( $\lambda > 100$ ).

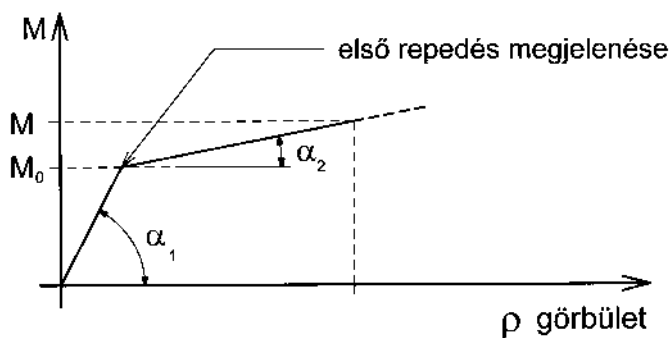
A teherbírási vonal és a koordinátatengelyek közötti terület nagysága a hosszanti vasazás mértékétől függ. Valamely adott betonkeresztmetszet különböző mértékű vasazáshoz tartozó teherbírási vonalakat az (4.35) ábra szemlélteti. Az ábrából látható, minél több az acélbetét, annál nagyobb a teherbírási vonal által bezárt terület. A teherbírási vonal felhasználható a keresztmetszet méretezéséhez vagy a teherbírás ellenőrzéséhez.



4.35. ábra. A teherbírási vonal változása a vasazás mértékének változása nyomán

A (4.17) vagy (4.18) összefüggések csak homogén anyagokra alkalmazhatók, így a csak nagyon kis  $N_R$  és  $M_R$  értékek mellett érvényesek, tulajdonképpen csak a beton repedésmentes állapotában, az ideális keresztmetszet figyelembevételével. Mint tudjuk, a beton és az acélbetét együttes felhasználásával készülő szerkezeti elemek inhomogének. Az inhomogenitásra az jellemző, hogy az együttesen alkalmazott anyagok eltérő szilárdsági-alakváltozási tulajdonságúak, és ezek a terhelés határára idővel módosulnak is, mint az előbb láttuk (4.34 ábra).

A nyomott-hajlított vasbeton oszlop keresztmetszeteinek  $M$ ,  $\rho$  kapcsolata, jó közelítéssel, egy poligonon írható le (4.36. ábra).



4.36 ábra. A külpontosan nyomott vasbetonelem nyomaték-görbület vonala

Az  $N$  normálerővel egyidejűleg működő  $M$  nyomaték egy bizonyos  $M_0$  értékig a keresztmetszetben csak nyomófeszültségek keletkeznek, ennél nagyobb igénybevételkor a repedések megnyílnak és az oszlop merevsége csökken ( $\alpha_I > \alpha_{II}$ ).

A hazai méretezési szabvány ezt úgy veszi figyelembe, hogy a kritikus teher kiszámításánál (4.4) egy csökkentett merevségi (konvencionális) tényezőt alkalmaz:

$$EI = (EI)_{konv} = \frac{0.15(1 + \sqrt{p_t})}{1 + \frac{M_{ld}}{M}} E_c I_c \quad (4.21)$$

ahol

$E_c I_c$  – a beton keresztmetszet merevsége;

$p_t$  – a teljes vashányad százalékban kifejezve;

$M_{ld}$  – a hosszantartó terhelésből származó nyomaték;

$M$  – a teljes elsőrendű nyomaték ( $M_I$ ).

Előzetes számításokhoz jó közelítéssel az  $(EI)_{konv} \approx 0.3 E_c I_c$  értéket használhatjuk.

Gyakorlatban a (4.4), illetve (4.16) kifejezések segítségével az  $e_0$  kezdeti külpontosságot  $\eta$  tényezővel szorozva vesszük számításba az oszlop méretezésénél:

$$e_{0c} = \eta(e_0 + e_a) \quad (4.22)$$

ahol

$e_{0c}$  – mértékadó külpontosság;

$e_0$  – számított külpontosság;

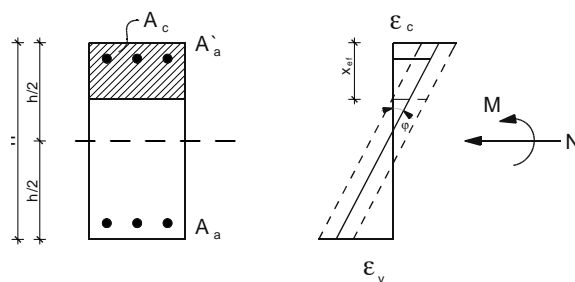
$e_a$  – kezdeti külpontosság.

Mivel a méretezés tulajdonképpen a szükséges vasmennyiséget jelenti, az eljárás iteratív jellegű, mert a (4.21) kifejezésbe egy feltételezett vashányad kerül.

Az első és másodrendű nyomatékok aránya  $\eta = M_{II}/M_I$  határozza meg legjobban a karcsúság szerepét a teherbírás csökkenésében, mert a  $\lambda$  tényezőhöz képest figyelembe veszi a normálerő mértékét is. Eszerint a karcsúság hatása:

$1.0 \leq \eta \leq 1.2$	kicsi;
$1.2 \leq \eta \leq 1.5$	közepes;
$1.5 < \eta$	nagy.

A nyomott-hajlított oszlop valamelyik keresztmetszetéhez és bármilyen  $M$ ,  $N$  igénybevételpárhoz egy meghatározott szögelfordulás (illetve  $\rho$  görbület) tartozik (4.37. ábra).



4.37. ábra. A keresztmetszet ( $M$ ,  $N$ ,  $\varphi$ ) görbeségének számítása

Vagy másképpen, adott keresztmetszet esetén valamely feltételezett  $N$ =konstans nyomó normálerőhöz és egy  $\varphi$  keresztmetszeti elforduláshoz meghatározható az  $M$  nyomaték.

Ezen az alapon az EC2 tartalmaz egy egyszerűsített méretezési módszert, az úgynevezett „modelloszlop-módszert”. A módszer olyan oszlopokra vonatkozik, ahol a

$\lambda = l_f / i < 140$ , a keresztmetszet kör vagy derékszögű négyszög és ahol az elsőrendű kiégyenesítés kielégíti az:

$$e_0 = \frac{M_I}{N} > 0,14 \quad (4.23)$$

feltételt ( $h$  – a keresztmetszet nyomtérkép irányában lévő mérete)

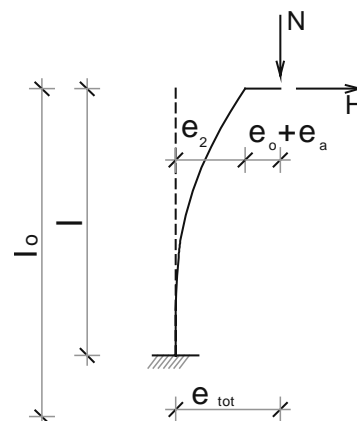
A „modelloszlop” egy olyan konzol-oszlop, amely alul befogott, felül pedig szabadon elmozduló (4.38. ábra) és a nyomtérkép hatására egyenletes görbülettel hajlik meg.

A mértékadó (maximális) kiégyenesítés értéke

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2 \quad (4.24)$$

Az  $e_2$  másodrendű kiégyenesítés értékét a következőképpen számítjuk ki:

$$e_2 = k_1 \frac{l_0}{10} \frac{1}{\rho} \quad (4.25)$$



4.38. ábra. Modelloszlop

ahol

$l_0$  – az oszlop kiégyenesítési hossza;

$k_1 = \lambda / 20 - 0.75$  – ha  $15 \leq \lambda \leq 35$ ;

$k_1 = 1$  – ha  $\lambda > 35$ ;

$1/\rho$  – a befogási keresztmetszet görbülete.

A görbületet a külső és belső erők egyensúlya alapján kell meghatározni (4.39. ábra):

$$\frac{1}{\rho} = 2k_2 \frac{\varepsilon_{yd}}{0,9d} \quad (4.26)$$

ahol

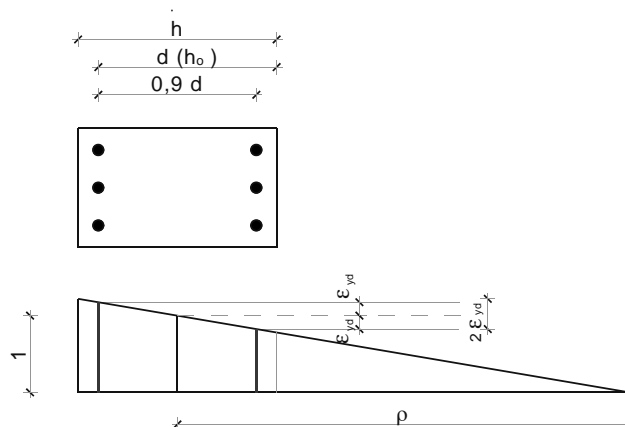
$\varepsilon_{yd}$  – a betonacél határszilárdságához tartozó megnyúlása

$d$  – a keresztmetszet hasznos magassága a stabilitásvesztés vizsgált irányában.

A  $k_2$  tényező azt fejezi ki, hogy a növekvő axiális erővel csökken az  $1/\rho$  görbület.

Ha a  $k_2 = 1$  feltételezésével számolunk az a biztonság javára történő közelítést jelent.





**4.39. ábra.** Mértékadó külpontosság

Az oszlopok méretezése az  $N$  és  $M = Ne_{tot}$  értékekre történik.

Az említett módszereket ma már csak kézi számításnál alkalmazzuk. A valóságban a karcsú vasbeton pillérek esetében a II. rendű alakváltozások figyelembe vétele fokozatos merevségcsökkenések miatt (bepedett keresztmetszet) kézi számítással szinte lehetetlen.

Kis karcsúság esetén ebből még nem adódik nagy tévedés (pl. monolit vasbeton keretek esetében általában számolhatunk így). A karcsú vasbeton pillérek esetében, különösen az alul befogott és felül kilendülő csarnokszerkezeteknél már igen nagy lehet a tévedés.

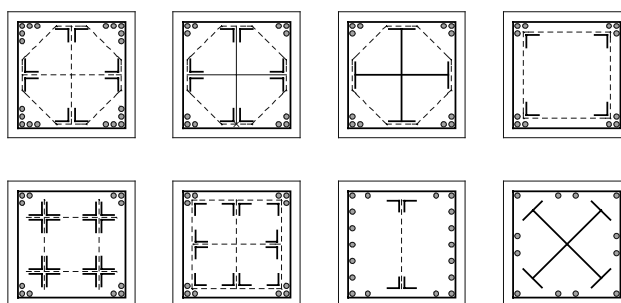
Ma már léteznek olyan programok, melyek figyelembe veszik a vasbeton keresztmetszet berepedését és fokozatos iterációval az oszlop tényleges alakváltozását adják.

A szerkezetek és szerkezeti elemek azon tulajdonságát, hogy jelentős képlékeny alakváltozást szenvednek a törés bekövetkezte előtt, duktilitásnak nevezzük.

Földrengéses környezetben elhelyezett épületek esetében az oszlopok duktilitása igen fontos tényező. Általában az acéloszlopok megfelelnek az ilyen irányú követelményeknek. A vasbeton pilléreknél a helyzet nem olyan egyértelmű, elsősorban a normálerő jelenléte miatt.

A duktilitás ( $\square$ ) növelésében a vasazás kialakításának van a leghatékonyabb szerepe, mint például:

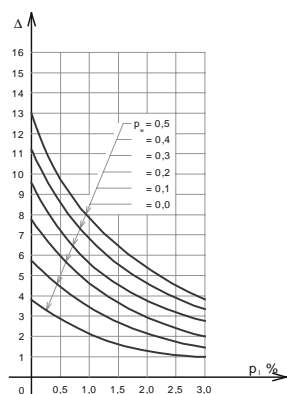
- idomacélok használata (4.40. ábra);
- a keresztirányú (kengyel) vasazás mennyisége (4.41. ábra) és annak keresztmetszeten belüli elhelyezése (4.42. ábra).



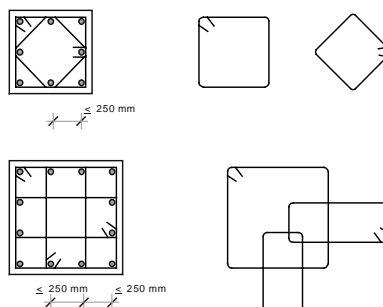
**4.40. ábra.** Vasbeton pillérek keresztmetszetének kialakítása acélidomok segítségével.

A duktilitás csökkenéséhez vezet, viszont, a hosszanti vasazás mennyiségének növelése (4.43. ábra). Ezért a legtöbb szabvány a hosszanti vasazás mennyiségét a beton keresztmetszetének 2,5-6 százalékára korlátozza.

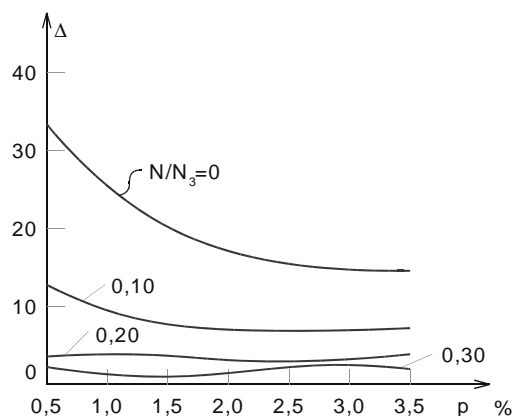
A ferde külpontos nyomást (4.44. ábra) elvileg az előzőkben bemutatott módon kezelhetjük külön-külön a két főtengely irányában.



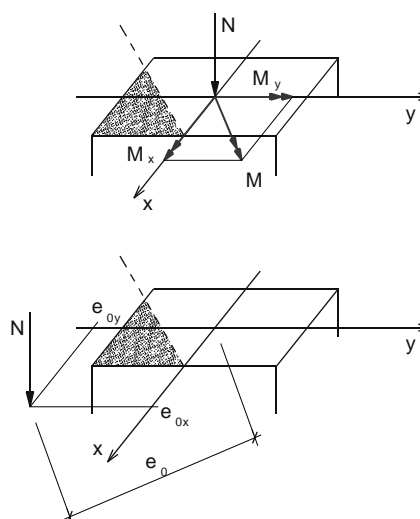
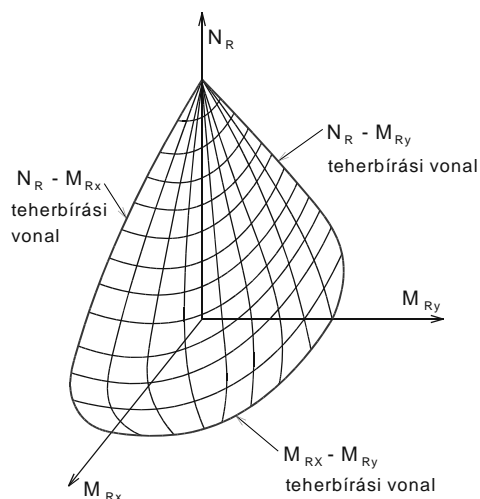
4.41. ábra. A keresztirányú vasazás mennyiségének hatása a duktilitásra.



4.42. ábra. Kengyelek formája és kialakítása.



4.43. ábra. A duktilitás csökkenése a hosszanti vasazás függvényében



4.43. ábra. Ferde külpontos nyomás

A ferde kihajlítással kombinált normálerő esetét azonban külön is vizsgálni kell, mert a vasbeton nem rugalmas viselkedése és inhomogén felépítése miatt a hajlítás tengelye nem merőleges a semleges tengelyre.

Általában elmondható, hogy a ferde külpontossággal nyomott oszlopoknál (a legtöbb oszlop éppen ilyen igénybevételnek van kitéve) a szükséges hosszanti vasmennyiség nagyobb, mint a két irányban külön-külön megállapított mennyiségek.

### Betűrendes névmutató

Magyar	Román
alakváltozási stabilitás	stabilitatea formei
alapérték (terhelésnél)	valori caracteristice (normate)
alapozási rajz	plan fundații
alaprajz - alagsor	plan - subsol
- földszint	- parter
- emelet	- etaj
állékonyági stabilitás	stabilitatea la răsturnare
beépíthetőség	procent de ocupare a terenului
beruházó, építtető	investitor
biztonsági tényező	coeficient de siguranță
boltozat	boltă
bontási hulladék	moloz
csavarónyomaték	moment de torsiune
dilatáció	dilatație
duktilitás	ductilitate
egyensúly-elágazás	bifurcarea echilibrului
előzetes urbanisztikai engedély	certificat de urbanism
engedélyek	avize
építkezési engedély	autorizație de construcție
épületgépész	instalator
érintő modulus	modul tangențial
fesztáv	deschidere
fióktartó	grindă secundară
főpárkány	atic
főtartó	grinzi principale
gerendatávolság – raszter	travee
habarcs	mortar
hajlítónyomaték	moment încovoiitor
használati határállapot	stare limită de exploatare
hasznos teher	încărcări utile
határállapot	stare limită
homlokzat	fațadă
horpadás	voalare (stabilitate locală)
hosszmetszet	secțiune longitudinală
idomacél	profile metalice
inerciasugár	rază de girație
jegyzőkönyv	proces verbal
karcsúság	zveltețe
képlékeny	plastic
keresztmetszet	secțiune transversală
kifordulás	flambaj lateral
kihajlás	pierderea formei
kihajlási hossz	lungime de flambaj
kiviteli terv	detalii de execuție
konzolosan	în consolă
költségvetés	deviz
környezetvédelem	protecția mediului
központos igénybevétel	solicitare centrică

---

kritikus feszültség	rezistența critică
kritikus teher	forță critică
külpontos igénybevétel	solicitare excentrică
lábazat (alapoknál)	elevație
lassú alakváltozás (kússzás)	curgere lentă
lehajlási határállapot	stare limită de deformare
megengedett feszültségek	rezistențe admisibile
műszaki leírás	memoriu tehnic
műszaki terv	proiect tehnic
normálerő	forță axială
nyíróerő	forță tăietoare
önsúly	greutate proprie
padló	pardoseală
pászma	toron
pillérháló	tramă
repedezettségi határállapot	stare limită de fisurare
rideg törés	rupere casantă
rugalmas	elastic
rugalmassági modulus	modul de elasticitate
stabilitási határállapot	stare limită de stabilitate
statikai modell-séma	schemă statică
szakértői vélemény	expertiză tehnică
szélsőérték (terhelésnél)	valori de calcul
szerkezet	structură
szilárdsági határállapot	stare limită de rezistență
támpillér	contraforți
tanulmány terv	studiu de fezabilitate
telekkönyv	carte funciară
terhelési határállapot	stare limită ultimă
területrendező	urbanist
tervezési program	temă de proiectare
tervezői művezetés	asistență tehnică
tisztiorvosi	sănătate publică
üregesfödém	fășii cu goluri
valószínűség	probabilitate
vázyszerkezet	structură în cadre
vezetékhalózati	rețele edilitare
vizesblokk	zone umede (grup sanitar)
zárókő boltozatnál	cheia bolții
zsaluzópanel	predale
zsugorodás	contracție

## Könyvészet

- 1] AGENT, R.–BĂNUȚ: *Calculul structurilor din beton armat cu stâlpi zvelți*, Editura Tehnică, București, 1979
- 2] ALMÁSI I.: *Szerkezeti kialakítások a Mom Park multifunkcionális épületeinél*, VI. magyar tartószerkezeti konferencia Budapest, 2000 május 25-26., pp. 72-95
- 3] ANDREICA, A. H.: *Construcții. Alcătuirea și calculul elementelor de construcții*, Editura U.T. Pres, Cluj-Napoca, 2000
- 4] BARTOS S.–BÁNDY I.: *Fejezetek az építés történetéből*, Tankönyvkiadó, Budapest, 1990
- 5] BECHR S.: *Szilárdságtan II*, Műegyetemi Kiadó, 1992
- 6] BIA, C.–ILLE, V.–SOARE, V.M.: *Rezistența materialelor și teoria elasticității*, Ed. Didactică și pedagogică, București, 1983
- 7] BÖLCSKEI E.–DULÁCSKA E.: *Statikusok könyve*, Műszaki könyvkiadó, Budapest, 1974

- 
- 8] BÜTTNER O.: *Emelő eljárások a magasépítésben*, Műszaki könyvkiadó, Budapest, 1974
- 9] CADAR, I.–CLIPU, T.–TUDOR, AGNETA: *Beton armat*, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara, 1999
- 10] LE CORBUSIER: *Új építészet felé*, Corvina Kiadó, 1981
- 11] CSÁK B.–HUNYADI F.–VÉRTES GY.: *Földrengések hatása az építményekre*, Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1981
- 12] DALBAN, C.–DIMA, Ș.–CHESARU, E.–SERBESCU, C.: *Construcții cu structură metalică*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1997
- 13] DULÁCSKA E.: *Földrengéskockázat, földrengésvédelem*, Válogatott tanulmányok. PTE-PMMFK, Pécs, 2000 pp. 17-41
- 14] FRÉNYI I.: *Magasházak*, Műszaki könyvkiadó, Budapest, 1972
- 15] FEKETI T.: *Tartószerkezetek*, Tankönyvkiadó, Budapest 1992
- 16] GÁBOR L. *Épületszerkezetek*, I-IV kötet. Tankönyvkiadó, Budapest 1989
- 17] HANGAN S.–CRAINIC L.: *Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor*, Editura Academiei. S.R.R., 1980
- 18] HORVÁTH Z. K.: *Épületek tartószerkezetének megválasztása*, Műszaki könyvkiadó, Budapest, 1982
- 19] HORVÁTH S.: *Faanyagú szerkezetek alkalmazása a magas és mélyépítésben*, Tankönyvkiadó, Budapest, 1992
- 20] IOAN, P.–BELEA, S.: *Structuri metalice multietajate amplasate în zone seismice*, Partea I.- Principii și metode de calcul. Ed. MATRIX ROM, 2001
- 21] KISS Z.–ONET, T. *Beton armat*, U.T. Pres. Cluj Napoca, 1999
- 22] KISS Z.: *Vasbeton vizsgálata az Eurocode és a hazai szabvány szerint*, Műszaki Szemle, Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság. 2001, 15 szám
- 23] KISS Z.–BECSKI Á.: *Előregyártott körgyűrű keresztmetszetű oszlopokból kialakított többszintes vázszerkezet csomópontjainak vizsgálata*, EMT Műszaki Szemle, Kolozsvár. 1998 3-4 szám
- 24] KOLLÁR L. *Megjegyzések a mérnöki tervezés oktatásához*, Válogatott tanulmányok. PTE-PMMFK, Pécs, 2000 pp. 9-16
- 25] KÓSA Z.: *Modern amerikai építészet*, Műszaki könyvkiadó, Budapest 1973
- 26] MAC GINLEY, T.I., CHOO, B.S.: *Reinforced concrete. Design theory and examples*, E&FN SPON London, 1990
- 27] MANOLE, M.: *Construcții. Alcătuiuri constructive ale principalelor subansambluri*, Ed. MATRIX ROM, București, 2001
- 28] MATEESCU, D.–CARABA, I.: *Construcții Metalice. Calculul și proiectarea elementelor din oțel*, Editura Tehnică, București, 1980
- 29] MĂRSU, O.–FRIEDRICH, R.: *Construcții din beton armat*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1980
- 30] METSING, F.: *Acél csarnokrendszerek Magyarországon. Tartószerkezettervezés. Tapasztalatok és tanulságok*, Válogatott tanulmányok. PTE-PMMFK, Pécs, 2000 pp. 89-102
- 31] MUTNYÁSZKI Á.: *Szilárdságtan*, Műszaki könyvkiadó, Budapest 1981.
-

- 
- 32] MIHAILESCU, M.–BOTA, O.–BUDIU, V.–IONESCU, A.–ITUL, T.–POPA, I.–TĂNĂSOIU, I.: *Construcții de beton armat și precomprimat*, Vol I. Structuri liniare, Institutul Politehnic, Cluj-Napoca, 1983
- 33] NAGY T.: *(Számító) gépesített verseny a CAD rendszerek szerepe napjaink szerkezettervezési gyakorlatában*, Tartók 2000 VI. Magyar Tartószerkezeti Konferencia Budapest, 2000 május 25-26., pp 63-71
- 34] NEGOIȚĂ, AL.–POP, I.–IONESCU, C.–OLARIU, I.–VULPE, A.–BREABĂN, V.–HALIJKÁ, V.–SCHÄRF, F.–NEGOIȚĂ, I.: *Inginerie Seismică*, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1985
- 35] NICULA, I.–ONEȚ, T.: *Beton armat*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1982
- 36] ONEȚ, T.–TERTEA, I.: *Proiectarea betonului structural*, Casa Cărții de Știință, Cluj-Napoca 1995
- 37] POLGÁR L., NOVÁK L.: *Európa egyik legnagyobb ipari termelő beruházása: A General Electric veresegyházi gyártóüzeme*, Vasbetonépítés, 2001/1 pp 3-8
- 38] POLGÁR L.: *Csarnokszerkezetek előregyártott vasbetonból*, Beton Évkönyv, 1998/1999, Budapest pp. 150-181
- 39] POLGÁR L.: *Tartószerkezet tervezése tegnap, ma, holnap*, Tartók 2000. VI. Magyar Tartószerkezeti Konferencia Budapest, 2000 május 25-26., pp 51-62
- 40] POLGÁR L.: *Beszámoló*, ETE Tartószerkezeti Szakosztály rendezvénye. Beton. X évf. 2 szám, 2002
- 41] POLGÁR L.: *Előregyártott vasbeton szerkezetek*, Magyar Építőipar, 2001, 1-2 szám
- 42] SCHALMALHOFER O.: *Hallen aus Beton-Fertigteilen*, Ernst&Sohn, Berlin, 1995
- 43] SEBESTYÉN GY.: *Könnyűszerkezetes építés*, Műszaki könyvkiadó, Budapest 1972
- 44] SIEGEL C.: *A modern építészet szerkezetformái*, Műszaki könyvkiadó, Budapest 1969
- 45] SIMINEA, P.–NEGREI L.: *Construcții metalice. Calculul prin metoda stărilor limită*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1982
- 46] STEINLE, A.–HALM, V.: *Bauen mit Betonfertigteilen in Hochbau*, Ed. Züblin AG Bauunternehmung, Berlin 1988
- 47] STOICA D.: *Construcții. Trecut-prezent-viitor. Prima Parte*, Ed. MATRIX ROM, București 2001
- 48] SZABO Z.: *Nagyipari létesítmények, 1945-1975*. Műszaki könyvkiadó, Budapest 1975
- 49] SZABÓ J.: *Középtéstan. Az erdészeti építéstan*, Első rész, Jubileumi REPRINT kiadás
- 50] SZALAI K.: *Vasbetonszerkezetek. Vasbeton-szilárdságtan*, Tankönyvkiadó, Budapest, 1988
- 51] CEB-FIP: *Structural concrete. Textbook on Behaviour, Design and performance*. Fib Bulletin 1, 2, 3
- 52] EUROCODE–1, *Basis of design, Actions*.
- 53] EUROCODE–2: *Beton és vasbetonszerkezetek tervezése*
- 54] EUROCODE–3, *Design of Steel Structures*, Vol I, Vol II.
- 55] EUROCODE–4, *Capacite. Structures of Steel and Concrete*, 1992
-

- 
- 56] EUROCODE–5, *Design of Timber Structures*
  - 57] EUROCODE–6, *Design of masonry Structures*
  - 58] EUROCODE–8, *European Code for Seismic Regions*
  - 59] DIN 1045-1. Band 1: *Hochbau*. Ernst&Sohn, Berlin 2002
  - 60] P100-92: *Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale*
  - 61] SEMINAR ON EUROCODE–3. *Design of Steel structures*, Timișoara, Romana 9-15 iunie 1993
  - 62] HAWKWS N.: *A világ építésze...az építészet világa. Az ókortól a XXI. századig*, Marshall Editions Developments Limited., London, második kiadás, 1997

---

## Könnyű fémszerkezetek

Dr. Kopenetz Lajos, egyetemi tanár  
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar,  
Szerkezetmechanika Tanszék

### 1. Bevezetés

Az épületek tartószerkezetei nagyon különbözők lehetnek. Nagy belső nyílás esetén a tartószerkezet mintegy körülfogja az épületet, ennek külső vázát alkotva.

Jelen terminológiai összefoglalóban a könnyűszerkezet két típusával:

- a kötél- és a
- ponyvaszerkezetekkel foglalkozunk.

Noha a hazai műegyetemek tantervében egyik sem szerepel, külföldön építésük gazdaságos volta miatt igen elterjedtek.

Kiválasztásuk elvileg azonos kérdések alapján történik; minden egyes épület esetében, ha kis mértékben is, de eltérőek az építészeti és épületszerkezeti szempontok. Ezek egy sereg megoldási részletet döntenek el:

- Tetőfedés: a felső vége vízszintes, ez önmagában is gond, vagy kis lejtésű, másik vége nagy lejtésű. Mi lesz a tető anyaga?
- Görbület: kis vagy nagy görbület.
- Belső burkolat: hol alkalmazható, milyen anyagból kell készíteni, felfüggesztéséhez kell-e drága másodlagos szerkezet.
- Az épület funkciója: például páradús belső térben párazárás szükséges.
- Tűzvédelem: befolyásolja az építőanyagok kiválasztását, az egyes rétegek sorrendjét stb.

### 2. Kötélszerkezetek (structuri portante cu cabluri)

A kovácsoltvas korszak a XIX. században a lánchidakkal és az Eiffel toronnyal lezárult. A lánchelyett alkalmazott új anyagok: acél, drótkötél vagy kábel. A klasszikus kábelfüggőhidak mellett kialakul a ferdekábeles híd.

A drótköteleket azonban nemcsak a hídépítés, hanem a magasépítés is felhasználja a nagy terek lefedéséhez, egymást keresztező kötelekből hálókat alakítva ki.

Az acél és acélkábel egy új művészeti irányzat kialakulását eredményezte, a szerkezeti kialakítás művészetét (angolul „structural art”).

Az acél sodronykötelek (1. ábra) alkalmazását nagy szilárdságuk teszi lehetővé.

A gyakorlati felhasználásnál azonban figyelembe kell venni, hogy a kötélszerkezetek a különböző terhelések hatására általában más-más alakot vesznek fel (mivel a kötelek nem bírnak nyomóerőt felvenni), és a más tartószerkezetekhez képest különleges szerelvényeket igényelnek.

Egy  $f$  lehajlású (belógású) görbe kötél saját súlyának hatására aránylag kis alakváltozást szenved (2. ábra).



---

Ha azonban a terhelés felfele hat, az alakváltozás jelentős, tehát megjelenik a szerkezeti szempontból nem megfelelő nagy alakváltozás (3. ábra).

A kötelek nagy elmozdulását a 4. ábrán vázolt megoldásokkal lehet stabilizálni.

A kötésszerkezeteknek mint előnyei, mint hátrányai vannak.

- *Előnyök:* a kábelek olcsók, a nagy nyílásokat könnyen áthidalják, az új szerkezeti formák szépsége, a gyors építés.
- *Hátrányok:* a tervezés költséges, mert eltér a hagyományos szerkezettervezéstől, a lehorgonyozási szerkezet sokszor nagyon drága, a helyállás gondos körütekintést kíván, mert nagyok az elmozdulások, az építési technológia igényes (kényes szerelés és feszítési munkák).

A kötél szerkezetek lehetséges alakjait az 5.-6. ábrákon láthatjuk.

A kábeleket más tartószerkezeti elemekhez kötél szelvényekkel lehet csatlakoztatni (7. ábra).

A kötelek lehetséges rögzítését alapokhoz vagy rúdszerkezetekhez a 8. ábrán mutatjuk be.

### **3. Ponyvaszerkezetek vagy sátorszerkezetek (structuri portante cu membrane):**

A mai ponyvaszerkezeteknek kevés közülük van a történelmi sátor- vagy ponyvaszerkezetekhez.

A ponyvaszerkezeteknél a szerkezeti ponyva használata könnyű, olcsó és elbontható építmények elterjedéséhez vezetett.

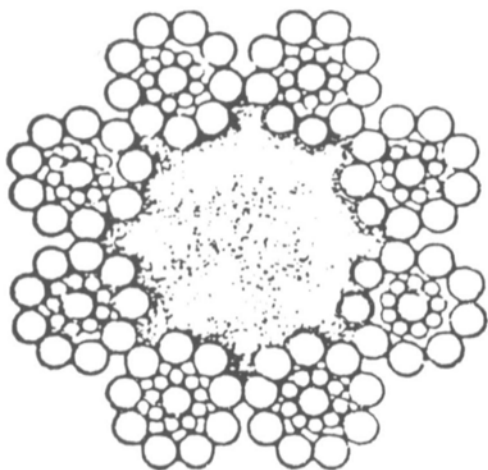
Míg a történelmi ponyvát növényi rostokból szőtték, (gyapot, len, kender), a mai ponyvaszerkezetek anyaga a szerkezeti műanyag- és fémfóliák.

A műanyag ponyvák anyaga polietilén, poliészter, polivinilklorid (PVC), polivinilfluorid (PVF). A fémfóliák lehetnek acélból vagy alumíniumból. Statikai viselkedésük rokon a kötél szerkezetekével, mivel a szerkezeti ponyva sem tud nyomást felvenni, csak húzást és nyírást abban az esetben, ha a nyomó főfeszültséget húzással eltüntetik.

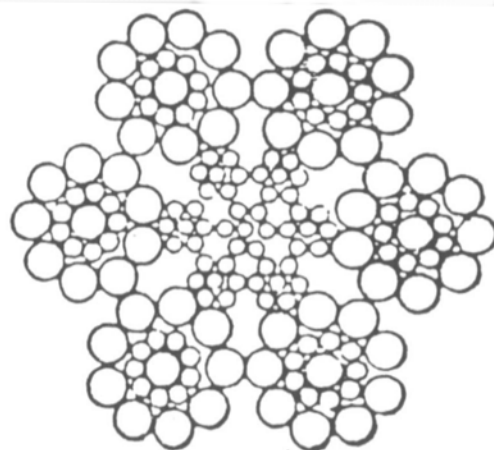
A ponyvaszerkezetek körébe a térelhatároló szerkezeteken kívül a léggömbök, sárkányrepülő, ejtőernyők és vitorlák szerkezetei tartozik.

A 9. ábrán a ponyvaszerkezetek fajtáit mutatjuk be. Mivel a ponyvaanyagokat kb. 1,5 m széles fóliatekercsekben gyártják, ahhoz, hogy a szerkezeti formát elkészítsük, a fóliákat össze kell kapcsolni egymással.

A fém fóliáknál általában hegesztéssel ez általában könnyen megoldható, a műanyag fóliáknál pedig több összekapcsolási eljárás van (10.-13. ábra).

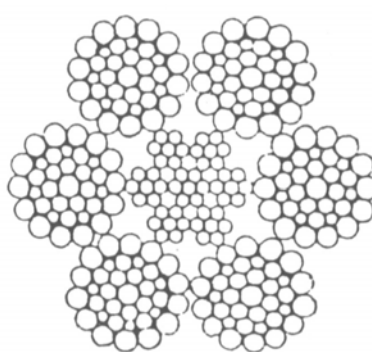
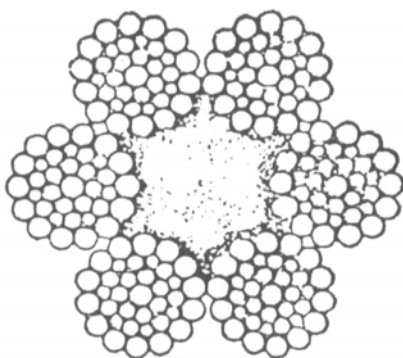


*Sodronykötél S8x19+A<sub>0</sub> Seale szerkezettel, 152 huzalból, egy középső rostos betéttel*



**1a. ábra**

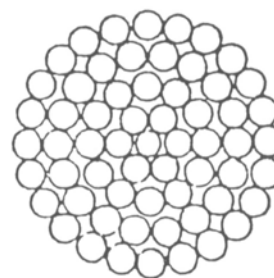
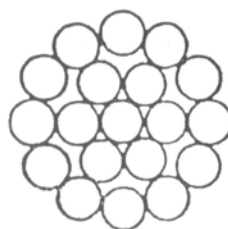
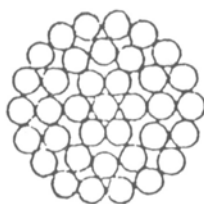
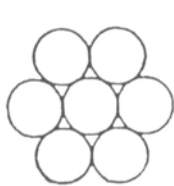
*Sodronykötél S6x19+A<sub>0</sub> Seale szerkezettel, 114 huzalból, egy középső acélkötél betéttel*



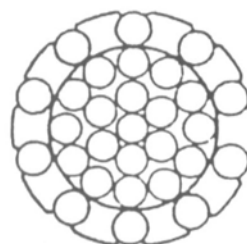
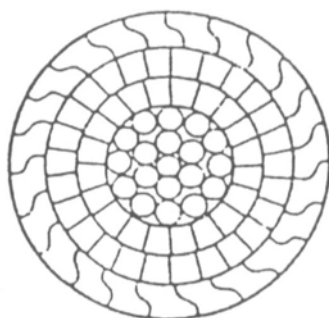
**1b. ábra**

*Sodronykötél WS6x36+A<sub>0</sub> Warrington-Seale szerkezettel, 216 huzalból, egy középső rostos betéttel*

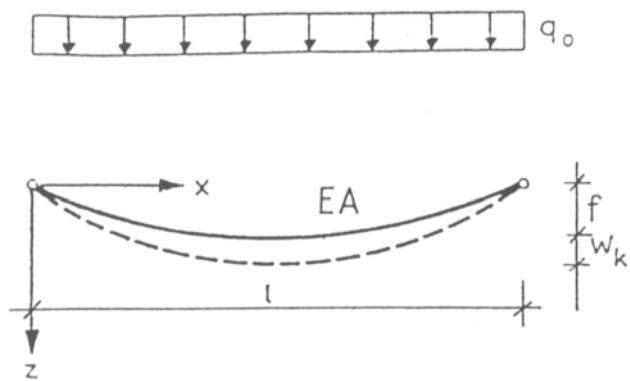
*Sodronykötél WS6x36+A<sub>1</sub> Warrington-Seale szerkezettel, 216 huzalból, egy középső acélkötél betéttel*



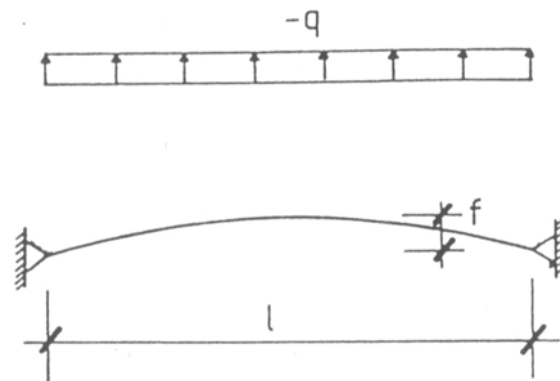
**1c. ábra.** *Sodronykötél spirális szerkezettel*



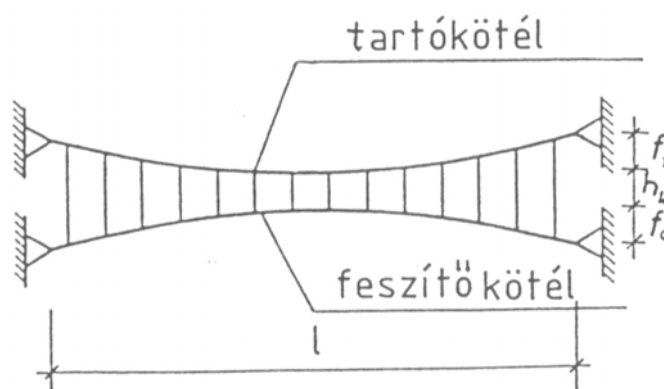
**1d. ábra.** *Sodronykötél zárt és félig zárt szerkezettel*



2. ábra

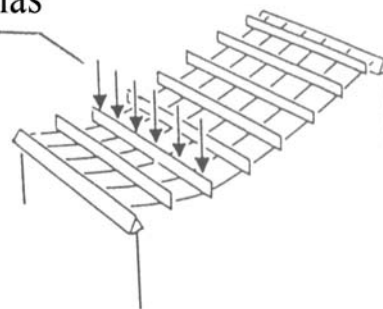


3. ábra

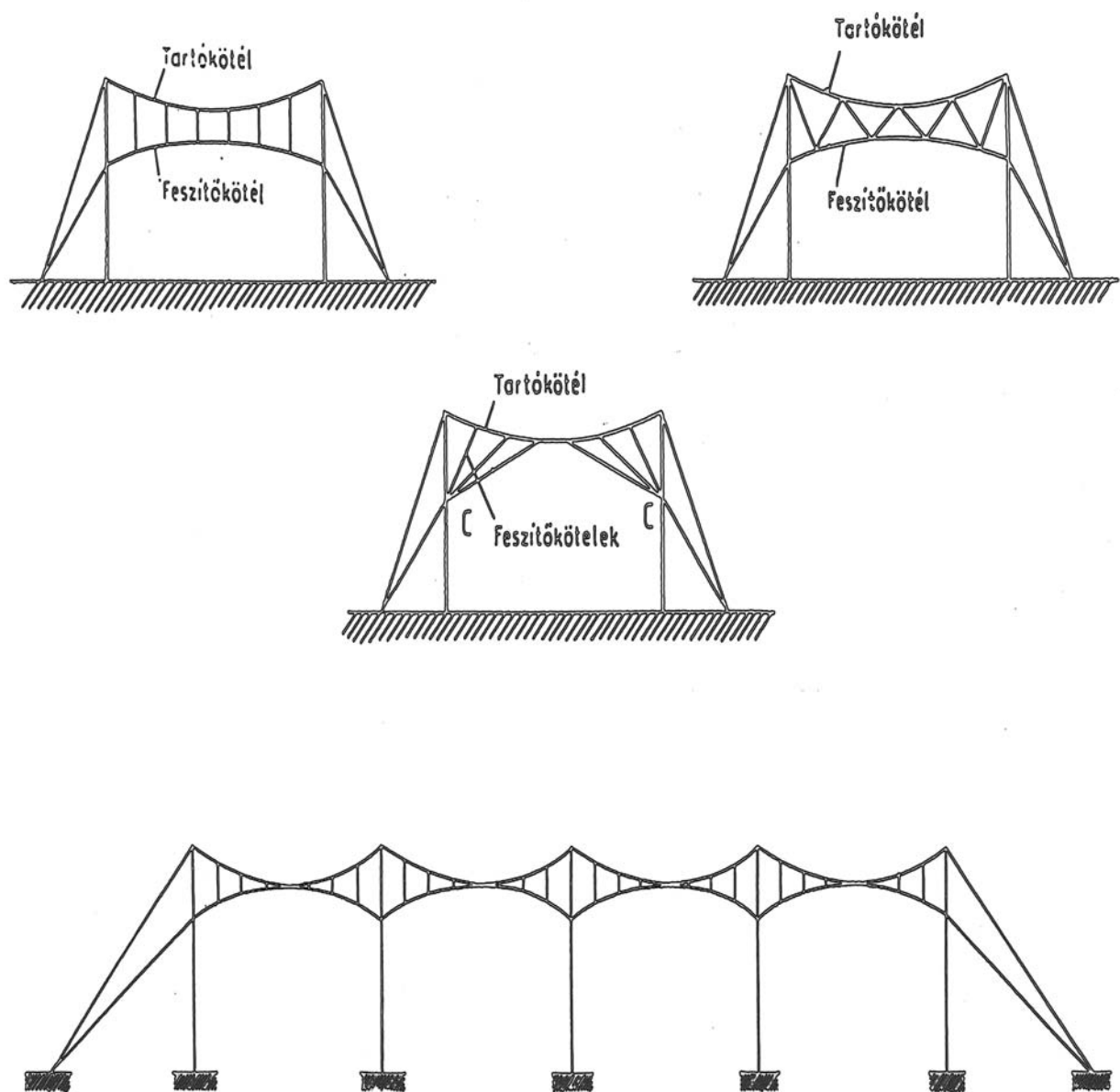


4a. ábra

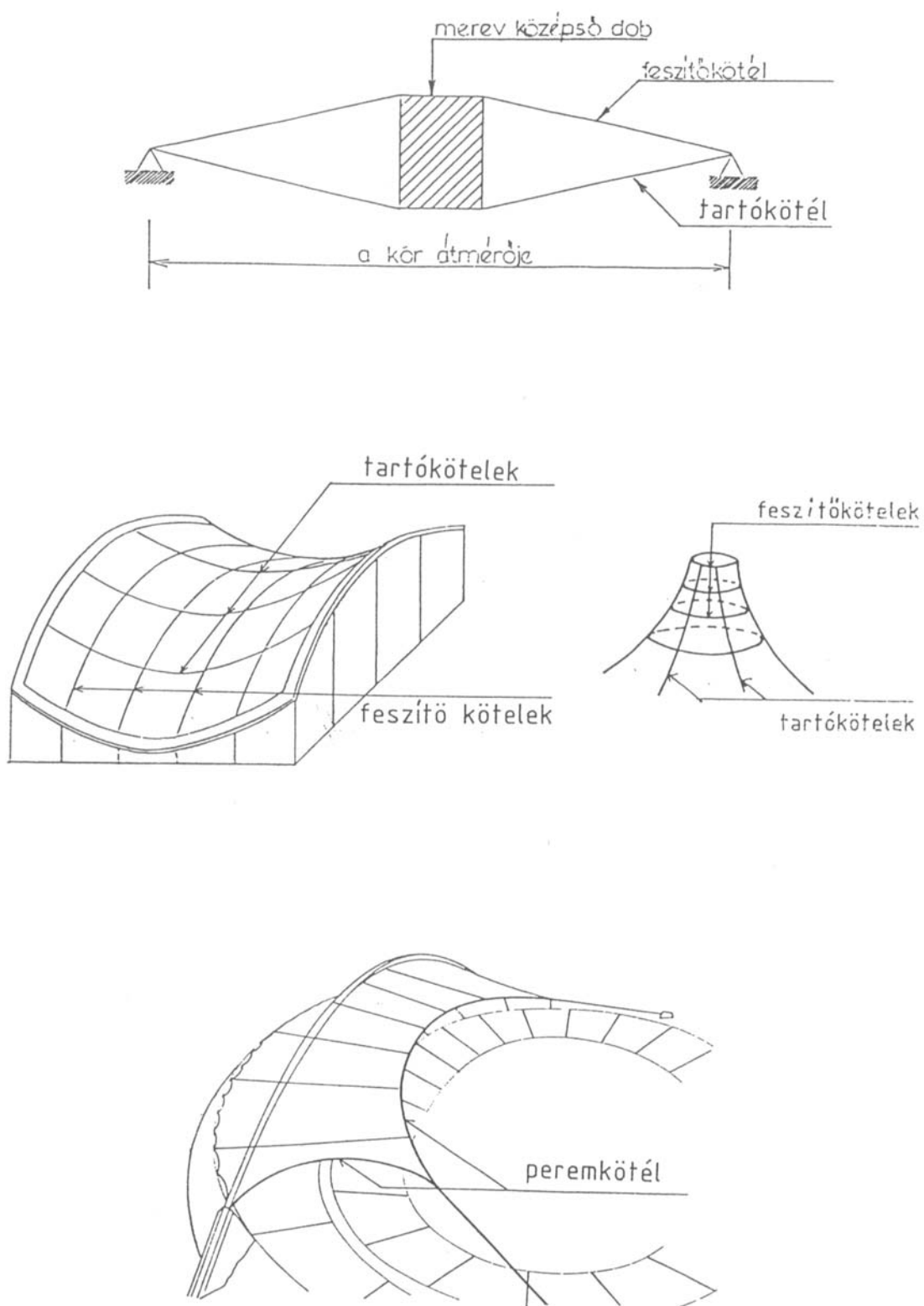
Nehéz héjalás



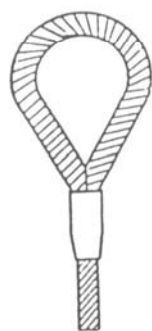
4b. ábra



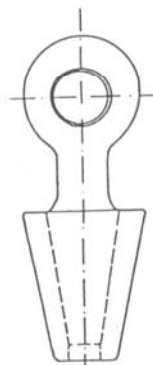
5. ábra



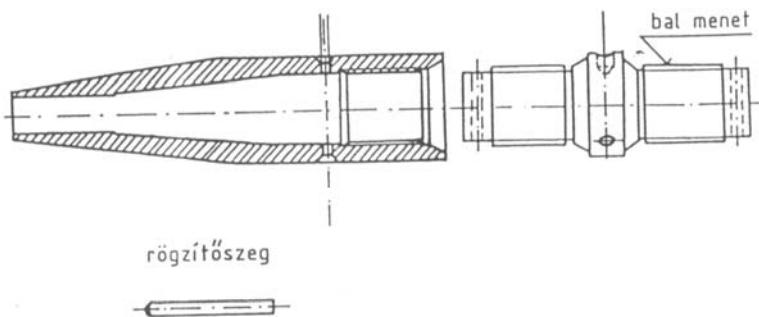
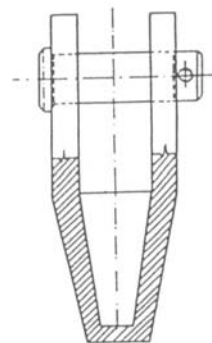
6. ábra



fülecsejt  
kötélvég

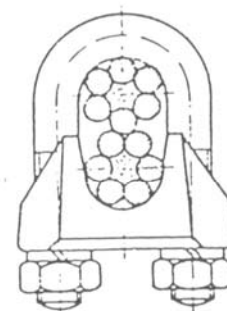


kötélvég - hüvely

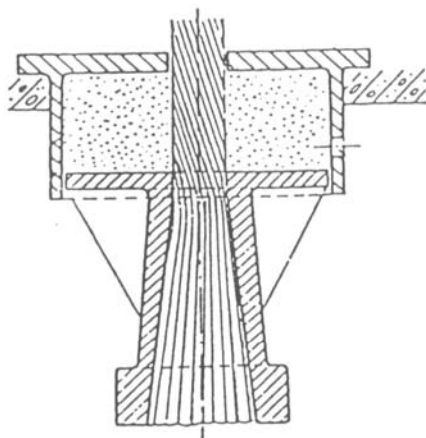


rögzítőszeg

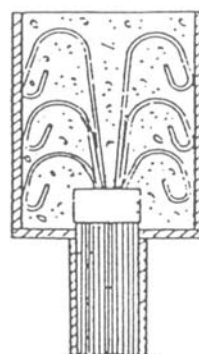
összekötő-karmantyú



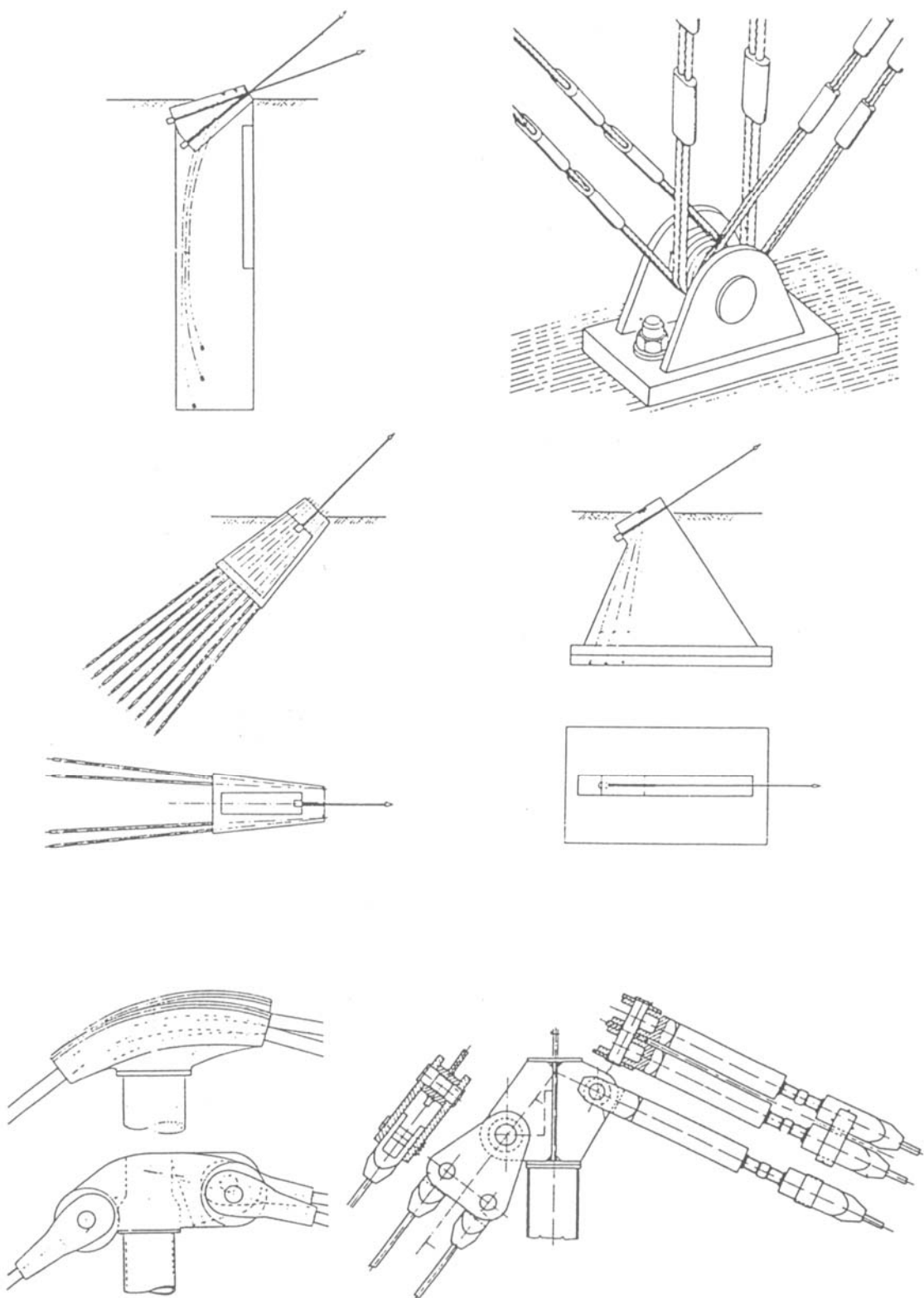
szorítókegyel



kiöntött kötélhüvely



7. ábra



8. ábra

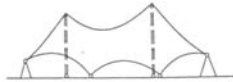
### I. Feszített sátorszerkezetek



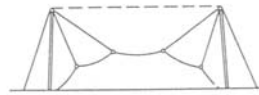
Fa- vagy acélívekkel vonal mentén megtámasztott szerkezet



Kábelrel kifeszített szerkezet



Pontonként alátámasztott (árbócos) szerkezet

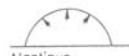


Külső oszlopokhoz pontonként függesztett szerkezet

### II. Légnymósós sátorszerkezetek

(Légtartós, légnymósós, pneumatikus, fűjt, levegővel stabilizált sátorszerkezetek)

#### Légsátor



Alaptípus



Kettős héjú szerkezet



Kötéllel vagy kötélnálával erősített, nagy nyílású szerkezet

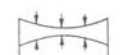
#### Légpárna



Párnaszerkezetes tető



Párnaszerkezetes épület

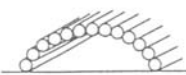


Vákuumos (szívott) szerkezet

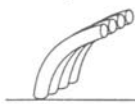
### III. Tartályok, ballonok, silók

Membránszerkezetek folyadék vagy ömlesztett anyag tárolására amelyekben a szükséges erőt maga az anyag biztosítja.

#### Légtömítő



Cellás szerkezet



Tömítősoros szerkezet



Tömítő alátámasztású szerkezet

### IV. Nem teherhordó elemként működő ponyvaszerkezetek

Rácsszerkezetekre fektetett ponyva

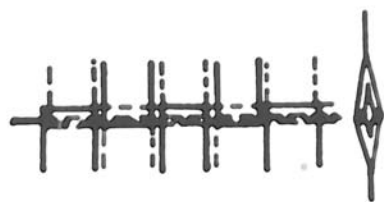


Keretvázra fektetett ponyva

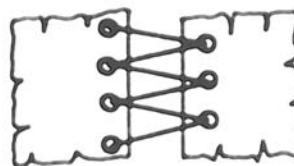


9. ábra





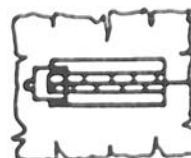
Fűrészfogas illesztés



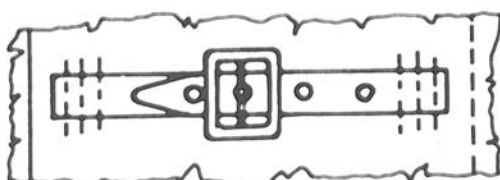
Zsinóros illesztés



Hurkos kötés



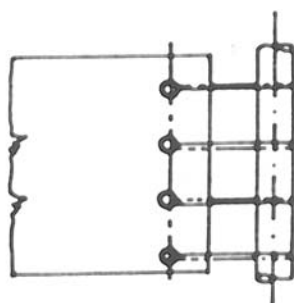
Zippzár



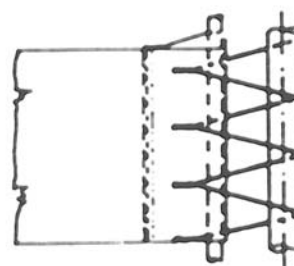
Csatos kötés



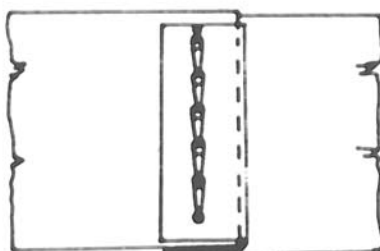
Pecék



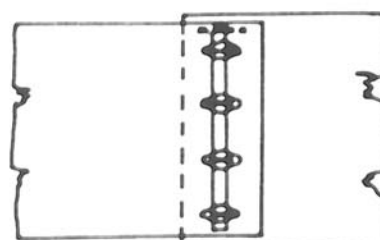
Lyukszegélyes kötés



Csőerősítéses kötés



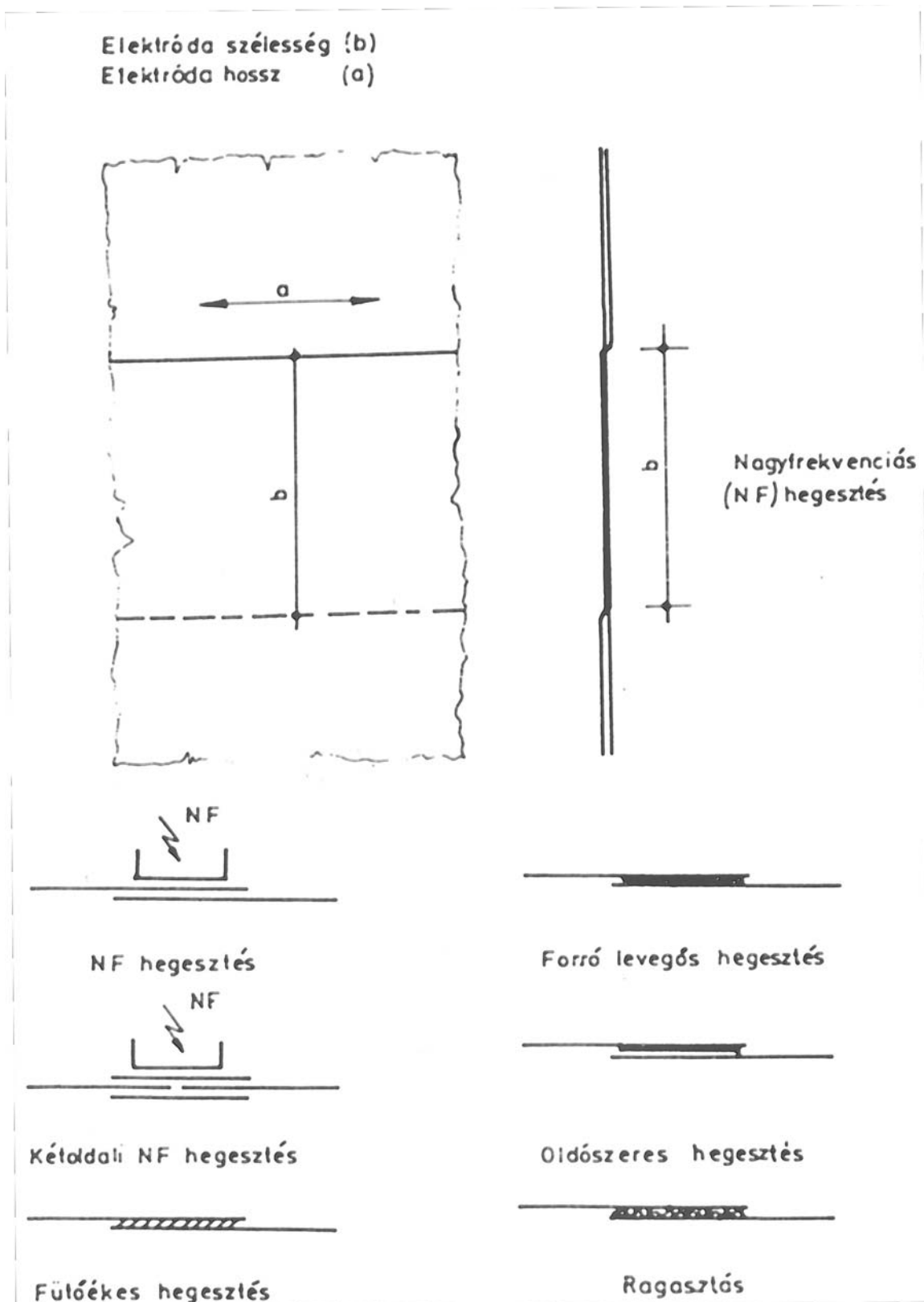
Fűzőzsinóros kötés



Vámzár

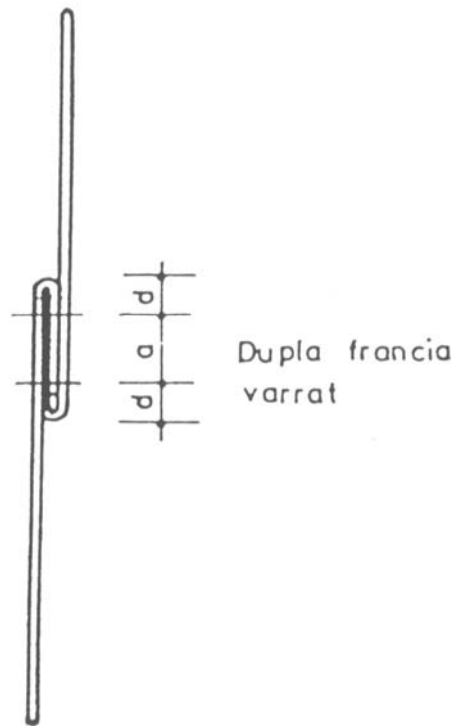
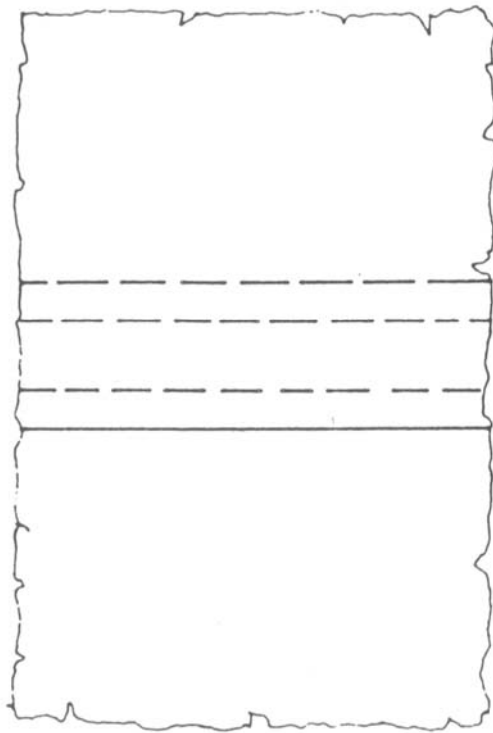
**10. ábra. Mechanikus kapcsolatok**

*Az ábrákon kívül több bevált helyszíni kapcsolatot is alkalmaznak a hazai gyakorlatban*



**11. ábra.** Ponyvaillesztések  
A betűvel jelölt méreteket a tervező és a gyártó közösen állapítja meg

Szálvastagság : Nm 11/3  
 Cérnafajta : polieszter steppelő cérna  
 Tűk száma : 2  
 Tűtípus : 180 (nyűstátmérő 1,8 mm)  
 Tűtávolság(a) :  $120\text{mm} \pm 1$   
 Szúrási távolság(d) :  $6,5\text{mm} \pm 1$



**Sima varrat kétszeres tűzéssel**



**Egyszerű szegelés**



**Sima varrat négyszeres tűzéssel**

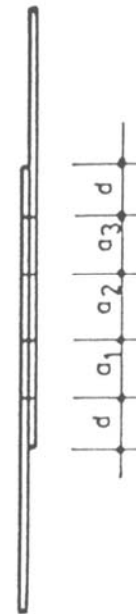


**Visszahajtott szegés**

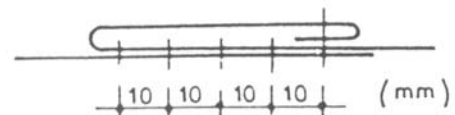
**12. ábra. Varrásmódok I.**

*A betűvel jelölt méreteket a tervező és a gyártó közösen állapította meg. A textilvarratok varrószálai a kent védőcsíkok elhelyezésével az UV sugárzás ellen külsőleg védeltséget kapnak*

Szálvastagság  
 Szálfajta  
 Tűk száma  
 Tűtípus  
 Tűtávolság (a)  
 Öltéstávolság (e)  
 Széltávolság (d)



Sima varrat  
négyzetes  
tűzéssel



Ötsoros varrás



Erősítő varrás



Dupla franciavarrás



Egyszerű franciavarrás



Dupla franciavarrás  
négyzetes tűzéssel

**13. ábra.** Varrásmódok II.

A betűvel jelölt méreteket a tervező és a gyártó közösen állapítja meg

---

## Könyvészet

- 1] KOPENETZ, L. G.: *Tehnologii noi – Structuri ușoare*, Atelier de multiplicare, Universitatea Tehnica din Cluj-Napoca, 1994
- 2] CATARIG, A.–KOPENETZ, L.G.: *Structuri ușoare alcătuite din cabluri si membrane*, U.T. Pres, Cluj-Napoca, 1998
- 3] SZABÓ, J.–KOLLÁR, L.: *Függőtetők számítása*, Műszaki könyvkiadó, Budapest, 1974
- 4] KOLLÁR, L.: *Ponyvaszerkezetek*, Műszaki könyvkiadó, Budapest, 1987
- 5] KOPENETZ, L. G.–IONESCU, A.: *Lightweight Roof for Dwellings*, IAHS, International Journal for Housing and its Application, vol. 9, No. 3, Miami, Florida, U.S.A., 1985, pp. 213-220.
- 6] BARSAN, G. M.–KOPENETZ, L. G.–ALEXA, P.: *Structural Analysis Problems of Composed Light Structures*, International Conference on Steel Structures, BUDVA, Yugoslavia, 1986, vol. 2, pp. 11-19
- 7] KOPENETZ, L. G.: *Nonlinear FEM Analysis of Cables and Membrans Structures*, International Conference on Steel Structures, Timisoara 1991, pp. 156-161
- 9] CATARIG, Al.–KOPENETZ, L. G.–ALEXA, P.: *A New Conception for Reinforced Concrete Membrane Structure*, The Concrete Future, 2<sup>nd</sup> International Conference, 9-11 February, 1993 Kuala Lumpur, Malaysia, pp. 101-104
- 10] CATARIG, Al.–KOPENETZ, L. G.: *Constructii textile. Prezent si viitor*, Analele Universității din Oradea, TOM. I., 1998, pp. 25-32.
- 11] CATARIG, Al.–KOPENETZ, L. G.–ALEXA, P.: *Light-Weight Composite Facades*, Proceedings 25<sup>th</sup> IAHS World Housing Congress, Sinaia, Romania, pp. 261-265.
- 12] CATARIG, Al. , KOPENETZ, L. G., ALEXA, P.: *Retrectable Cable-Membrane Structures*, International Conference on Lightweight Structures in Civil Engineering, Warsaw, 1998, pp. 80-83.
- 13] CATARIG, Al.–KOPENETZ, L. G.–ALEXA, P.: *Rehabilitation on Structures via Membrane*, 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996, pp. 1201-1208.
- 14] CATARIG, Al.–KOPENETZ, L. G.–ALEXA, P.: *Problemes of Assesing the Wind Action on Cable Structures in Wind Tunnels*, Acta Tehnica Napocensis, Cluj-Napoca, 1995, pp. 31-38.

---

# Tartószerkezetek károsodásai és ezek kijavítása

Dr. Kopenetz Lajos, egyetemi tanár  
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar,  
Szerkezetmechanika Tanszék

## 1. Bevezetés

Az épületkároknak sok fajtája ismeretes, közülük a legveszélyesebbek a biztonságot befolyásoló károsodások.

Az épületek biztonságát a tartószerkezet adja.

A tartószerkezeti károsodások vizsgálata és a tapasztalatok közzététele a hasonló esetek megelőzését teszi lehetővé.

A károsodásokat okozó tényezők mérlegelése a tönkremenetel megfigyelésével alakulhat ki.

A tartószerkezetek tönkremenetelét úgy lehet tekinteni, mint 1:1 léptékarányú modelleken végzett kísérleteket, az így szerzett tapasztalatokat hasznosítani lehet a következő szerkezetek építésekor.

A tartószerkezeti károsodásokat okozhatják:

- tervezési hibák;
- kivitelezési hibák;
- üzemeltetési hibák;
- előre nem látott okok.

## 2. Tartószerkezetek szerkezeti hibák okozta károsodása

Egy épület megvalósítása a következő lépésekből álló folyamat: egy igény megjelenítése és megfogalmazása, tervezés és kivitelezés.

A tervező elképzeléseként megfogalmazódott igény a terv. Egy terv egyik legfontosabb része a tartószerkezeti, köznyelven szerkezeti terv.

A tartószerkezeti filozófia (design philosophy) két követelményt állít fel:

- a szerkezet ne dőljön össze (no collapse requirement), de megengedjük, hogy károsodjék (például földrengésre)
- a szerkezet csak korlátozott mértékben károsodjék (damage limitation requirement).

A tartószerkezeti tervezést a statikusok végzik.

A köztudatban általános tévhit, hogy a statikai hibák általában számítási hibák. Van ilyen eset is de ritkán. Sokkal gyakoribb a statikai modell hibás felvétele.

A statikai modell a fizikai modell speciális esete: a valóság végtelen összetettségéből olyan lényeges tényezőket választunk ki, amelyek a valóságot csak megközelítően, de a gyakorlati igényeket megfelelően jelenítik meg.

## A statikai modell részei:

A. A HATÁSMODELL magába foglal minden olyan hatást, ami a szerkezet erőjátékát befolyásolja. Ezeket a hatásokat általában egy adatkérő lapon lehet ábrázolni, mint például:

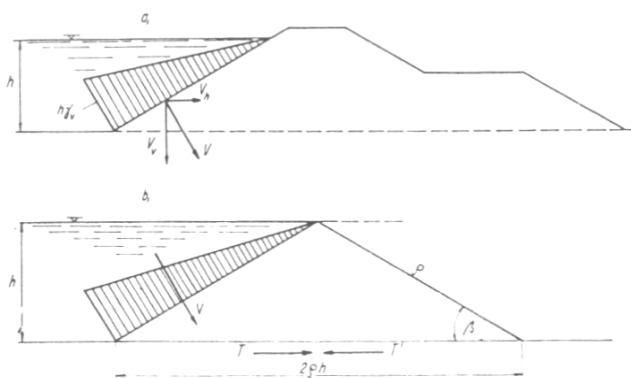
- terhek (megoszló, gépek, közlekedési eszközök keréknyomása, felfekvési felülete, szűrőterhek nagysága és támadási felülete, szél, stb.);
- különleges tervek (pernyelerakódás a tetőn, kifolyó folyadék, belső túlnyomás, közlekedési eszközöknek az oszlopoknak való ütközése, rezgések, földrengés, stb.);
- szerelési súlyok és terhek;
- a tárolt anyagok terhelési adatai;
- talajmechanikai szakvélemény (ezen belül: korrodáló hatású-e a talajvíz, korrodálhat-e a szennyeződés következtében, stb.);
- nedvesség (talajnedvesség és talajvíz, csapadék, ivóvíz és ipari víz);
- támaszsüllyedés;
- hőmérséklet (ezen belül a fűtés folyamatos lesz-e vagy sem?);
- a tér levegőjének idegenanyag tartalma (gőzök, por, stb.).

B. Az ANYAGMODELL az építőanyag lényeges, általában erősen idealizált tulajdonságainak figyelembevételét jelenti (például homogén, izotróp, tulajdonságai időben nem változnak, stb.)

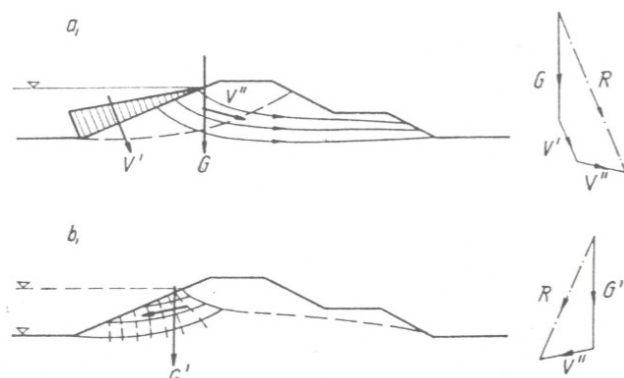
C. A SZERKEZETMODELL a szerkezet statikai vázlata. A hibák abból erednek, hogy a lényeges tényezőket nem választjuk ki helyesen.

A következőkben tárgyalt tizenegy példa, bemutatja a különböző statikai modellek hibáit:

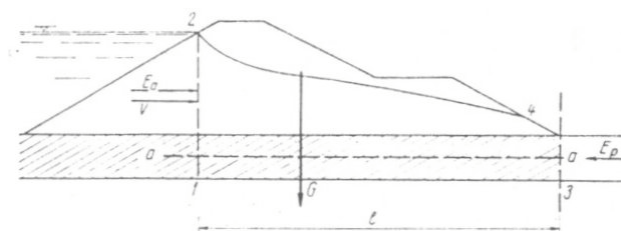
- A HATÁSMODELL hibája, hogy a támaszelmozdulásokat nem veszi figyelembe (ívek támaszainak vízszintes elmozdulásai, többtámaszú tartók támaszainak süllyedése, stb.),
- Az ANYAGMODELL hibái nagyon sok tartószerkezeti károsodáshoz vezettek (a hegesztett kapcsok és a fáradási jelenség, a korrózió hatása, stb.),
- A SZERKEZETMODELL hibái nagyon gyakoriak, ezek okozták a legtöbb tartószerkezeti károsodást.



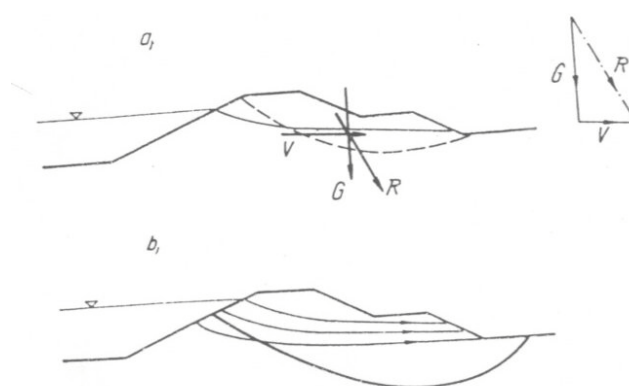
A gát víznyomás hatására való elcsúszása



a-csúszás vízáramlás és b-hirtelen vízszint csökkenés esetén



### *A vízoldali rézsű csúszása, ill. rogyása*



*A mentett oldali rézsű állékonysága  
a-csúszás, b-alaptörés*

**1. ábra.** Talajmechanikai figyelembe nem vett jelenségek

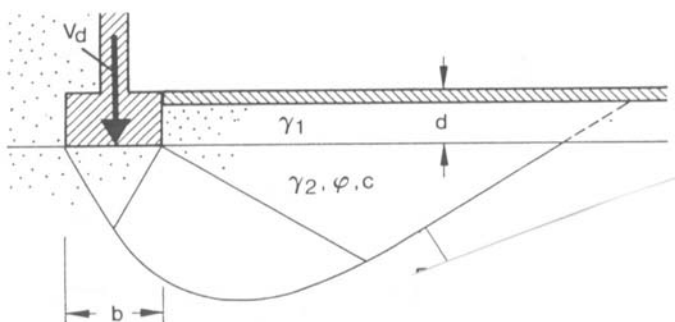
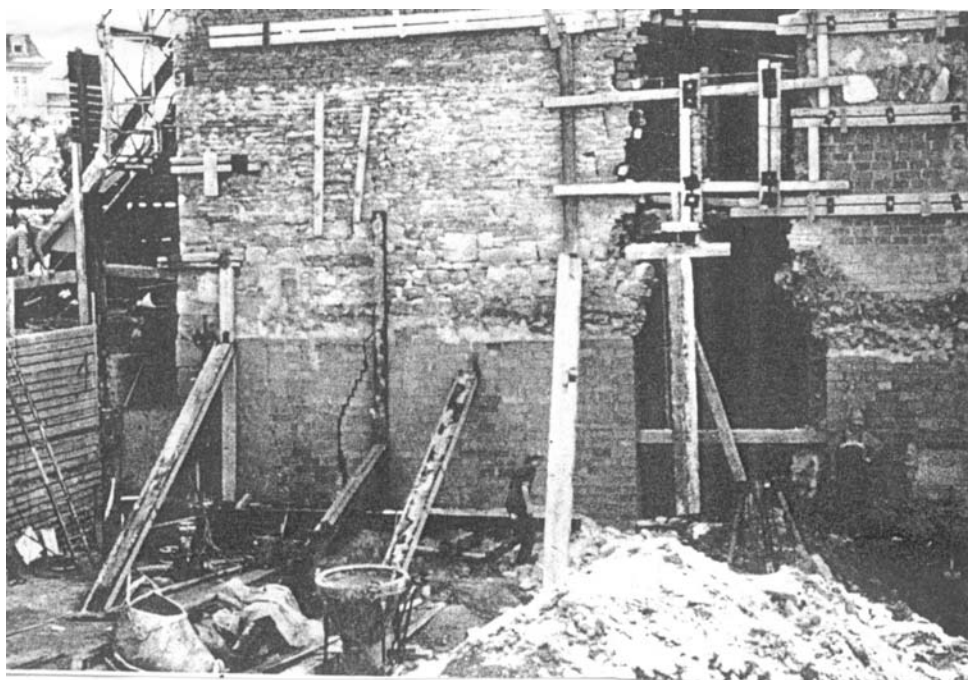


**2. ábra.** Sarok süllyedés hatása az épület tartószerkezetére



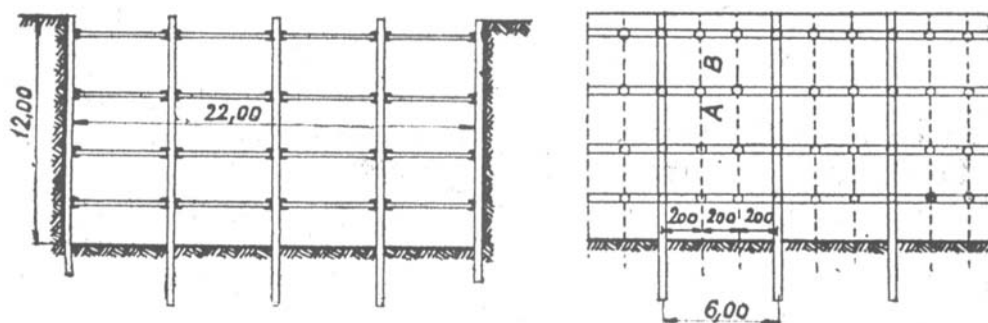


**3. ábra.** Támfal hibás tervezése és tönkremenetele

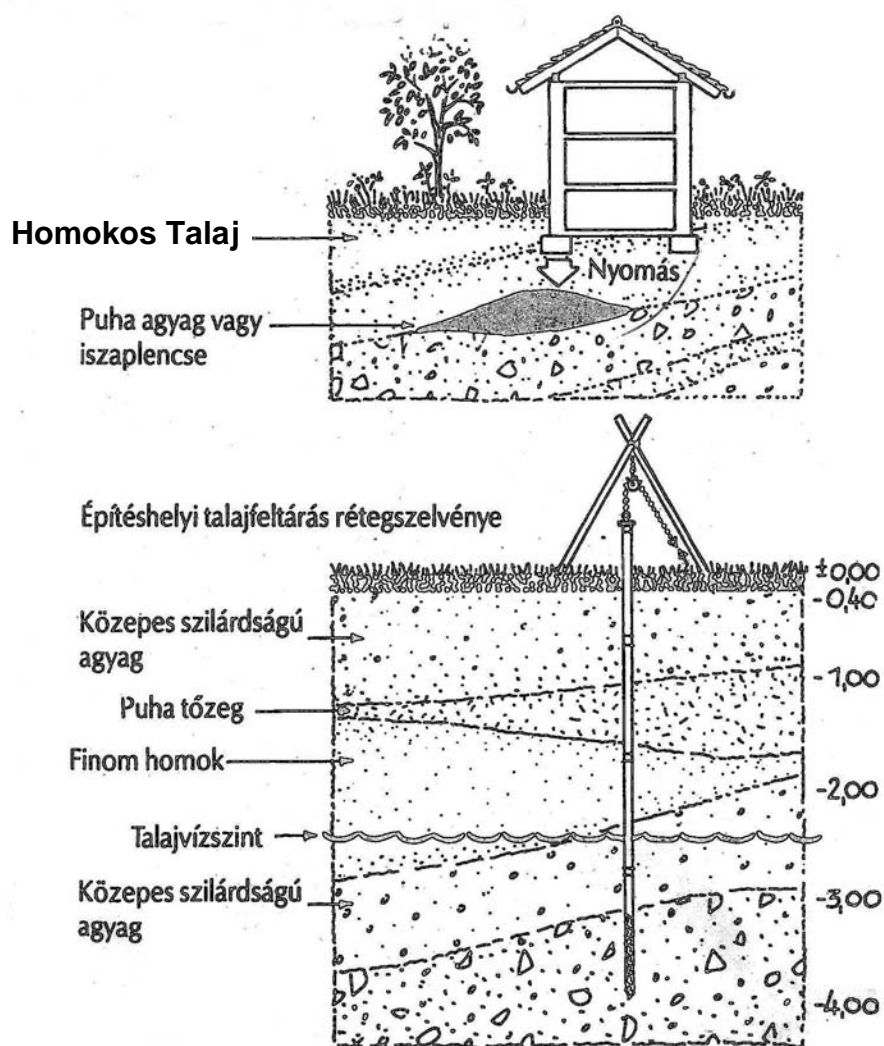


$$Q_d = a' \cdot b' \cdot \sigma_d = a' \cdot b' \cdot (c_d \cdot N_c + \underbrace{\gamma_1 d \cdot d \cdot N_d}_{\text{soil weight}} + \underbrace{\gamma_2 d \cdot b' \cdot N_b}_{\text{soil weight}})$$

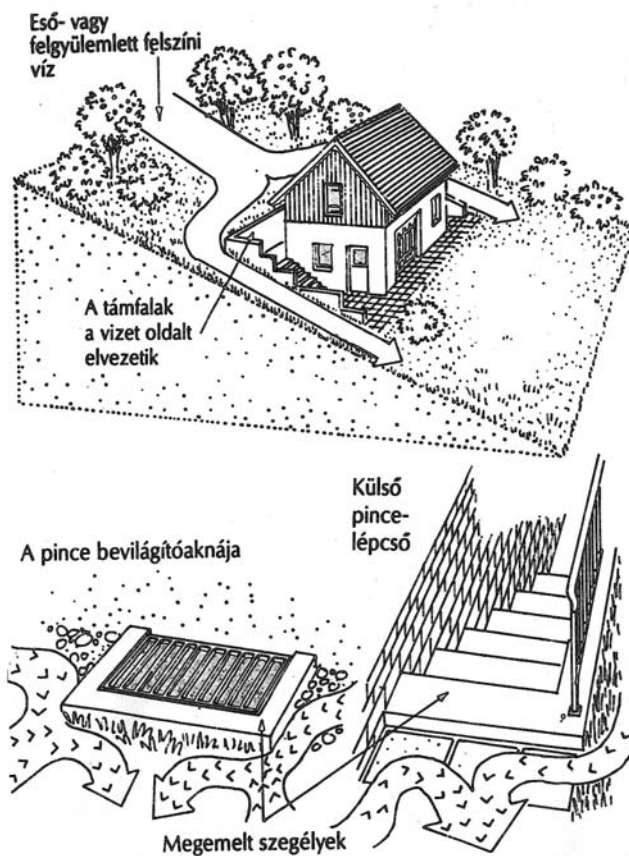
**4. ábra.** Hibásan tervezett aláfalazás és a keletkező talajtörés



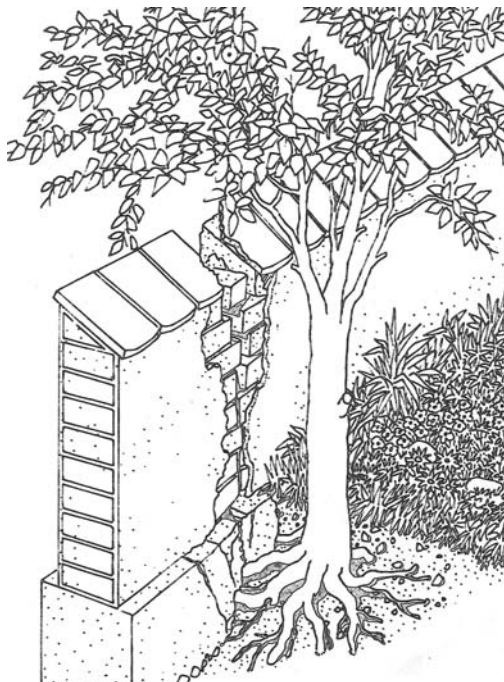
5. ábra. Hibásan tervezett nagy mélységű munkagödör dúcolása (Berlin 1937)



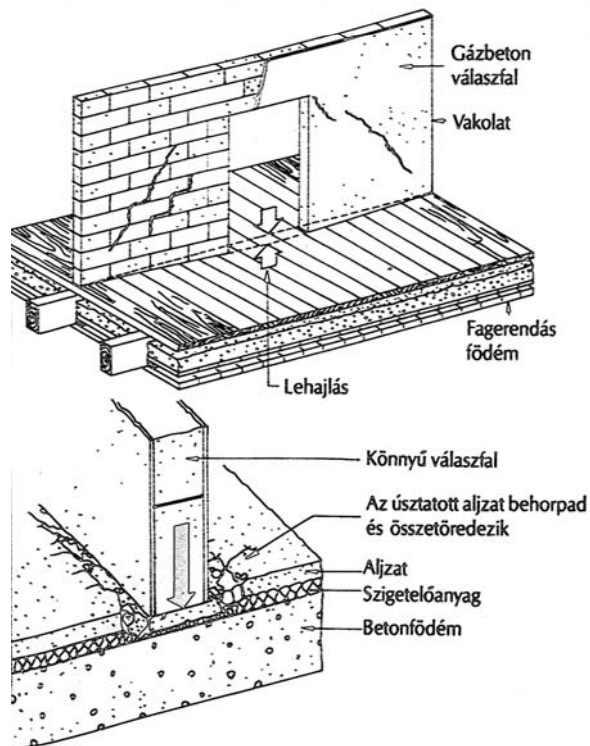
6. ábra. Építési terület és teherbíró képesség



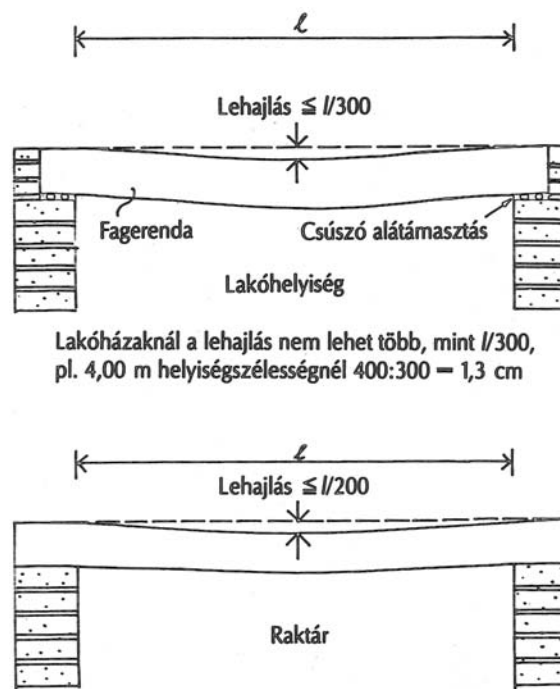
7. ábra. Lejtőn álló ház



8. ábra. Alap kapcsolódás egy fa gyökerei miatt



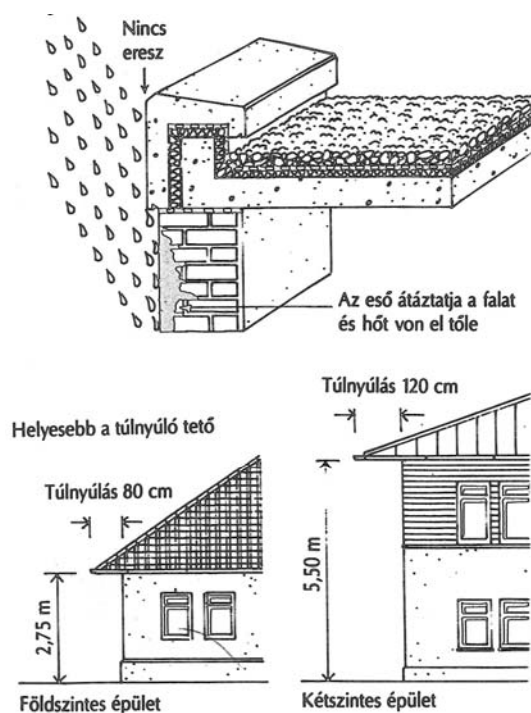
9. ábra. Süllyedési repedések rugalmas földem esetén



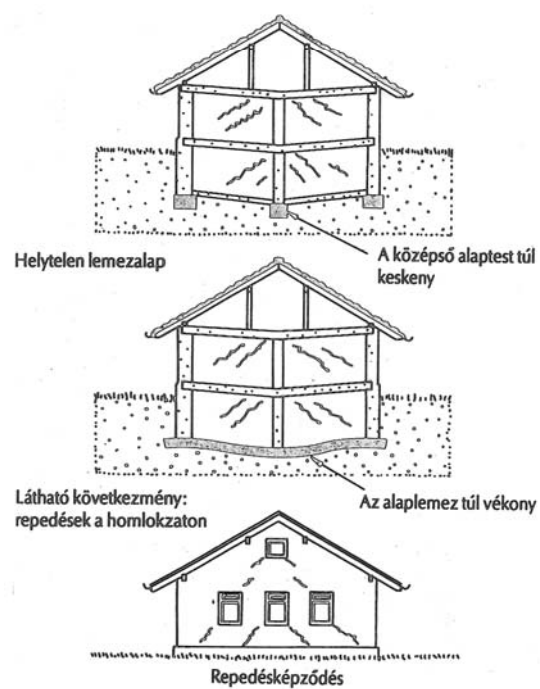
Lakóházaknál a lehajlás nem lehet több, mint  $l/300$ ,  
pl. 4,00 m helyiség szélességénél  $400:300 = 1,3$  cm

Nem lakott épületeknél a lehajlás nem lehet több,  
mint  $l/200$ , pl. 4,00 m helyiség szélességénél  
 $400:200 = 2$  cm

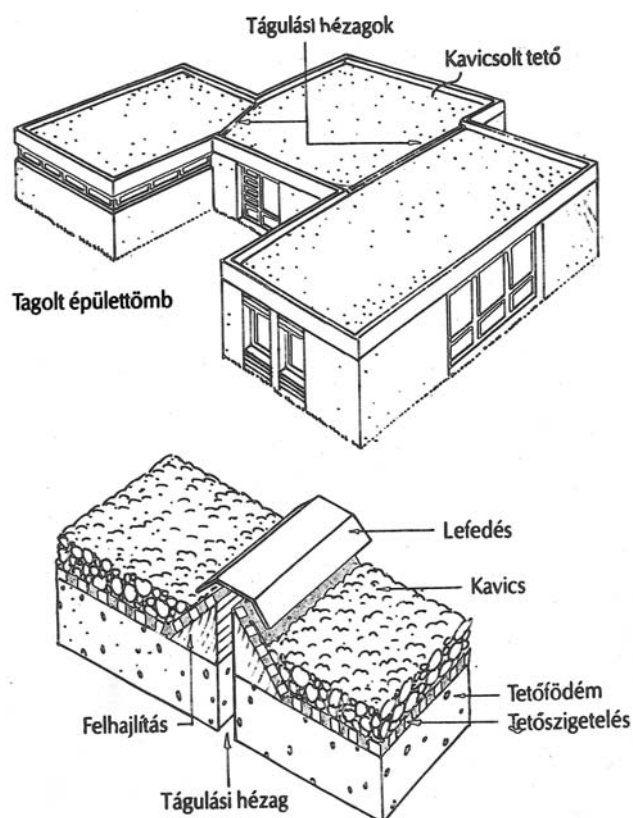
10. ábra. A lehajtások figyelembevétele



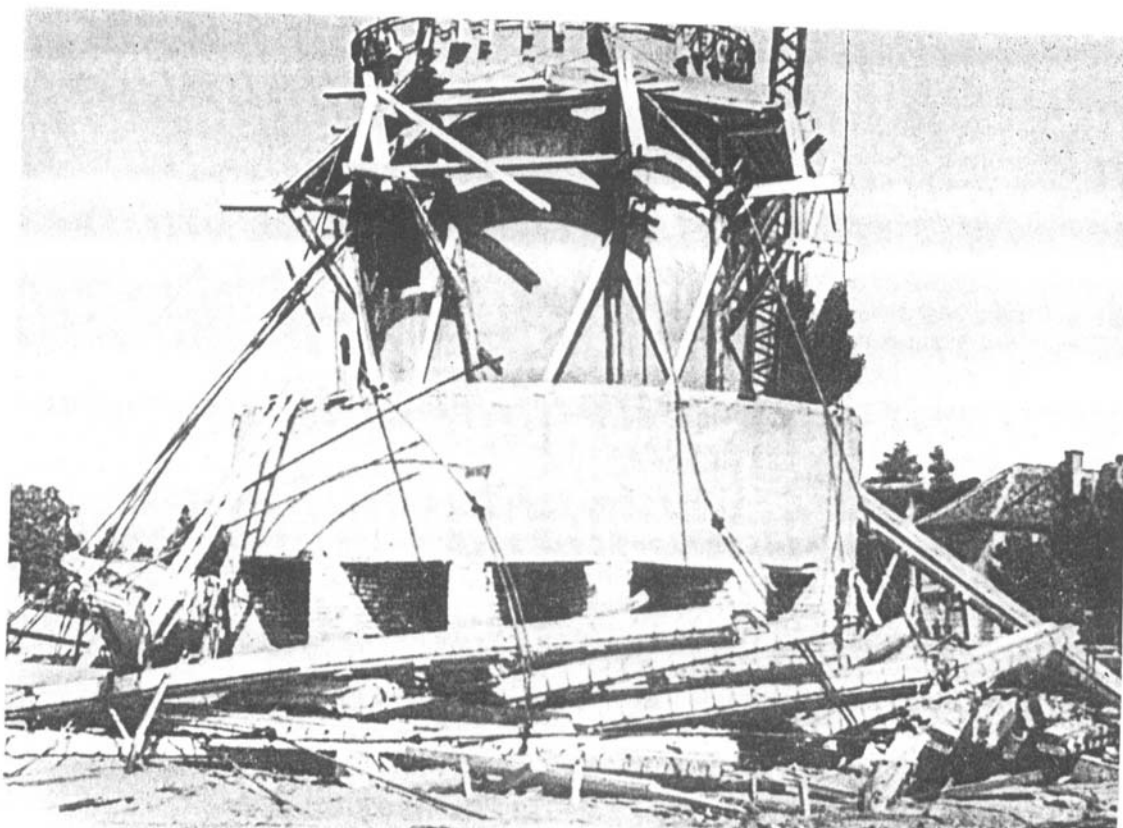
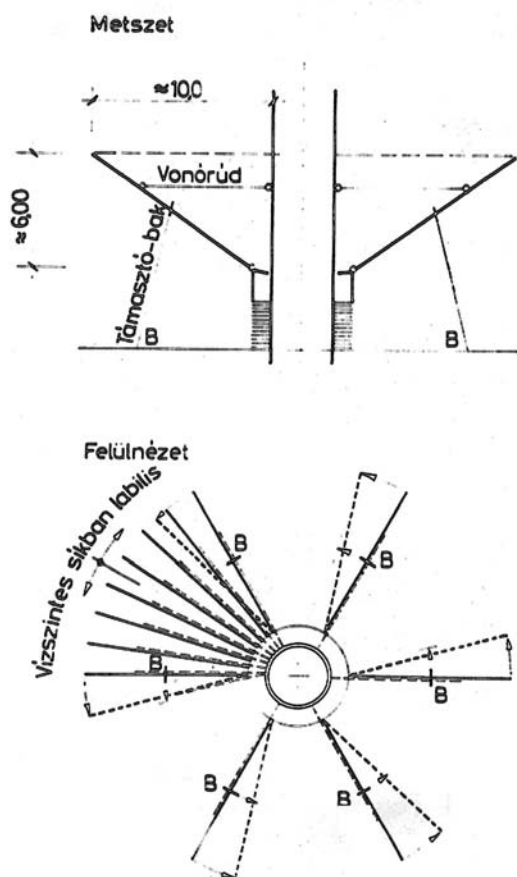
11. ábra. Ereszképzés



12. ábra. Helytelen sávalap



13. ábra. A lapostető táglási hézagai



14. ábra. Oldalirányban merevítetlen zsaluzattartó gerendázat összeomlás



---

## Vonattal két évszázadon keresztül

Dr. Köllő Gábor, egyetemi tanár  
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar  
Vasút, Út, Hídépítés Tanszék

### 1. Bevezető

Darvin Erasmus filozófus egy mondatával kezdeném: „*lomhán járó hajót meg gyors kocsit győzelmes gőz majd erőd röpit....*” amellyel már 1796-ban bizakodóan jósolta meg a gőzgép diadalát.

Ez a diadalút 1825-ben kezdődött a Stocktontól-Darlingtonig épített 14 km hosszúságú vasúti pályán, amikor George Stephenson gőzmozdonya 65 percig vontatott egy 38 kocsiból álló, 450 utast és 90 tonna kőszént szállító szerelvényt, 12,92 km/h átlagsebességgel (a Lokomotion a maximális sebessége 19 km/h volt). Az 1829 október 6-án megtartott lokomotív-verseny győztese Stephenson Rocket nevű mozdonya 21,5 km/h átlag- és 35 km/h maximális sebességgel bebizonyította a gőzvontatás fölényét. A Liverpool-Manchester vasút a gőzüzem győzelmének szimbólumává vált (1830. szeptember 15).

Stephenson lokomotívja az emberi szellem egyik legcsodálatosabb alkotásaként teremtett új alapot a társadalmi és gazdasági fejlődés számára. Mint minden újnak, a vasútnak is akadtak ellenzői. Az Obern Medicinal Kollégium akkori véleménye a sebességről: „A gyors mozgás az utasoknál kétségtelenül agybetegséget, bizonyos fajú delírium furiosumot idéz elő. Minthogy lesznek utasok, akik ezzel a rettenetes veszéllyel mégis szembeszállnak, az államnak legalább a nézőket kell megvédelmeznie, akik a gyorsan haladó gőzkocsi megpillantásakor ugyanabba az agybetegségbe esnek. Szükséges tehát, hogy a pályavonal mindkét oldalán magas, sűrű deszkakerítéssel legyen ellátva.”

A politikusok akkor sem hazudták meg magukat. A porosz király, III. Frigyes Vilmos egy vasútépítési kérelem margójára a következőket írta: „én ugyan semmi előnyt sem látok abban, ha valaki egy órával korábban ér Potsdamba.”

Még ha ilyen ellenzői is voltak, a fejlődésnek csak ideig-óráig lehetett ellenállni, így történt ez a vasúttal is. A hamis szemléletből, logikátlanságból fakadó ellenvélemények sorra megcáfolódtak. A fejlődő vasutak diadalmenetét nem sokáig korlátozhatták.

Nagyobb akadályokat jelentettek a természetes gátló tényezők: széles folyókon átvezető hidak, mély völgyeken átívelő völgyhidak, hatalmas hegyeken átvezető alagutak, nehéz hegyi pályák sok veszéllyel járó építése vált szükségessé. Tundrákon, sivatagokon, dzsungeléken átvezető vasútvonalak építése követelt és még követel gyakran emberfeletti erőfeszítéseket. Az alkotó erő, az emberi szellem azonban úrrá lett a nehézségeken. A vasútépítés tudománnyá vált, eredményei elkápráztatták és elkápráztatják a világot, szerepe az új korban a társadalom nélkülözhetetlen tényezője lett. Feltalálók, tudósok kutatásainak eredménye egyesült az acélsíneken száguldó vonatok erejében. Elősegítette a többi tudományág erőteljes fejlődését: építészet, gépészet, bányászat, geológia, villamosság, elektronika, távközlés sokat köszönhet a vasútnak.

Bevezetőm végén Macaulayt idézem: „az emberi szellem vívmányai közül az ábécének és a könyvnyomtatás művészetének egyedüli kivételével azok járulnak hozzá leginkább a civilizáció emeléséhez, amelyek a távolságot megrövidítették.”

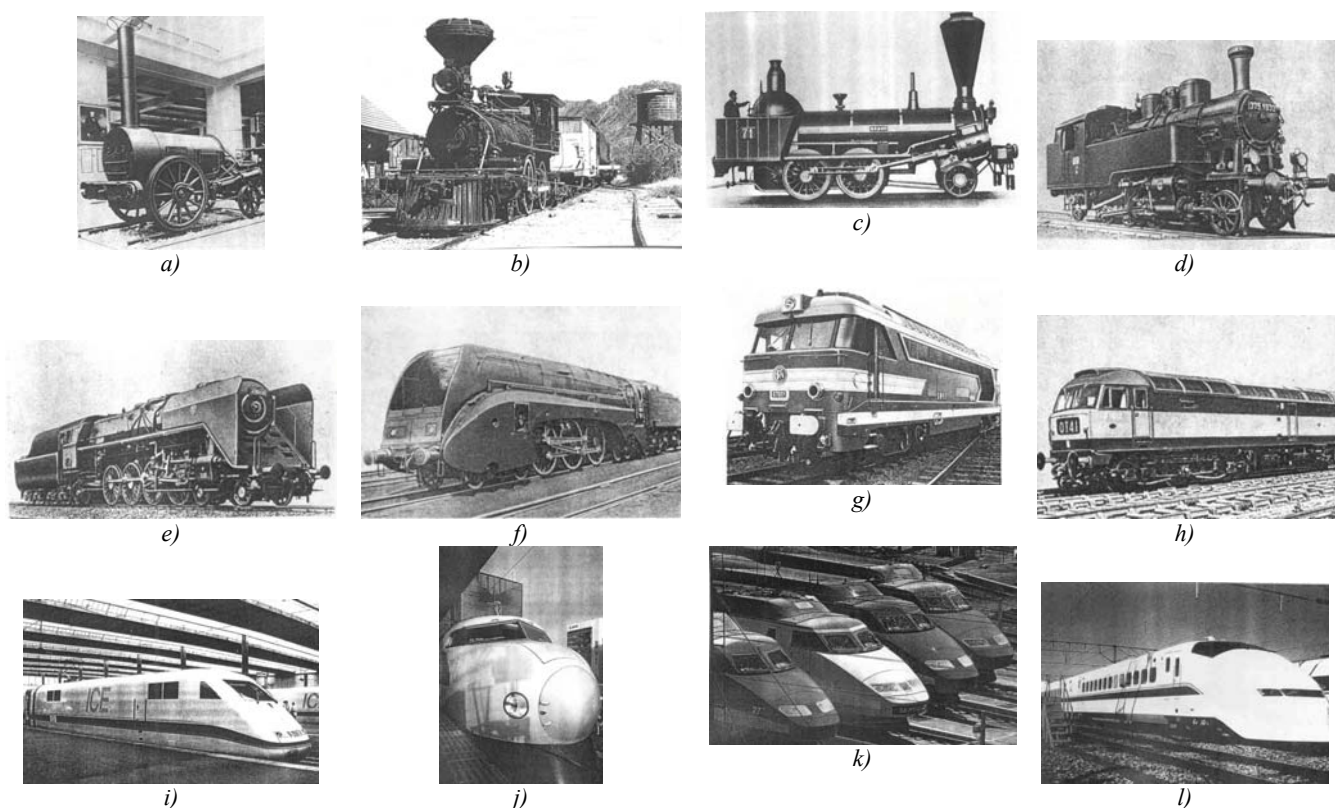
A következőkben a vasúthoz kapcsolódó műszaki (mérnöki) megvalósításra szeretném felhívni a figyelmet, a XIX. század elejétől a XX. század végéig haladva.

## 2. A kezdetektől napjainkig

### 2.1. Mozdonyok: a gőzmatuzsálemektől a szupersebességű villanymozdonyig

Stephenson Rocketjétől (1830) Mallard áramvonalas gőzmozdonyáig amely 203 km/h sebességgel felállította a gőzmozdonyal működő vonatok sebességi világrekordját alig egy évszázad telt el. Ez idő alatt a gőzmozdonyok óriási fejlődésen mentek át. A II. világháború befejezése után viszont alulmaradtak a versengésben, amely a dízel- és villanymozdonyok megjelenésével kezdődött a (a 6 százalékos hatásfokú gőzmozdonyal szemben a dízel mozdony hatásfoka 32 százalék).

A villanyvonat ötlete az 1830-as években született, és első ízben 1880-ban kezdték a gyakorlatba átültetni. Az 1920-30-as években megindult a fővonalak villamosítása. Az első fontos villamosított fővonal Svájcban épült. A villanymozdony halk, tiszta, hatékony, környezetbarát és rendkívül nagy sebességre képes. A közel 2 évszázados fejlődést az 1. ábra mutatja be.



1. ábra

- a) Rocket; b) A vadnyugat hőse; c) Nádor; d) A MÁV 375 sorozatú gőzmozdonya; e) A CSD 498 sorozatú gőzmozdonya f) Az SNCF 232-S sorozatú gőzmozdonya; g) Az SNCF 67000 sorozatú dízel-mozdonya  
h) A BR D 15000 sorozatú dízel-mozdonya; i), j), k) Német, japán és francia mozdonyok; l) Második generációs japán mozdonyok

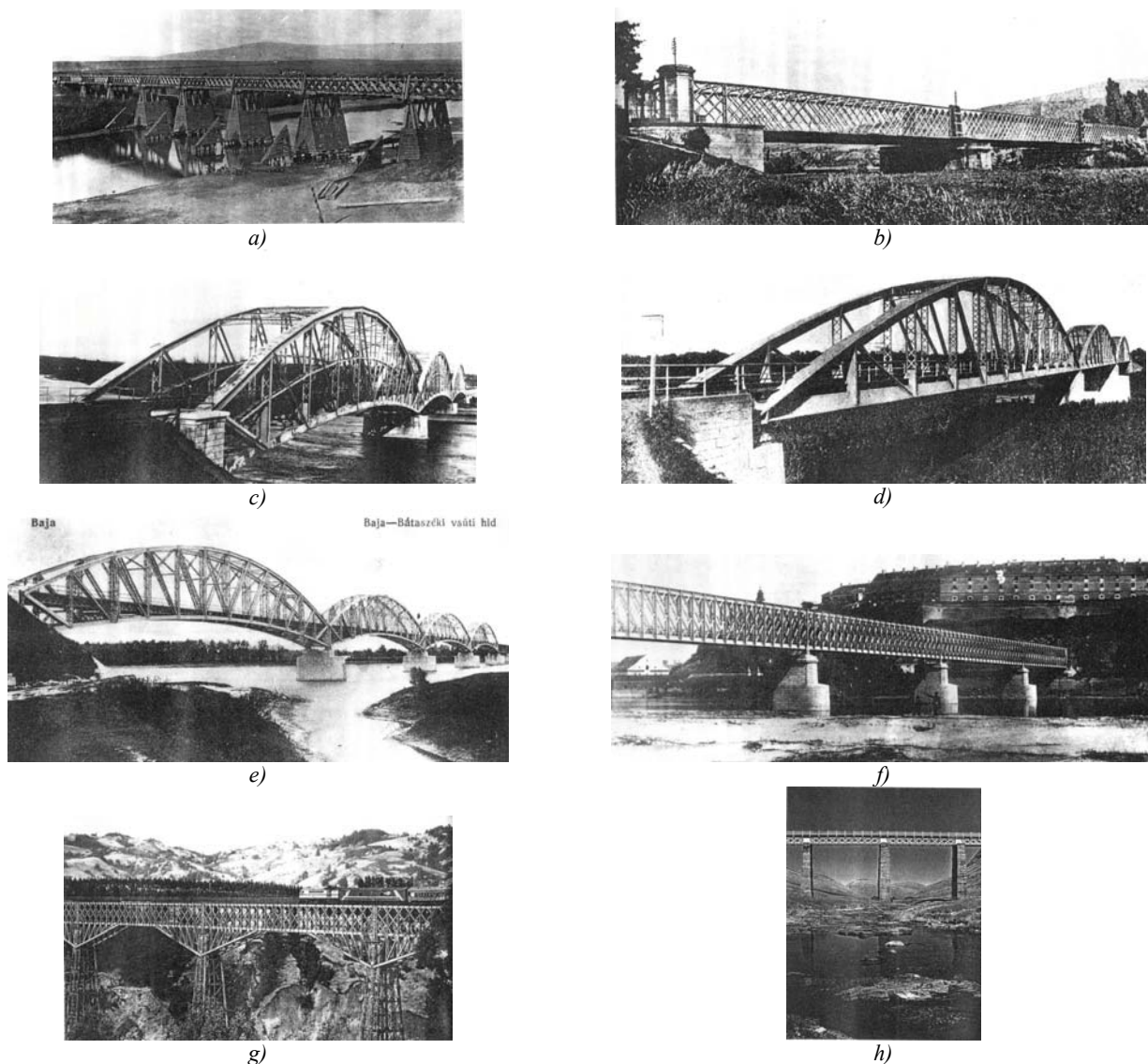


## 2.2. A vonalhoz kapcsolódó építmények

### *Hidak*

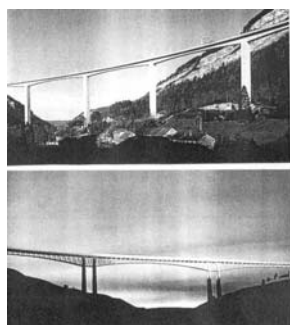
Az akadályok, folyók, völgyek áthidalása mindig kihívás az építészek számára. A hidak szépsége szerkezetükben rejlik, a szerkezet adta lendületben és merészségben, valamint a felhasznált anyag milyenségében, hosszanti és keresztmetszeti eloszlásában.

A következőkben néhány nagyszerű alkotást szeretnék bemutatni a kezdetektől napjainkig, a fahidaktól a feszített betonhidakig meg az acélszerkezetűig (2. ábra)



**2. ábra**

*a) Az aradi faszerkezetű Maros-híd; b) Garam-híd; c) A csapai Tisza-híd; d) A zákányi Dráva-híd; e) A bajai Duna-híd;  
f) Az újvidéki Duna-híd; g) Chilei völgyhíd; h) Völgyhidak*



i)



j)



k)

**2. ábra.** i) Völgyhidak; j) Skóciai völgyhíd; k) Ívhíd

### *Felvételi épületek*

Ezek is a vasúthoz kapcsolódó építészeti alkotások, amelyek hűen jellemzik a kort és a helyet, amikor és ahol megalkották őket (3. ábra)



a)



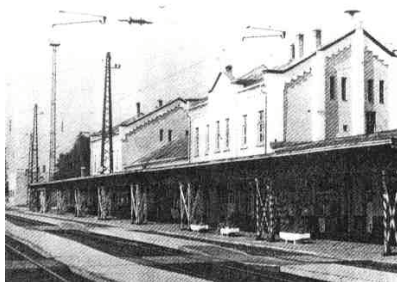
b)



c)



d)



e)



f)



g)



h)



i)



j)



k)

### 3. ábra

- a) Az 1877-ben épített Budapest–Nyugati pályaudvar a múlt század végén
- b) Az 1884-ben épült Budapest–Keleti pályaudvar
- c) Nyíregyháza
- d) Püspökladány
- e) Szerencs
- f) Herkulesfürdő
- g) Erzsébetváros
- h), i) Kolozsvár
- j) Kuala Lumpur
- k) Egy modern felvételi épület Spanyolországban

## 3. Legendás vasútvonalak

### 3.1. Az Orient-expressz

A londoni Victoria pályaudvarról indul a világ legelegánsabb vonata az Orient-expressz. 1864-ben George Pullman amerikai mérnök olyan vonattípust tervezett, amely teljes egészében megváltoztatta az amerikai kontinenst átszelő utazást. Kitalált egy kerekeken guruló szállodát, étkezőkocsikkal. Az üléseket éjszakára fekvőhellyé lehetett átalakítani. 1870-ben indították el Angliában a Pullman Palace Car Company pullman kocsiból álló szerelvényét a London-Brighton útvonalon. Amikor nem sokkal ezután kompesatlakozással egészítették ki a szolgáltatást, kiterjesztették a kontinensre is. Majd színre lép egy kezdeményezőkésszeggel megáldott úriember, Georges Nagelmackers, aki látta a Pullman kocsikat az Egyesült Államokban és felismerte azok jelentőségét. 1883 október 4.-én indul útjára Párizsból az első Wagon-Lits, (két luxus hálókocsi, egy jól felszerelt étkezőkocsi, egy



dohányzószalon 40 utas számára és egy személyzeti kocs) megalapítója Georges Nagelmackers. Ez a vonat viselte először az Orient-expressz nevet. 1977-ben megszűnt. 1982-ben újraindult James Sherwood jóvoltából London Victoria pályaudvaráról Velencébe. A vonatot a francia formatervező Gerard Galett alkotta újra a régi tervek szerint. A felújított Orient-expressz az 1903-as Wagon-Lits kocsit mintázza a bútoroktól a lámpákig és az étkezésig. Az Orient-expressznek hatása volt a művészetekre. Agatha Christie neve mára visszavonhatatlanul kapcsolódik az Orient-expresszhez. Máig az Orient-expressz 6 mozifilm, 19 könyv, több televíziós dokumentumfilm és egy zenedarab ihletője. (4. ábra)



b)



c)



d)

**4. ábra**

- a) *Az Orient-expressz (Európa legszebb tájain halad)*
- b) *Így is lehet utazni: elegancia és kényelem*
- c) *Reggeli az ágyban...*
- d) *Feleséggel utazni, dupla költség, fele élvezet...*

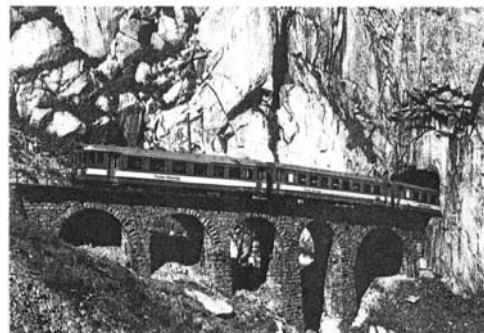
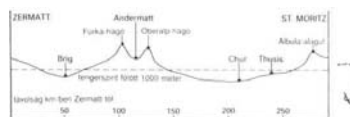
### 3.2. A svájci Glacier-expressz

A svájci Glacier expressz, átszelve az országot, a világ két legismertebb sícentrumát köti össze az óriás Matterhorn árnyékában elterülő Zermattot a már klasszikusnak minősülő üdülőhellyel, St. Moritz-al. Az utazás élményét nem csupán az egyedülállóan festői környezet nyújtja, amely egyike Európa legszebb tájainak, de a vasúthálózat technikai megoldásainak elképesztő sokfélesége is. A mérnöki tervezőmunka minden képzeletet meghaladó remekét a legjobban talán néhány adattal érzékeltethetjük: a szakadatlanul kanyargó, keskeny nyomtávú vasútvonalon 91 alagút, 291 vasúti híd és megszámlálhatatlan hajtúkanyar van.

A Glacier-vonal 1904-re épült ki. A vonat eléri a 2048 m magasságot, átmegy Európa legmagasabban fekvő alagútján 1820 m magasságban és Európa legnagyobb egynyomtávú alagútján (Furka alagút hossza 15,4 km), amelyet 1882-ben adtak át a forgalomnak tíz évi építés után (5. ábra).



a)



b)



c)



d)

**5. ábra**

*a), b), c), d) A Glacier-expressz Svájc festői tájain halad*

### 3.3. A francia TGV hálózat

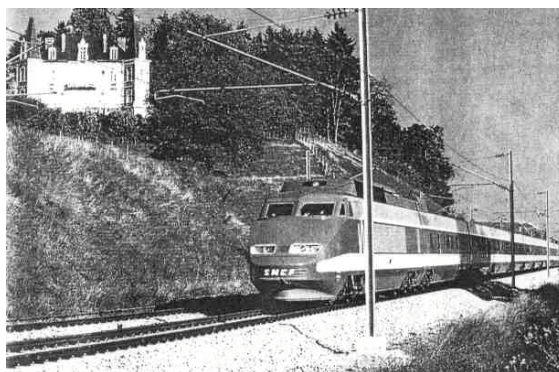
A TGV hálózat kifejlesztésével a franciák a jövő század vasútját készítették el. A legelső vonal Párizs és Lyon között nyílt meg és ennek sikere biztosította a szupersebességű vasúti közlekedés további terjeszkedését. Az 1880-as években a 864 km-es út Párizsból Marseille-be 25 óra hosszat tartott. Az 1981-ben forgalomba állított TGV szerelvények 515 km/h sebességre képesek felgyorsulni (ez a jelenlegi világrekord). A TGV azonnal sikert aratott, azóta a hálózat állandóan bővül és sugarasan behálózza Párizsból egész Nyugat-, Délnyugat-, Dél- és Kelet Franciaországot.

1993. május 17-én megnyitották a Csatorna-alagút felé tartó szakaszt.

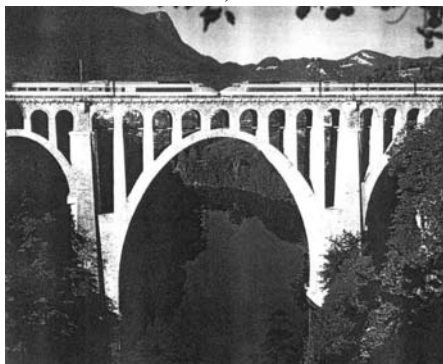
Sebesség, kényelem, gazdaságosság és a városközpontból a városközpontba elv kérdéseiben a TGV típusú vonat testesíti meg a jövőt. Párizs és Lyon között a TGV szerelvények átlagsebessége 270 km/h. Az utazási idő az 1880-as évekhez képest több mint ötszörösére csökkent. (6. ábra)



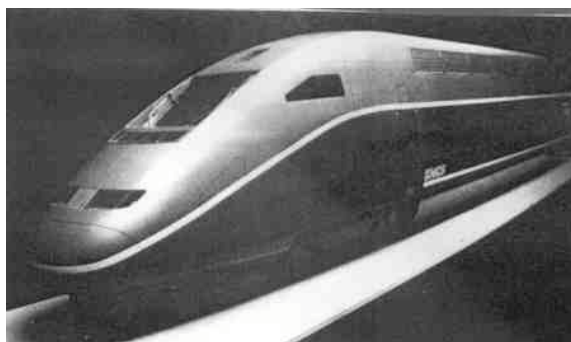
a)



b)



c)



d)

6. ábra

a), b), c), d), A francia szupergyors vonat – TGV

#### 3.4. A japán szuperexpressz

A világhírű Tokaido-Sanyo-Sinkanzen a japán fővárost köti össze a négy nagy sziget közül a legdélebbivel, Fukuokával. Ez a Föld leggyorsabb és legpontosabb vasúti összeköttetése. A csak kevés helyen megálló Hikari-expresszel, az 1069 km hosszú utazás pontosan 5 óra 57 percre tart. Ezt jelzi a Hikari név jelentése: villám, fény vagy rakéta. A vasútvonal jellemző adatait az 1. táblázat tartalmazza.

1. táblázat

Sinkanzen vasút Japánban				
	Tokaido	Sanyo	Tohoku	Joetsu
vonalhossz [km]	515	554	496	270
földmű [%]	54	12	5	1
műtár (híd, alagút) [%]	46	88	95	99

Az utazás Közép-Japán mérsékelt égövétől egészen a szubtropikus délkeletig tart. Áthalad a sűrűn lakott Hondó síkságon, a festői Fuy-Hakoné-Izu Nemzeti Parkon és a Csendes-óceán partján, valamint a Japán-tengeren (beltenger).

A rakétához hasonló mozdonyon kívül a szerelvény legjellegzetesebb tulajdonsága, hogy a kocsik kétemeletesek. Fent helyezkedik el a hatalmas panorámaablakos étterem, alatta az első osztály (Green-Car), ahol az egyedül vagy csoportosan utazók külön szakaszokat foglalhatnak le, szállodaszerű szolgáltatásokkal. A vonatok Tokió és Hakata között évente 1,5 millió utast szállítanak, Tokió és Oszaka között pedig 22 milliót. Ez utóbbi, 515 km-es,

---

vasútvonalat 1964. október 1-én adták át. További szakaszai követik a régi japán császári útvonalat, a Tokaidót. A kocsikban lévő sebességmérő jelzi a mindenkori sebességet, ami nagyon sokszor 240 km/h. A nagy sebesség és a rendkívüli utasforgalom ellenére ezen a vonalon 1964–1991 között nem fordult elő baleset. A vonatok 15-20 perces időközökben indulnak. (7. ábra)



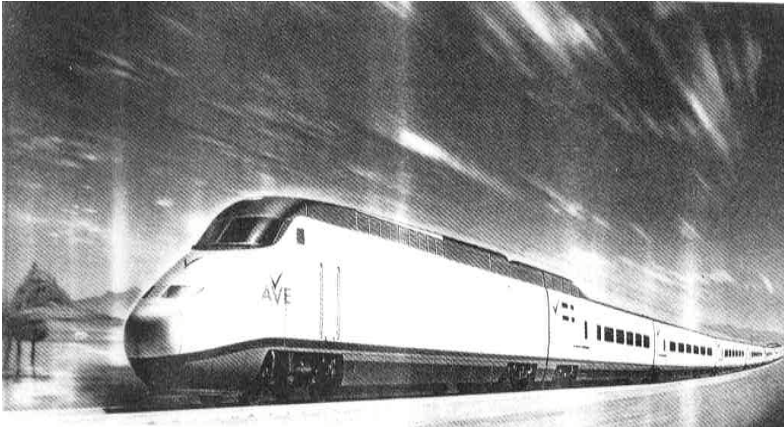
**7. ábra.** Hikari-expressz a Fujijama előtt száguld el

### 3.5. Az Andalúz-expressz

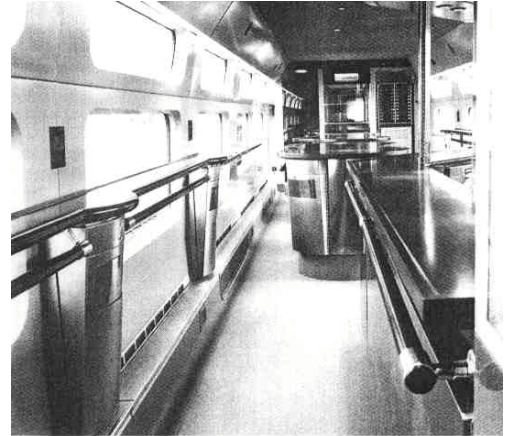
#### Az Andalúz expresszel Dél Spanyolországba

Az AL Andalus avagy az Andalúz-expressz luxusvonat, tulajdonképpen egy guruló öt csillagos szálloda. Elegáns kivitelezése a nagy kontinentális vasutak korát idézi. Talán a legdrágább vonat az egész világon. Hírét leginkább a Dél-Spanyolországot körbejáró, a romantikus andalúz városokat (Sevilla-Cordoba-Granada) érintő útvonala teremtette meg. Sevilláig, Madridból egy szupergyors AVE expresszel lehet utazni. Innen indul az út az Al Andaluson a mór Spanyolország szívébe Cordobába, ahonnan termékeny szőlőkön, olajfaligeteken és fehér andalúz falvakon át jutunk Granadába, a híres Alhambra városába. Az AVE expressz 180-200 km átlagsebességgel közlekedik Madrid és Sevilla között. (8. ábra)

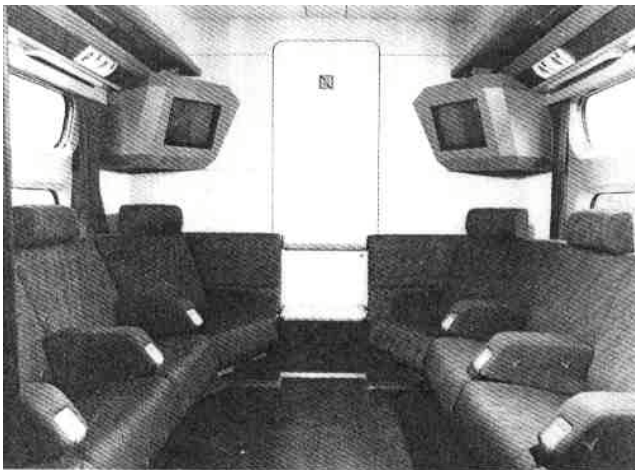




a)



b)



c)



d)

#### 8. ábra

a) AVE expressz

b), c), d), e) Az AVE által nyújtott feltételek



e)

#### 4. Miért vonat?

Földünk véges, nem csak energiakészlete, hanem szennyezéstűrő képessége miatt is. A villamosított vasúti közlekedés a legkörnyezetkímélőbb közlekedési rendszer, amit ismerünk. A vasúti közlekedés nemcsak gyors, biztonságos és kényelmes, hanem környezetbarát is.



Ennek bizonyításául a következőkben ismertetek néhány, állításaimat igazoló diagramot, grafikont.

A különböző közlekedési eszközök által kibocsátott, egy utaskilométerre számított, környezetkárosító anyagok mennyisége a következő:

repülőgép	386 gramm	környezetkárosító anyag
közúti járművek	12 gramm	környezetkárosító anyag
vasúti szerelvények	0.6 gramm	környezetkárosító anyag

A vasút levegő szennyezésének mértéke.

CO<sub>2</sub> (széndioxid) vasút : közút 1:29

SO<sub>2</sub> (kéndioxid) vasút : közút 1:11

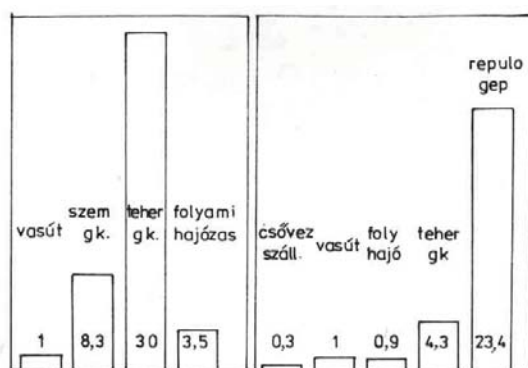
CO; NO<sub>2</sub>; ólomszennyeződés gyakorlatilag elhanyagolható a vasútnál.

Biztonság

a fajlagos halálos balesetek aránya a közúti közlekedéshez képest 1:21

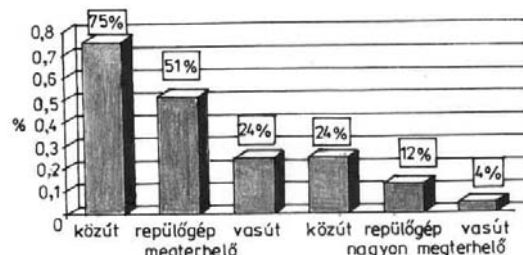
sérüléssel baleseteké 1:129

a 9, 10, 11, 12. ábrán látható diagrammok a vasút környezetkímélő voltát és előnyeit szemléltetik.



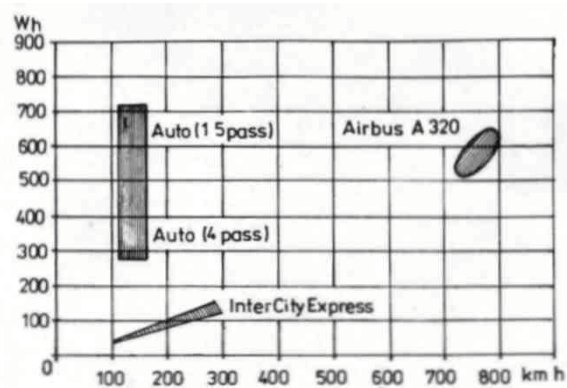
A környezetkárosító kipufogógázok és az áruszállítás primer üzemanyagfelhasználásának közlekedési ágankénti arányai.

9. ábra



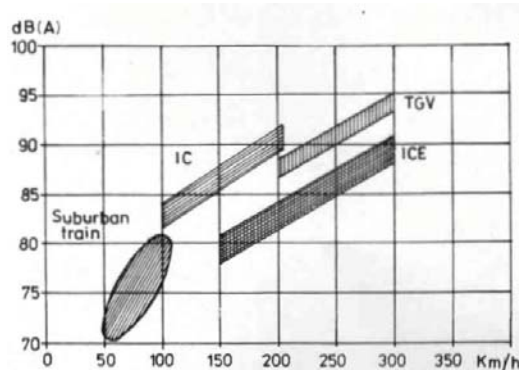
A német vasút által okozott zajterhelés viszonya a többi közlekedési ágazathoz képest.

10. ábra



Az autó, a repülőgép és a német ICE nagy sebességű vonat egy ülőhelyre és kilométerre vonatkoztatott fajlagos üzemanyag-felhasználása

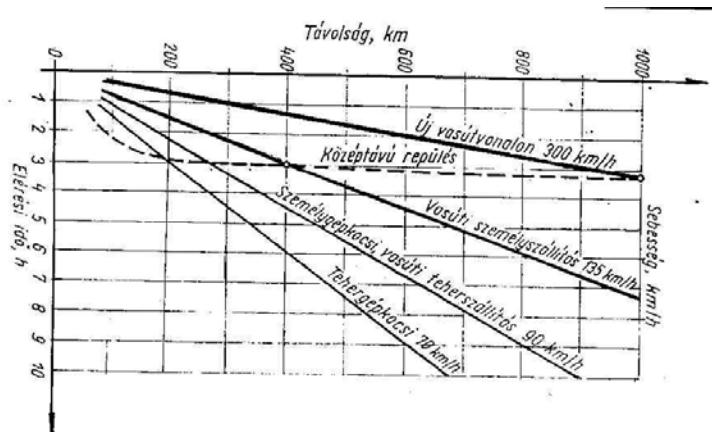
11. ábra



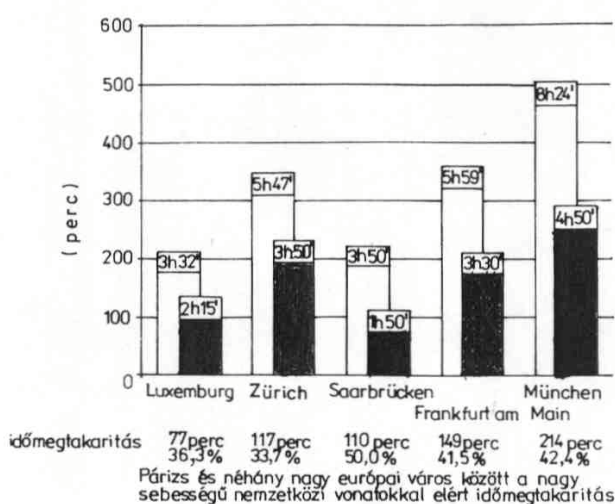
A nagy sebességre kiépített vasúti pályák mentén, 25m távolságban, a sebesség függvényében mért zajszint értékek az IC, ICE és a TGV szerelvényeknél

12. ábra

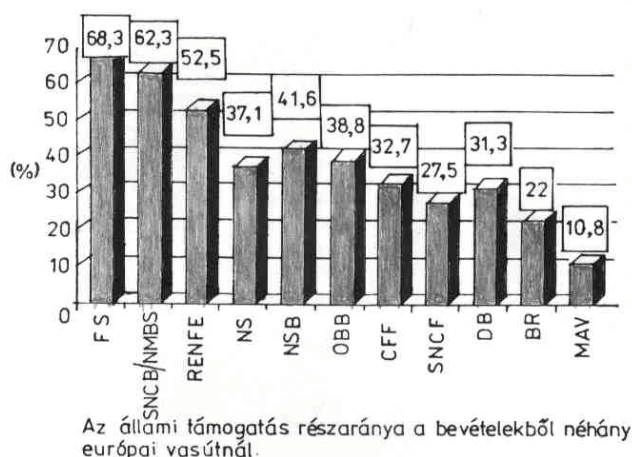
Lássuk most a nagysebességű vasúti közlekedés a napjaink embere számára a legjelentősebb előnyét és pedig a távolságok lerövidítését, vagyis az időmegtakarítást és a különböző közlekedési rendszerek összehasonlítását a távolság és az idő függvényében (13, 14. ábrán látható diagrammok).



13. ábra



14. ábra



15. ábra

A 2. táblázat a Kárpát-medence és környéke jelentősebb települési közötti eljutási időket foglalja magába. (ez persze a jövőre vonatkozik).

Az itt található adatok egységesen csak 200 km/h utazási sebességgel számoltak ami legalább 250 km/h pályasebességnek felel meg. Egy példa ami jellemző térségünkre. Bukarest Prága közötti eljutási idő ma 26 óra és 28 perc. Egy nagy sebességű vonattal ez 7 óra és 27 perc lenne.

2. táblázat

Viszonylat	Távolság (km)	Eljutási idő (óra, perc)	
		nagysebességű	rövidebb hagyományos
Budapest–Bécs	273	1,22	2,25
Budapest–Pozsony	215	1,04	2,38
Budapest–Bukarest	874	4,22	18,35
Budapest–Belgrád	374	1,52	6,25
Budapest–Zágráb	362	1,49	6,03
Budapest–Ljubljana	508	2,32	8,15
Budapest–Prága	618	3,05	7,53
Budapest–Berlin	993	4,58	12,45
Budapest–Varsó	875	4,22	10,44
Budapest–Szófia	806	4,02	20,15
Budapest–Róma	1382	6,55	18,30
Budapest–Bern	1245	6,14	14,42
Budapest–Kassa	272	1,22	4,12
Budapest–Krakkó	585	2,56	10,10
Budapest–Lvov	607	3,02	22,00
Budapest–Kolozsvár	400	2,00	7,25
Budapest–Brassó	708	3,32	10,49
Budapest–Thessaloniki	1176	5,53	22,56
Budapest–Istanbul	1457	7,17	32,35
Bukarest–Prága	1490	7,27	26,28

Sokat beszélnek mostanában az európai közlekedési folyosókról (pl. Bukarest Prága szakasz a IV-es folyosó egy része) azonban amíg a vasúton és nemcsak ott Bukarest és Prága közötti út megtételéhez több mint egy nap szükséges addig ezek a folyosók csak európai „sikátorok” lesznek.

Befejezésül azt szeretném még elmondani, ami már Nyugat-Európában már megvalósított tény, hogy a vonatok nagyobb távolságra a közúti járműveket is szállítják (RO-LA szerelvények; gördülő utak), ami már a következő évezred közlekedését vetíti elénk.

A XXI. század küszöbén újra a vasút felé terelődik a közlekedés fejlesztésével foglalkozó szakemberek figyelme, mert így lehet a személy és áruszállítás minőségén javítani, és így lehet környezetünk szennyezettségét csökkenteni.

---

## Nagysebességű vasutak

Dr. Köllő Gábor, egyetemi tanár  
Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar  
Vasút, Út, Hídépítés Tanszék

### 1. Bevezető

A 175 éves vasút, megjelenése óta a társadalom életében alapvetően fontos szerepet tölt be. Mint más jelentős találmányt, a vasutat is felfedezése óta folyamatos fejlődés jellemezte.

A vasút fejlődése, annak két legfontosabb alkotóelemének, a pályának és a járműveknek, valamint az ezeket működtető üzemnek a korszerűsítésében nyilvánul meg. A vasút fejlődése a XX. század utolsó évtizedében, a nagysebességű vasúti közlekedés európai kezdete óta, az 1981 Párizs–Lyon vonal üzembe helyezésével, felgyorsult és nyugodtan elmondhatjuk, hogy napjainkban a vasúti közlekedés reneszánszát éli.

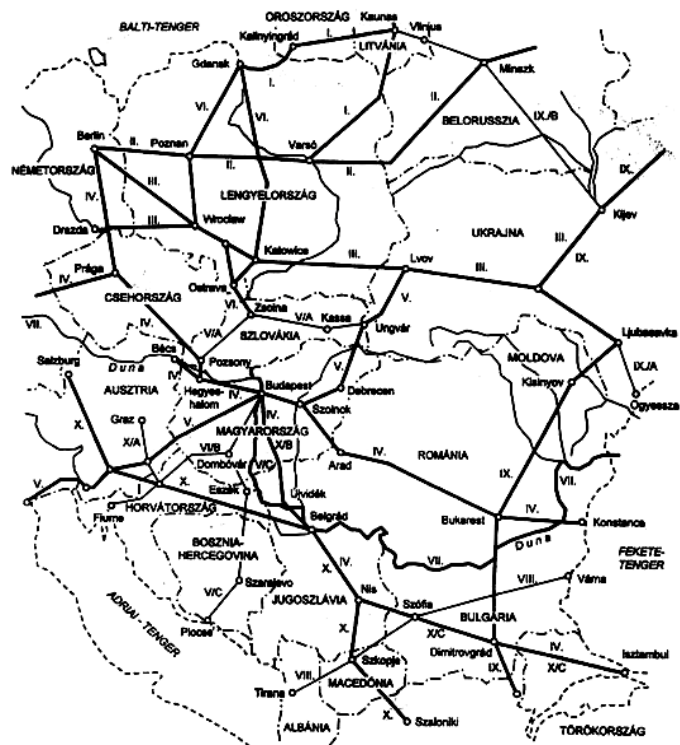
A fejlett nyugat-európai országokban nagymértékű vasúti felújításokra, fejlesztésekre került sor, új nagysebességű vonalak épülnek és így a kontinens nyugati felében kialakulóban van egy nagysebességű vasúthálózat, amely környezetbarát, biztonságos, szolgáltatásai magas színvonalúak és amely komoly versenytársa a többi közlekedési rendszernek (légi és közúti közlekedés).

A Közép-kelet európai országok és Nyugat-Európa között a vasúti közlekedés tekintetében nagy fejlődésbeni eltérések mutatkoznak, amelyek időben még jobban elmélyülhetnek.

A Nemzetközi vasútegylet (UIC) egy egységes európai modern vasúttrendszerben gondolkodik (1970-től kezdődően), ennek a megvalósítása a fejlődésbeni különbségek miatt nehézségekbe ütközik.

1985-ben az ENSZ/EGB keretében kidolgozták az ún. AGC egyezményt a fő nemzetközi vasútvonalakról, majd 1995-ben az EU és az UIC közös javaslatára az Eurailspeed konferencián elfogadták a nagysebességű vasútvonalak hálózatát. Az európai nemzetközi vasúti fővonalak műszaki jellemzőit az 1. táblázat tartalmazza.

A fejlesztésben döntő szerep jutott a krétai (1994) majd a Helsinkiben megtartott közlekedési miniszterek konferenciájának, ahol elfogadták az európai közlekedési folyosókat (I., ..., X. folyosót).



1. ábra

Azért, hogy ezek a kijelölt folyosók a szó szoros értelmében európai közlekedésű „korridorokká” váljanak, nagyrészüket, főleg a kelet-európai régióban, komoly felújítási munkákat kellene elvégezni, hogy a közlekedést jellemző paraméterek (sebesség, biztonság, komfort, szolgáltatások stb.) elérjenek egy minimális európai szintet. Ha ezek a szükséges fejlesztések nem történnek meg, ezek a folyosók a kelet-európai térségben „sikátorokká” degradálódnak.

Ennek az anyagnak a célja megismertetni az olvasót a nagysebességű vasúttal és ha belátható időn belül nem utazhatunk úgy, mint a franciák vagy a németek, legalább gondolatban tudják meg milyen is a modern vasúti közlekedés, mik az előnyei, mit nyújt az utazóközönségnek meg a szállítóknak.

A következőkben a nagysebességű vasutakról, vasúti felépítményekről, járművekről, közlekedés szervezetségről szeretnék írni, majd bemutatnék néhány már megvalósult és üzemelő nagysebességű vasútvonalat.

**1. táblázat.** Az európai nemzetközi vasúti fővonalak műszaki jellemzője

Jellemző	A Meglévő vasútvonalak, melyek megfelelnek az infrastruktúra követelményeknek; rekonstrukcióra kerülő vonalak	B Új vonalak	
		B1 kizárólag személyszállításra szolgáló vonalak	B2 vegyesforgalmú vasútvonalak
Vágányok száma	–	2	2
Járműszerelvénny	UIC%±/B	UIC C1	UIC C1
Vágánytengelyek közötti legkisebb távolság, m	4,0	4,2	4,2
Legkisebb névleges sebesség, km/h	160	300	250
Engedélyezett tengelyterhelés, t			
- mozdonyoknál (?200 km/h)	225	–	22,5
- motorkocsiknál és motoros szerelvényeknél, motorvonatoknál (?300 km/h)	17,0	1,7	17,0
- személykocsiknál	16,0	–	16,0
-teherkocsiknál			
? 100 km/h-ig	20,0	–	22,5
? 120 km/h-ig	20,0	–	20,0
? 140 km/h-ig	18,0	–	18,0
Engedélyezett pályafolyóméter terhelés	8,0	–	8,0
Próbavonat hidak méretezésére	UIC 71	–	–
Legnagyobb emelkedő, %	–	35	12,5
Legkisebb peronhossz nagyállomásokon, m	400	400	400
Megelőző vágányok legkisebb hasznos hossza, m	750	–	750
Szintbeli keresztezés	nincs	nincs	nincs

## 2. A vasút megújulása – meddig fejleszthető a klasszikus vasút?

A klasszikus vasút, amely már 175 éves és amely bebizonyította fejlődőképességét a közel két évszázad alatt, még mindig tartogat olyan lehetőségeket, amely további megújodáshoz vezethet a jövőben is.

Nem hiszem, hogy sokan meg tudták volna jósolni századunk közepén azt, hogy az ezredfordulón (Nyugat-Európa több metropolisza között 250–300 km/h sebességgel száguldoznak majd szuperkényelmes és igen biztonságos vonatok, ugyanolyan sín–kerék adhéziós meghajtással, mint elődeik sok-sok évvel azelőtt.

Már az elején le kell szögezzem, hogy a jelenleg üzemben levő nagysebességű vasútvonalak túlnyomó többsége a klasszikus vasút felépítményen üzemel, kavicságyak amelybe keresztaljak (különböző típusok a feszített vasbeton keresztaljtól a kétblokkos betonaljig, vasúttársaságoktól függően) vannak beágyazva és erre kerül rászerezésre a két sínpár. Ezzel a felépítményrendszerrel megfelelő teherbírás és geometriai kiépítés, valamint karbantartás biztosításával és a nagy sebességre szükséges járművek kifejlesztése mellett, lehetséges 250–300 km/h átlagsebességek elérése. Sőt ha a klasszikus vasúti pályán a nagysebességű vonatok által előírt sebesség rekordokat figyelembe vesszük, ezek a sebességek, biztonságos közlekedés mellett még növelhetők.

---

Szerintem az acél kerékpár – acél sín pár adhéziós kapcsolata lehetővé teszi az 500 km/h sebesség elérését és a nagysebességű vonatok ilyen maximális sebességgel való közlekedését (üzemeltetését).

A következőkben kronológiai sorrendben a világ különböző vasúttársaságai által elért sebességrekordokat közöljük. (2. táblázat)

A 2. táblázat könnyebb megértése végett és azért, hogy megismerjük a leggyorsabb és legmodernebb vonatok a kontinensről a következőkben felsoroljuk az 1998/1999-es menetrendi időszakban Európában közlekedő nagysebességű vonatfajtákat:

*EC – EuroCity*: A nemzetközi forgalom nagysebességű, egységes előírások betartásával közlekedő, több ország fő és nagyvárosát összekötő expresszvonat;

*IC – InterCity*: Az egyes országok nagyvárosait összekötő, általában ütemes menetrend szerint közlekedő belföldi expresszvonat;

*EN – EuroNight*: Egységes előírások betartásával közlekedő, magas kényelmi fokozatú, nagysebességű, nemzetközi éjszakai vonat;

*EUROSTAR*: A francia, brit és belga vasutak által a Csatornaalagút átmenő forgalma céljára üzemeltetett nemzetközi expresszvonat;

*ICE – InterCity Express*: A német vasút által kifejlesztett kiemelten nagy sebességű, elsősorban a belföldi nagyvárosokat összekötő, magas kényelmi fokozatú expresszvonat;

*TGV – Train à Grande Vitesse*: A francia vasút által a legkorszerűbb elvek alapján kifejlesztett igen nagy sebességű (rekordot tartó), elsősorban belföldi igényeket kielégítő expresszvonat;

*THALYS*: Néhány nyugat-európai nagyvárost összekötő, kiemelten nagy sebességű és kényelmű, nemzetközi expresszvonat.

Az előzőekben felsorolt vonatfajták a vasúti személyszállítás kínálatának fokozását, színesebbé, vonzóbbá tételét szolgálják, amellyel a vasutak a személygépkocsival, valamint a repülőgéppel való közlekedésre áttért utastömegeket igyekeznek meghódítani.

Számos nyugat-európai fejlett vasútnál e törekvéseknek pozitív eredményei vannak, például ezt jelzi a német ICE vagy a francia TGV rendszer szerelvényeinek egyre növekvő népszerűsége és kihasználtsága.

2. táblázat

Év	Ország	Hely, vonal	Sebesség, km/h	Vontatás, vonal
1893	USA	New York Central	181,0	gőzmozdonyos v.
1903	Nagy-Britannia	Hullavington–Lit Somerfeld	193,1	gőzmozdonyos v.
1903	Németország	Marienfelde–Zossen	210,2	dízel motor v.
1905	USA	New York–Chicago	204,5	gőzmozdonyos v.
1931	Németország	Ludwigslust–Wittenberg	230,2	sinzeppelin
1936	Németország	Ludwigslust–Wittenberg	205,0	dízel motorkocsi
1939	Németország	Hamburg–Berlin	215,0	dízel motorkocsi
1939	Olaszország	Bologna–Milánó	203,0	villamos motor v.
1955	Franciaország	Lamothe–Morcoeur	331,0	vill. mozd. v.
1966	USA	Bryan (Ohio)	295,8	dízel, rakéta mk.
1972	Japán	Sanyo Shinkansen	286,0	villamos motor v.
1972	Spanyolország	Azuqueca–Guadalajara	220,0	dízel Talgo v.
1972	Franciaország	Lamothe–Morcoeur	318,0	villamos TGV v.
1973	Nagy-Britannia	York–Darlington	210,8	dízel motor v.
1974	USA	Pueblo (Colorado)	410,0	dízelmotd. v.
1976	Kanada	Monteral	208,0	dízel motor v.
1978	Spanyolország	Alcazar de San Juan	230,0	dízel Talgo v.
1978	Dél-Afrika	Midway–Westonaria (1067 mm nyomtáv)	245,0	dízel motor v.
1979	Nagy-Britannia	Beattock–Lockerbie	261,0	dízel motor v.
1981	Franciaország	Moulins-en-Tonnerrois	380,4	villamos TGV v.
1984	Németország	Augsburg–Donauwörth	265,0	vill. mozdonyos v.
1985	Németország	Rheda–Oelde	323,0	vill. ICE v.
1986	Nagy-Britannia	York–Darlington	233,2	dízel motor v.
1986	Németország	Burgsinn–Hohe Wart	345,0	vill. ICE v.
1988	Németország	Hohe Wart–Mottgers	406,9	vill. ICE v.
1988	Franciaország	Pasilly–Tonnerre	408,4	villamos TGV v.
1990	Franciaország	Courtalain–Tours	515,3	villamos TGV v.
1991	Japán	Tokaido Shinkansen	336,0	villamos motor v.
1991	Olaszország	Roma–Firenze	319,0	vill. motorv. ETR
1993	Spanyolország	Mora–Urda	356,8	vill. motorv. AVE
1993	Portugália	Espinho–Avanca	220,0	vill. mozdonyos v.
1993	Svédország	Falkenberg–Varberg	276,0	villamos motor v.
1993	Németország	Fulda–Würzburg	310,0	vill. mozdonyos v.
1993	Japán	Csubane Sanyo–Niigata	425,0	vill. motorv. STAR
1994	Lengyelország	Varsó–Katovice	251,0	vill. motorv. ETR
1996	Japán	Kyoto–Maibara	443,0	vill. motorv.

Említsük meg a következőkben melyek azok a tényezők, amelyek a vasút fejlesztésének gazdasági alátámasztását ma is indokolják:

- előny a tömegárak szállításában;
- alkalmazkodni tud bármely árunem szállításához;
- kedvező önköltség-arányok, különösen a villamos vontatásnál és a nagytömegű áruszállításnál;
- időjárástól való függetlenség, üzembiztonság;
- előnyös utazási és szállítási sebességek;
- a legkörnyezetkímélőbb közlekedési eszköz (villamosvasút);
- biztonságos;
- kedvező helyszükséglet, azonos teljesítménynél városokban hatodrésze, városon kívül pedig harmadrésze a közútának;



- szinte korlátlan mértékben fejleszthető, és minden más közlekedési ágazatnál könnyebben és nagyobb mértékben automatizálható.

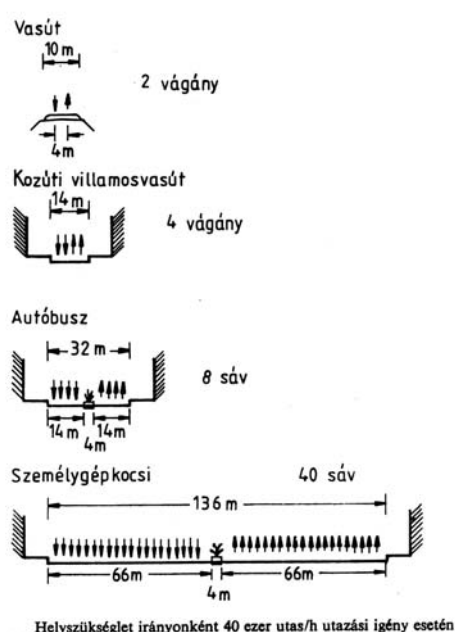
A vasút hátrányaiként megemlítjük:

- a kötött pálya okozta rugalmatlanság;
- az állomásokhoz kötöttség a személy- és áruszállításban;
- a rá- és elfuvarozás időbeni, technikai és költségkihatásai.

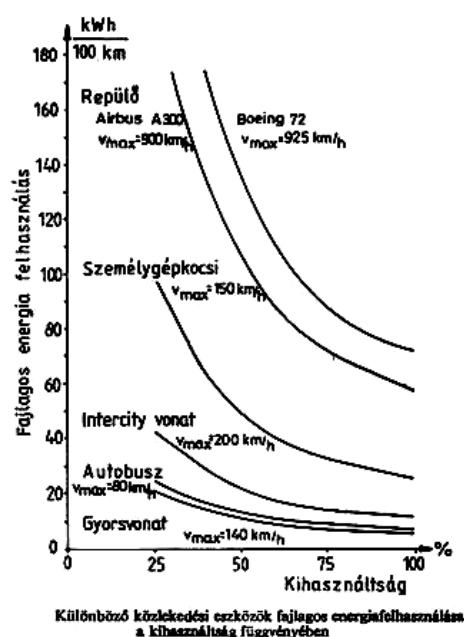
A vasút hátrányait a kombinált áruszállítással nagymértékben mérsékelni lehet.

Térjünk ki egy kicsit részletesebben a villamosvasút előnyeire. A helyszükséglet szemléltetését, irányonként 40.000 utas/h utazási igény esetén a 2. ábra szemlélteti:

A különböző közlekedési eszközök fajlagos energiafelhasználása a kihasználtság függvényében a 3. ábrán látható:



2. ábra



3. ábra

Amint már elmondtam a villamosvasút a legkörnyezetkímélőbb közlekedési eszköz: levegő szennyezésének mértéke (CO, NO<sub>2</sub> és ólomszennyezés) gyakorlatilag elhanyagolható a közúthoz viszonyítva, a kibocsátott CO<sub>2</sub> aránya 1:29, a SO<sub>2</sub> 1:11.

Franciaországban a közlekedési eszközök légkörbe juttatott káros anyag kibocsátásának vizsgálatakor végzett mérések eredményei, 1 utaskilométerre vetítve a következők:

a légi közlekedés	386 gramm szennyező anyag
közúti járművek	12 gramm szennyező anyag
vasúti szerelvények	0,6 gramm szennyező anyag

A Német Vasút Rt. (DBAG) 1996. évi adatai szerint a 100 utaskilométerenként felhasznált üzemanyagból a közlekedési ágazatok a 3. táblázat szerinti káros égéstermék bocsátják a légterbe:

3. táblázat

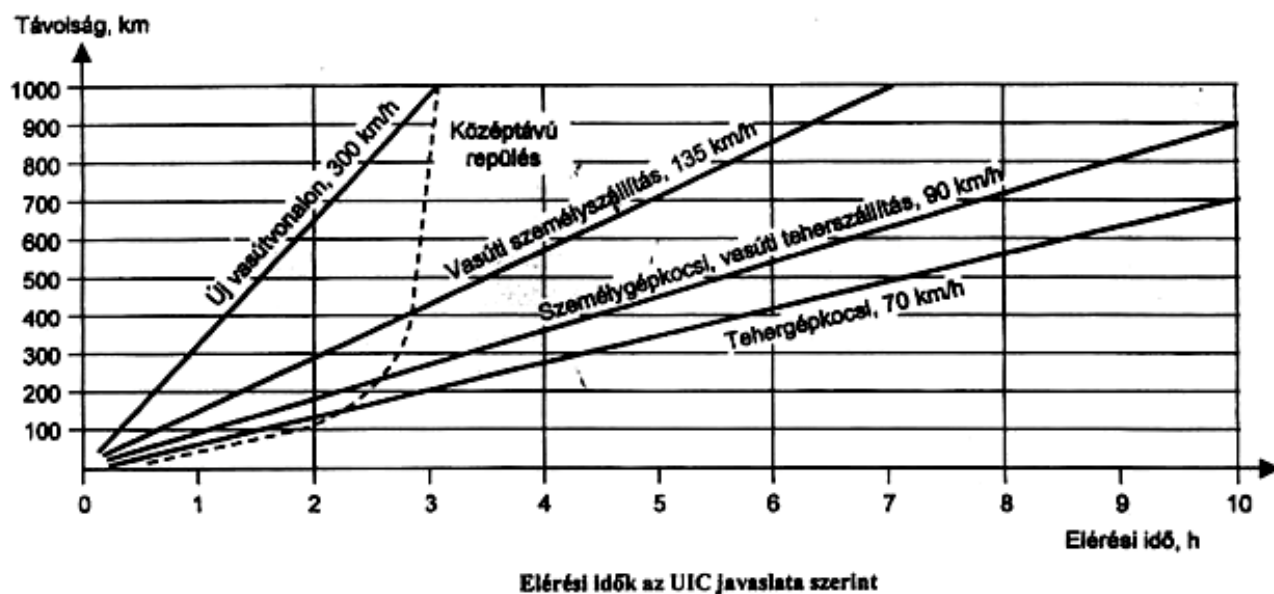
Károsító anyagok	Személy- gépkocsi	Repülőgép	ICE vonat
CO <sub>2</sub> (kg/100 utaskm)	14,1	17,1	4,2
CO	552	53	1
HC (g/100 utaskm)	81	14	0
NO <sub>x</sub>	121	72	5
SO <sub>2</sub>	7	8	6

Hasonlóan kedvező képet mutatnak a más közlekedési ágazatokhoz viszonyítva, a német vasutak által okozott zajterhelések is.

A modern vasút azonban nem csak környezetkímélő, hanem biztonságos is. A fajlagos halálos balesetek aránya a közúti közlekedéshez képest 1:21, a sérüléssel járó baleseteké 1:129.

Annak a lehetősége, hogy egy baleset bekövetkezik, a közúti közlekedésben 24-szer nagyobb a valószínűsége, mint a vasúti közlekedésben.

Összehasonlításként a különböző közlekedési eszközök (vonat, autó, repülő) 1000 km távolság megtételéhez szükséges időt az ún. „elérési idők az UIC javaslata szerint” mutatja be a 4. ábra:



4. ábra

Ennek a diagramnak elkészítésénél a személygépkocsi utazási sebességét 90 km/h-ban határozták meg (az utazási sebesség az utazási időnek megfelelő sebesség; utazási idő alatt azt az időt értjük, amit utazással töltünk a kiindulási helytől a célhelyig).

A vasúton az utazási idő a személygépkocsi utazási idejének 2/3-nál kisebb kell legyen, hogy a vonat a személygépkocsival versenyképes maradjon.

$$t_v^* = \frac{S}{v_{\text{út}}} \leq \frac{2}{3} t_{\text{sz.g.}} = \frac{2}{3} \frac{S}{v_{\text{út}}} = \frac{S}{135}$$

---

tehát ugyanannak az útnak a megtételéhez a vasúton legalább 135 km/h átlagsebesség szükséges.

Figyelembe véve a pályaudvarra érkezés, majd onnan a hazautazáshoz szükséges időt, a vasútvonal átlagsebességét 160 km/h-ban állapították meg.

Kedvezőtlen, kis sebességű vonalszakaszokat is magukba foglaló vasútvonalakon a fenti átlagsebesség elérése érdekében – a nem speciális expressz vonalakon is – 200 km/h-val járható vonalrészek építése is szükségessé válik. Az új vasútvonalakat célszerű legalább 300 km/h sebességre kiépíteni, éppen azért, hogy 1000 km távolságon ugyanolyan utazási időt érjünk el vasútvonalon mint repülőgéppel.

Az európai nagyvárosok közötti nagysebességű vasúti összeköttetés célja a legfontosabb gazdasági centrumok, nagyvárosok között megfelelően gyors és kellő gyakoriságú közlekedés biztosítása, hatásköre pedig a 200–300 km távolságtartománytól az 500–600 km távolság tartományig terjed. E tartományokban versenyképes a vasút a közúti és légi közlekedéssel. A nagyobb sebességű expresszvonatok esetén ez a távolságtartomány 1000 km-ig terjed.

A nagysebességű vasúti közlekedés műszaki feltételeit a következő három módon lehet megoldani:

- új nagysebességű, kizárólag személyforgalmú vonalak (expressz vasutak) és speciálisan üzemeltetett hálózatok, gyakran a meglévő hálózattal elkülönített építéssel, de a hagyományos acélsín–acélkerék és az adhéziós vontatási rendszer megtartásával;
- a napjainkban ismert klasszikus vasút műszaki fejlesztésével, ami a meglévő pályák korszerűsítését, új típusú járművek beállítását, automatizált forgalomvezérlés, elektronikus jelző és biztosítóberendezések alkalmazását jelenti;
- különleges kötőtpályás, de nem az acélsín–acélkerék elvén alapuló rendszerek, mágneses lebegtetésű, légpárnás stb. vasutak bevezetésével.

A következő 4. táblázatba a világ legkorszerűbb vasútvonalainak fontosabb adatait foglalom össze:

#### 4. táblázat

Nagysebességű vasútvonalak adatai													
Vasút	Megnyitás éve	Vonal	Vonal-hossz, km	Üzem mód SZ=személy V=vegyes	Sebesség max., km/h	Tülemelés max., mm	Tülemelés hiány max., mm	Ívsugár min., m	Emelkedő max., ‰	Alépitmény %			Beton ágyazatú felép., %
										Földmű	Alagút	Híd	
JR	1964	Tokió–Oszaka (Tokaido Shinkansen)	515	SZ	220	180	60	2500	20	53	13	34	0
JR	1972	Oszaka–Okayama (Sanyo Shinkansen)	161	SZ	260	180	30	4000	15	6	36	58	5
JR	1975	Okayama–Hakata (Sanyo Shinkansen)	393	SZ	260	180	30	4000	15	13	57	30	69
FS	1977	Róma–Firenze (Direttissima)	236	V	250	125	120	3000	8,5	55	33	12	0
JR	1982	Tokió–Morioka (Tohoku Shinkansen)	496	SZ	260	155	45	4000	15	6	23	71	90
JR	1982	Omiya–Niigata (Joetsu Shinkansen)	270	SZ	260	155	45	4000	15	1	39	60	95
SNCF	1983	Paris–Lyon (TGV Délieet)	388	SZ	270	180	35	4000	35	99	0	1	0
DB	1987	Mannheim–Stuttgart (Neubaustrecke)	99	V	250	45	60	7000	12,5	65	30	5	2
DB	1988	Fulda–Würzburg (Neubaustrecke)	83	V	250	45	60	7000	12,5	49	41	10	6
SNCF	1990	Paris–Le Mans/Tours (TGV Atlantik)	278	SZ	300	150	27	6000	25	92	6	2	0
DB	1991	Hannover–Fulda (Neubaustrecke)	244	V	250	45	60	7000	12,5	55	36	9	0
RENFE	1992	Ciudad Real–Cordoba (Széles nyomtávolság)	104	V	250	150	115	3200	12,5	80	14	6	0
DB	1995	Köln–Rajna/Majna (Neubaustrecke)	220	V	300	180	130	3500	40	?	?	?	?
FS	Építés alatt	Milano–Bologna (Alta Velocita)	202	V	300	105	91	5417	18	62	0	38	?
FS		Bologna–Firenze (Alta Velocita)	90	V	300	105	91	5417	18	43	46	11	?
FS		Róma–Nápoly (Alta Velocita)	222	V	300	105	91	5417	18	55	3	42	?

A 4. táblázat adatainak megértéséhez:

tülemelés =  $m$  [mm] A körívben a külső és belső sinszál közötti magasságbeli különbség

$$m = 11,798 \frac{V^2}{R} - 152,905 \cdot a_0$$

$a_0$  [m/s<sup>2</sup>] – szabad oldalgyorsulás;

$V$  [km/h] – sebesség

$R$  [m] – körívsugár;

$152,905 \cdot a_0$  [mm] = tülemelés hiány.

### 3. Nagysebességű vasútvonalak

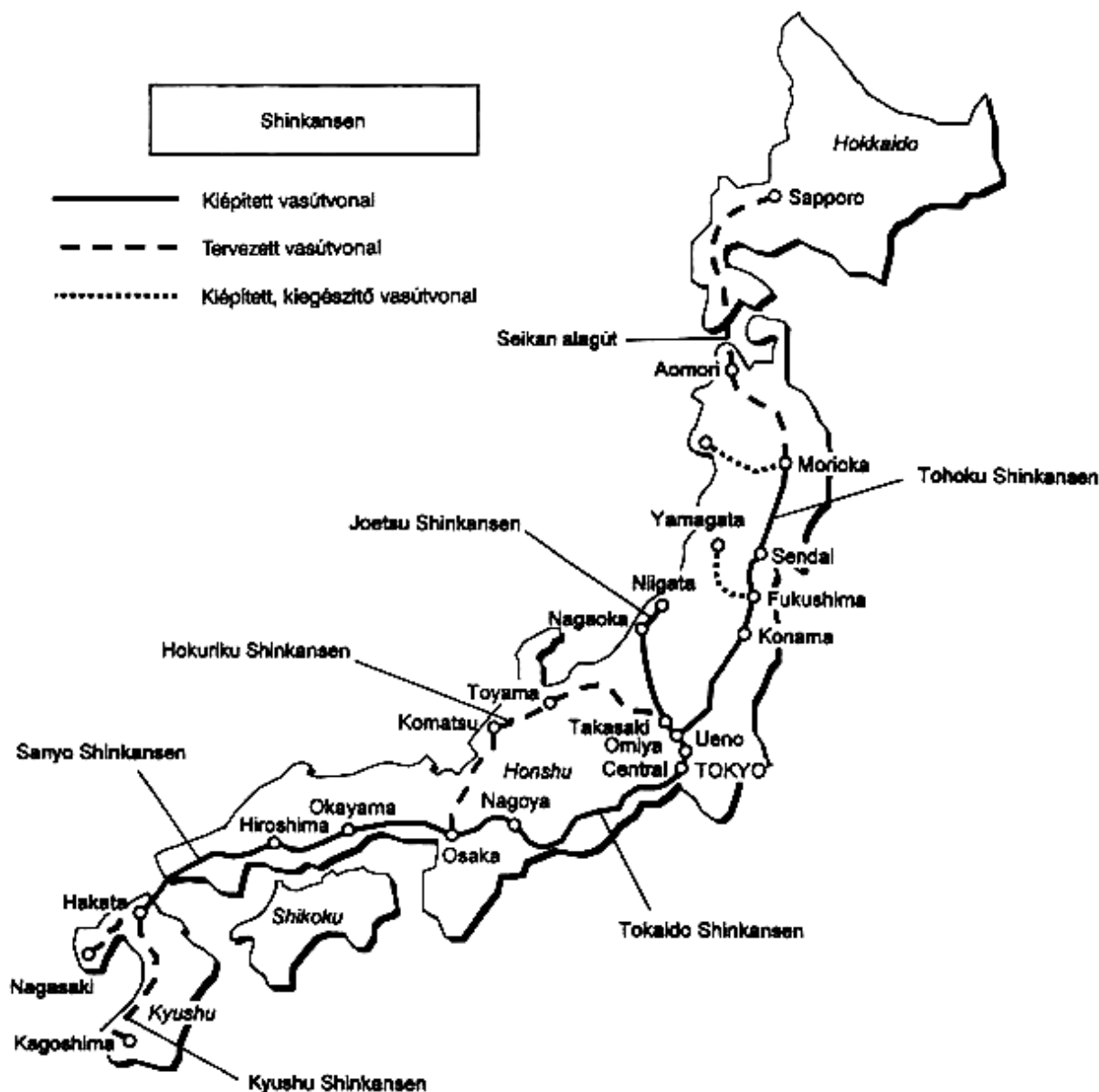
Csak személyforgalmú vasútvonalak:

*Japán* – 1964-ben a tokiói Olimpiai Játékokra adták át az Új–Tokaydo vonalat, amelyen a vonatok 210 km/h sebességgel közlekedtek. E vasútvonal üzembe helyezése miatt Japánt tekintjük a XX. század vasúti reneszánszának, a korszerű nagysebességű vasúti közlekedés megteremtőjének.

A Shinkansen (=expressz vasút) hálózatot eredetileg 7200 km hosszúra tervezték, amelyből 2230 km valósult meg (5. ábra). A vonatok 220–270 km/h sebességgel közlekednek.

A Shinkansen vonatok rövid idő alatt rendkívül népszerűvé váltak, a Tokaydo Shinkansen vonal vonatai 1964-től napjainkig több mint 2,5 milliárd utast szállítottak. A Shinkansen hálózat vasútvonalait felépítményi szempontból általánosan ismert anyagokból és technológiával építették meg. Azonban a nagy sebesség igénye és a zord terepviszonyok miatt a vonalvezetést igen nehéz műszaki feltételekkel lehetett csak megtervezni. A 4. táblázat adataiból látható, hogy míg a Tokaydo vonalnak még 53%-a földművön fekszik, addig a Sanyo és a Tohoku vonalban a földművön fekvő vonalrészek aránya már csak 6%, a Joetsu vonalban pedig 1%.

Ezek a mutatók azt jelzik, hogy a vonalvezetés lényegében már nem veszi figyelembe a terepadottságokat, a domborzati viszonyokat s azok mintegy a környező tereptől függetlenül, hidakon és alagutakban „lebegő” vasútvonalakká váltak.



5. ábra. Japán Shinkansen-hálózata

*Franciaország* – A világon a franciák voltak a másodikok a nagysebességű vasútsziszter megvalósításában, Európában elsőként építettek és helyeztek üzembe csak személyforgalmú célt szolgáló expresszvonalat. 1981-ben üzembe helyezték a TGV (Train à Grande Vitesse) első szakaszát.

A francia TGV hálózat üzemben lévő vonalai (5. táblázat):

5. táblázat

Vonal	Vonalszakasz	Vonalhossz , km	Építés kezdeté	Üzembe helyezés	Pályára eng. sebesség, km/h
TGV Sud-Est (Délkeleti)	1. St. Florentin-Lyon	538	1975	1981	300
	2. Paris- St. Florentin			1983	
	3. Lyon-Satolas			1992	
	4. Satolas-Valence			1994	
TGV Atlantique (Atlanti)	1. Paris-LeMans	282	1985	1989	300
	2. Courtalain-Tours			1990	
TGV Nord- Europe (Észak-erurópai)	1. Paris-Lille	333	1989	1993	300
	2. Lille-Calais			1993	
	3. Parisi összekötő vasút			1993	

A 6. táblázat a TGV vonatok 1998/99 menetrend szerinti adatait tartalmazza a nemzetközi összeköttetésekkel és az utazási sebességekkel.

6. táblázat. TGV vonatok az 1998/99. menetrend szerint

Vonal	Állomások	Távolság, km	Vonatpárok száma, fajtája	Utazási sebesség, km
TGV Sud-Est (Délkeleti)	Paris-Lyon	512	25 TGV	249
	Paris-Marseille	860	16 TGV	195
TGV Atlantique (Atlanti)	Paris-Tours	235	19 TGV	255
	Paris-Bordeaux	581	29 TGV	195
	Paris-Hendaye	816	16 TGV	156
	Paris-Calais	296	5 TGV, 4 Eurostar	214
Nemzetközi összeköttetések				
TGV Nord-Europe (Észak-erurópai)	Paris-London	494	26 Eurostar	170
	Paris-Brüsszel	312	16 Thalys	160
	Paris-Brüsszel-Köln	545	16 Thalys	135
	Paris-Amsterdam	554	20 Thalys	115

1981 óta a TGV szerelvények nyolc típusát fejlesztették ki: az első, 1981-ben üzembe helyezett TGV-PSE üzemi sebessége a Párizs–Lyon vonalon 270 km/h, míg a most kifejlesztés alatt álló TGV-NG egységet már 360 km/h sebességre tervezik.

Az utóbbi években a nyugat-európai nemzetközi expresszforgalom számára alakítják ki az Eurostar és a Thalys vonatokat. Ezeket az Európai Közösséget, valamint Norvégiát és Svájcot is magába foglaló, 12 560 km új építésű vonalból és 14 000 km korszerűsített vonalból álló hálózaton kívánják üzemeltetni. 1995-től Párizs–Brüsszel–London között, a Csatornaalagúton át közlekednek az Eurostar szerelvények, míg a Thalys szerelvények 1996 óta Párizs–Brüsszel–Köln (Amsterdam) között bonyolítják le az expresszforgalmat. Mindkét vonatfajta bevezetését a franciák kezdeményezték. A francia nagysebességű vasúthálózat

---

vonavezetése, a vonalak kizárólagosan nagysebességű személyforgalmi jellege miatt számos érdekességet mutat.

Szembetűnő, hogy a vonalak mértékadó emelkedője  $e=35\%$ , ami csak a különleges villamos motorvonat üzem esetén valósítható meg, s e vonalak tehervonatok által nem is lennének járhatók.

Ezekon a vonalakon a franciák a szokásos felépítményt – UIC 60 sínrendszert, kétblokkos betonalt, NABLA szorítólemezes sínleerősítéseket alkalmaztak.

#### **4. A nagysebességű vegyesforgalmú európai vasutak**

*Németország* – A sebesség emelésére irányuló legkorábbi törekvések Európában a német vasutak nevéhez fűződnek. Egy Siemens–Halske gyártmányú villamos motorkocsi a Porosz Államvasutaknál 1903-ban kísérleti futás során 210,2 km/h sebességet ért el, s ugyancsak német siker volt 1932-ben a sínzeppelinnel elért 200 km/h-t meghaladó sebesség. 1965-ben E103 sorozatú villamos mozdonnyal vontatott vonatok München és Augsburg között menetrendszerűen 200 km/h sebességgel közlekedtek. 1988-ban az ICE szerelvény 406,9 km/h-s sebességrekordot ért el:

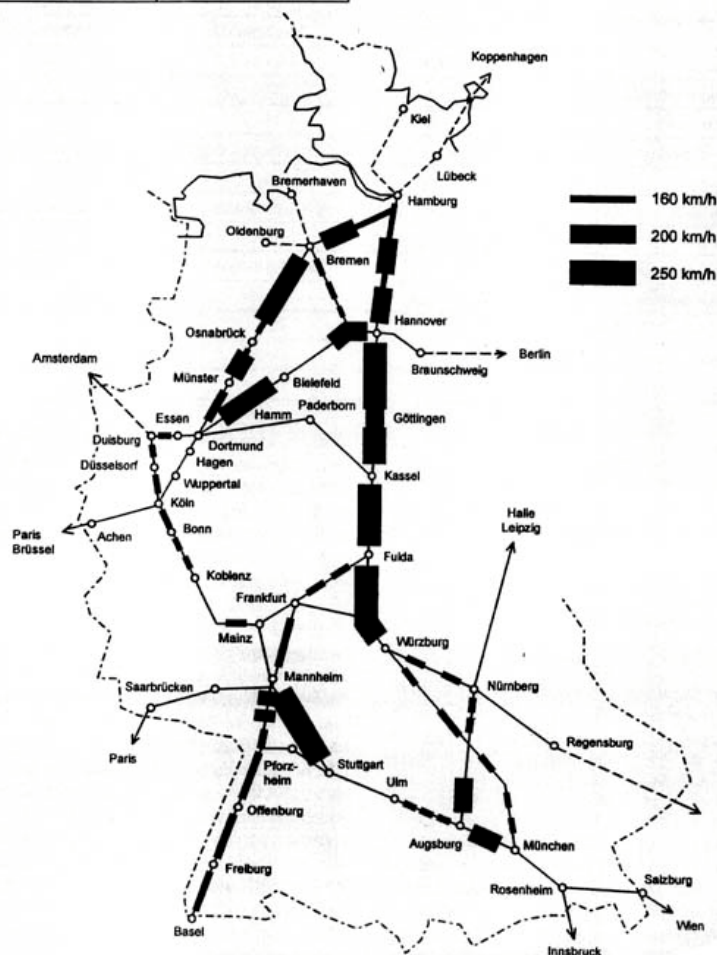
A DB az elért eredményekre támaszkodva nagyszabású pálya és járműfejlesztésbe kezdett: a legfontosabb vasúti fővonalakat vagy korszerűsítette, felújította és így 200 km/h sebességre alkalmas vonalakat (Ausbastrecke) hozott létre, vagy egyes szakaszokon teljesen új pályákat (Neubaustrecke) épített 250 km/h sebességre.

A pályával párhuzamosan indult meg az InterCity Express (ICE) rendszer kialakítása, a szükséges legkorszerűbb járművek, egységes, magas komfortszintet biztosító szerelvények beszerzése.

A 6. ábra az első nagysebességű német fővonalakat mutatja be:

Nagysebességű vonatok a német hálózaton  
az 1998/99. évi menetrend alapján

Vonatfajta	Vonatpárok száma naponként
EC EuroCity	57
ICE InterCityExpress	106
IC InterCity	91
CIS Cisalpino	2
CNL CityNightLine	3
EN EuroNight	6
ICN InterCityNight	2
IR InterRegio	241
Thalys	7



6. ábra. Az első nagysebességű német fővonalak

Olaszország – Olaszország első nagysebességű vasútvonala a Róma és Firenze közötti pálya, Direttissima néven. Átépítése után 54 km-rel lett rövidebb a korábbi pályánál. A 260 km hosszú, új pályán az előnyösebb vonalvezetés érdekében 53 völgyhidat építettek 27,5 km összhosszúságban, a Paglia-híd Európa leghosszabb vasúti hídja lett, 5373 m-rel. 60 alagút épült, a vonalnak csaknem a fele hidakon, átereszekon és alagutakon vezet. Pályaszintbeni útkereszteződés nincs, a vonalat kerítés zárja el a környezetétől. A pályán a legnagyobb emelkedő 8,5%-os. A legkisebb körívsugár  $R = 3000$  m, harmadfokú parabola átmenetiveket, 125 mm legnagyobb túlemelkedést alkalmaznak, a vonalvezetést 250 km/h sebességre építették ki. Figyelemre méltó, hogy a Direttissima pályájának 50%-a fekszik földmunkán, 31%-a alagútban és 19%-a hidakon. A felépítmény UIC 60-as sínekből, 2,60 és 2,30(!) m hosszú feszített betonaljakkból, Pandrol-sínleerősítésekéből áll. A legfontosabb állomásokon 3 000 m sugarú, mozgó keresztezés, kitérő irányban 160 km/h sebességgel járható 1:45 hajlású, UIC60-as sínrendszerű kitérőket építenek be.



A korszerű ETR450 jelű motorvonatok a pálya körívsugarától függően az ívben bedőlnek, így a pályán eredetileg engedélyezett sebességet 20%-al túllépték, azaz pl. a 200 km/h sebességre kiépített pályán 250 km/h sebességgel haladhatnak.

*Nagy-Britannia* – A vasút őshazája, ahol már közel száz évvel ezelőtt megközelítették a 200 km/h sebességet gőzmozdonnyal vontatott vonattal.

A BR a nagyvárosok közti IC vonatok bevezetésében szép eredményeket ért el. 1966-ban London–Manchester/Liverpool, majd London–York–Edinburgh között 160 km/h sebességgel közlekedő IC vonatokat helyeztek üzembe dízelvontatással. A HST (High Speed Train) elnevezésű, ugyancsak dízelüzemű gyorsvonatok 1976 óta 200 km/h sebességgel London és Dél-Wales között közlekednek. A London–Edinburgh közötti 650 km hosszú vonalat később villamosították s a HST szerelvényekkel 1978-ban 4,5 óra menetidőt értek el (145 km/h), majd 1989-ben menetrendbeli sebesség 225 km/h-ra nőtt.

A La-Manche csatorna alatti alagút megépítése forradalmasította a szigetország és a kontinens közti kapcsolatokat: a London–Párizs közti menetidő szárnyashajós átszállítással 5 óra 40 perc, ez a csatornaalagúton át közvetlen Eurostar vonattal 2 óra 54 percre csökkent.

Csatorna-alagút a Brit szigetek és a kontinens között

Az egységes európai nagysebességű vasúti közlekedési rendszer szempontjából a La Manche csatorna alatti Európa-alagút megépülése történelmi mérföldkő. Ezzel egy régi európai álm valósult meg és általa Nagy Britannia közelebb került a kontinenshez.

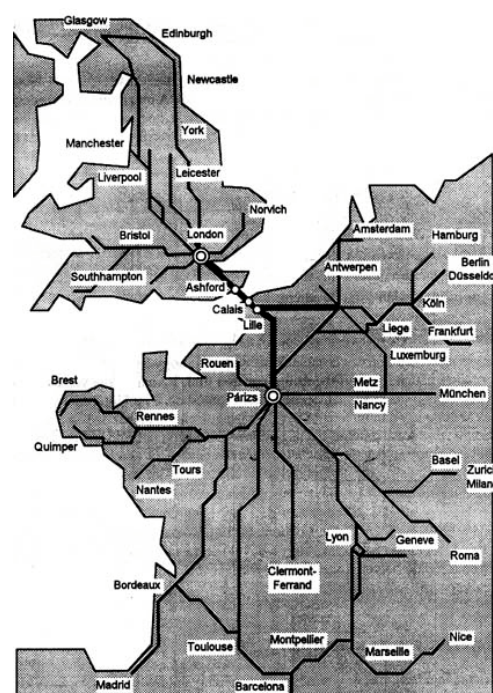
1994. május 6-án a tervezett program szerint megindult a vasúti közlekedés a csatorna alatt.

Az autókat szállító tehervonatok az eddigi olcsó, de többórás, az időjárás szeszélyétől gyakran kedvezőtlenül befolyásolt tengeri útjuk helyett, az alagút francia és brit oldalán kialakított terminálok között immár 35 perc alatt tehetik meg az utat. Az ingavonatok partra érkezése után

a vasúti szerelvényekről legördülő autók azonnal folytatják útjukat az autópályákon. A vasúti járműveken 4,2 m magas és 2,6 m szélességű járművek szállíthatók.

*Spanyolország* – A nagykiterjedésű Spanyolország 12.600 km széles (1668 mm) nyomtávolságú vasúthálózata és annak üze me általában nem korszerű, de az utóbbi évtizedben megindult jelentős fejlesztések miatt mégis említést érdemel.

Az egyik fejlődési irány a széles és a határos franciaországi normál nyomtávolság különbözőségéből adódó nehézségek leküzdésében jelentkezik. A spanyol vasutak fejlesztésének másik iránya a nagysebességű vonalak kialakítására vonatkozó törekvés. Az első ilyen, 250 km/h sebességre tervezett és az 1992. évi sevillai világkiállításra üzembe helyezett vonal a Madrid–Codrova–Sevilla vonal, amely már nem széles, hanem 1435 mm nyomtávolsággal épült ki. A vonalon 300 km/h sebességre alkalmas AVE (Alta Velocidad Espanolas) villamos motorvonatok menetrend szerint 209 km/h utazási sebességgel közlekednek.



7. ábra

---

Az ugyanabban az évben megrendezett barcelonai olimpiai játékok alkalmából adták át a forgalomnak a Madrid–Zaragoza–Barcelona közötti, 200 km/h sebességre kiépített korszerű vonalat.

A RENFE távlati terveiben szerepel a széles nyomtávolságnak az egész hálózaton a normál nyomtávolságra való átállítása, s így az európai vasúthálózattal való közvetlen kapcsolat megvalósítása.

A nagy európai városok közelebb kerültek egymáshoz a csatorna alagút megépítésével és üzembe helyezésével, amelyen a Thalys szerelvények több mint 300 km/h sebességgel közlekednek. A 7. ábra a Nyugat-európai nagysebességű vasúthálózatot mutatja be.

Nyugat-Európában a már folyamatosan közlekedő nagysebességű vonatokkal (TGV – francia, ICE – német, AVE – spanyol, ETR500 – olasz, X-2000 – svéd, IC3 – német, TALGO, THALYS – francia-belga) jelentősen lerövidült a szárazföldi utazások menetideje.

Egy pár példa:

London – Brüsszel	2 óra 40 perc
London – Párizs	3 óra
Párizs – Köln	2 óra 55 perc
Torino – Lyon	1 óra 20 perc
Miláno – Lyon	2 óra 40 perc
Párizs – Lille	1 óra 20 perc
Köln – Brüsszel	1 óra 40 perc

A következőkben 1995-ös adatokkal szeretném a csatornaalagút kihasználtságát bemutatni.

1995-ben összesen 1 millió 203 ezer kisebb személyszállító járművet és közel 24 ezer autóbust szállítottak át a La Manche csatorna alatti alagúton a különleges kialakítású vonat-szerelvények, az ún. Shuttle vonatok.

8200 személyszállító expresszvonat vitte az utasokat Londonból Brüsszelbe, Párizsba és vissza az alagúton át.

1995 novemberében 48,3 ezer, decemberében 41,8 ezer kamion gördült fel az alagúti vasúti teherkocsikra, és kelt át környezetkárosító égéstermékek kibocsátása nélkül a szigetországba, illetve a kontinensre.

Az első évben 1994. májusától az év végéig 3 millió, 1995-ben pedig több mint 5 millió utas vette igénybe az alagúti szolgáltatásokat.

---

## 5. Nagysebességű vasúti közlekedés járművei

A francia nagysebességű vonat a TGV. A TGV Atlantic 1990 májusában felállította a sebességi világrekordot 515,3 km/h. A TGV Atlantic nagysebességű villamos motorvonat főbb adatai:

- 3 fázisú szinkron motoros hajtás;
- a motorvonat teljesítménye: 8 800 kW (12 000 LE);
- tömege 625,6 Mp (17 Mp/tengely).

Egy szerelvény 10 kocsiból és 2 db vontatójárműből áll, a hossza 281,9 m. Megengedett legnagyobb sebesség 300 km/h.

- teljesen önműködő szerelvénykapcsolás;
- villamos fékellenállás, a max. fékerő 3/4-ét dinamikus fékhatás adja;
- ülések száma: 116 db. első osztályú kocsiban; pneumatikusan elfordítható és dönthető ülések, bársony ülészet;
- 369 db. másodosztályú kocsiban; elfordítható és dönthető ülések, textil ülésbevonattal;
- a folyosók ajtó nélküliek, légkondicionáltak. Családok részére elkülönített termék, mozgássérülteknek külön termék, sokoldalú éttermi kiszolgáló egység. Telefon, mikrohullámú elektronikus hálózat, beépített TV és video képernyők, laptop csatlakozás, zárt, vákuumos környezetkímélő WC rendszer.

1995 óta a TGV–NG szerelvények 350 km/h menetrendi sebességre alkalmasak.

A Japán Shinkansen szerelvényeiben két hajtómű között 16 kocsi van. Ezek közül 13 átlagos, kettő pedig luxus igényekre készült. A szerelvény 16. kocsija egy kétszintes étkezőkocsi. A kocsik ülései a mindenkorai menetiránynak megfelelően elfordíthatók.

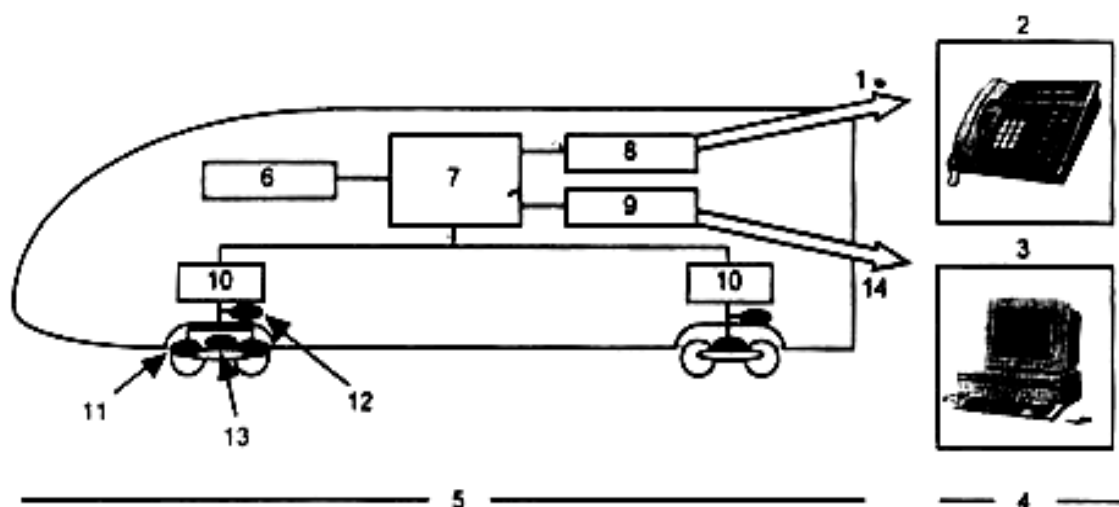
Az utasokat központilag vezérelt monitorok tájékoztatják a vonat sebességéről, mindenkorai tartózkodási helyéről, a legközelebbi állomásról, a csatlakozási lehetőségekről, az étkezőkocsi szolgáltatásáról és az ottani ülőhelyek foglaltságáról. Az utasok igény szerint rádiót hallgathatnak, filmet nézhetnek. Japánban az utazás kényelmének növelése érdekében, főként az ívekben fellépő rosszulletek, émelygések megelőzésére, billenőszekrényes szerelvényeket építettek ki. Ezekben az oldal és függőleges irányú felfüggesztéseket számítógépekkel úgy ellenőrzik, illetve vezérlik, hogy az utasok már említett fizikai és agybeli reakcióit kiküszöböljék.

A járművek saját tömegét az eddigieknek mintegy felére tervezik csökkenteni.

A vonaton elhelyezett számítógépbe a pályával és a vonattal kapcsolatos összes adatot betáplálják. Ezeket a számítógép az utasítások kiadása előtt összehasonlítja a tényleges adatokkal, majd a működtető szerkezetek közvetítésével vezérli a tengelyek beállítását és az ívben a szekrény döntését. Vészhelyzetben mágneses sínfék állítja meg a szerelvényt.

A japán JR West társaság WIN350 nagysebességű villamos motorvonatának adatátviteli és vonatellenőrzési (TAS) rendszere (8. ábra):

A japán vasúti járműgyártó ipar közben valósággal elkényezteti az utasokat. Bár az átlagos menetsebesség szempontjából a franciák 250 km/h sebességével szemben a japánok második helyre szorultak 230,4 km/h sebességgel, a pontosság szempontjából azonban egy ad hoc bizottság 1996-ban a japán vasutakat minősítette világrekordernek.



**A Japán JR West társaság WIN 350 nagysebességű villamos motorvonatának adatátviteli- és vonatellenőrzési (TAS) rendszere**

1. Rendszerbe kapcsolt adatátvitel, 2. Vonatirányító központ, 3. Adatfeldolgozó- és értékelő központ,
4. A pálya adatait érzékelő elektronika, 5. Járműfedélzeti berendezések, 6. Fedélzeti számítógép képernyője,
7. Fedélzeti számítógép rendszer, 8. Elektronikus adatátvitel a vonatirányítás felé, 9. Adatátvitel az adatfeldolgozó központ és javító üzem felé, 10. Elektronikus érzékelők, adatgyűjtők a hajtómű felől,
11. A kerékpárral kapcsolatos (gyorsulás) érzékelők, 12. A kocsiszekrényrel kapcsolatos gyorsulás érzékelők, 13. A forgóvázal kapcsolatos gyorsulás érzékelők, 14. Nem rendszerbe kapcsolt adatrögzítés

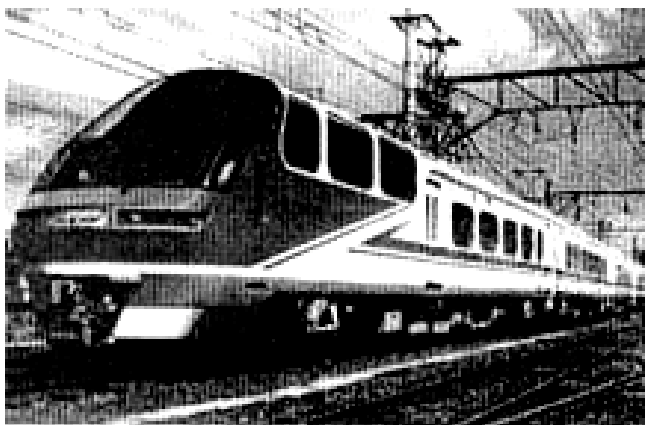
8. ábra

Soroljunk fel egy pár kiemelkedő megvalósítást: 1993-ban a nagysebességű Star21-es motorvonat ultramodern formatervezéssel a jelenleg ismert legmodernebb áramszerzőkkel a Kelet-Japán Vasúttársaság vonalain 425 km/h csúcsebességet ért el, menetrendszerű sebessége 300 km/h. A Tokió–Yamagata vonalon a Shinkansen 300-as, majd Shinkansen 300X motorvonatok után 1995-ben Shinkansen 400-as sorozatú szerelvények menetrendszerű sebessége ugyancsak 300 km/h.

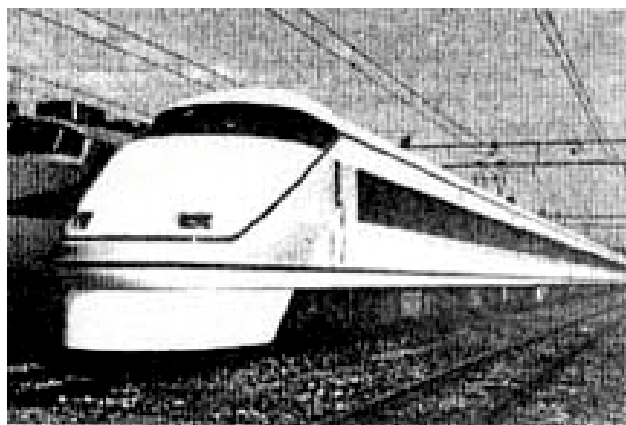
A Tokió–Hakata vonalon JR West Vasúttársaság új Shinkansen vonatai 1996-tól, 300 km/h maximális sebességgel közlekednek és az 1070 km távolságot kevesebb mint öt óra alatt teszik meg.

A Shinkansen 300X sorozatú motorvonat tartja a japán sebességi rekordot 443 km/h-val.

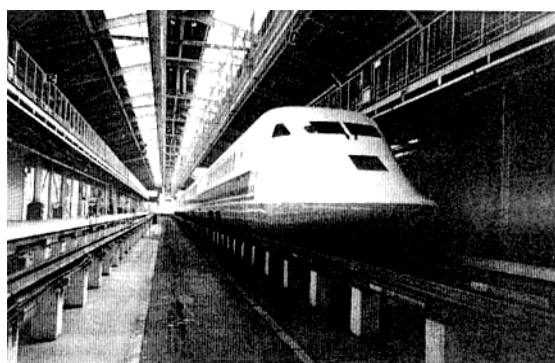
A 9. ábrán japán villamos motorvonatokat látunk.



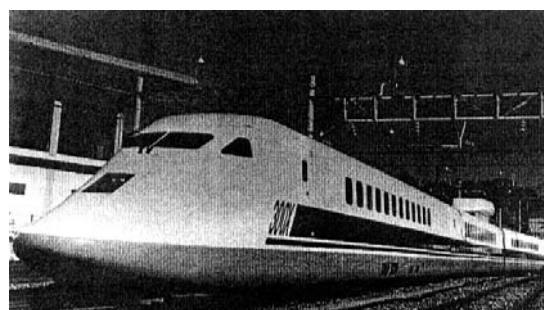
a). A japán Nagoya vasút 1000-es sorozatú Panoráma Szuper Express villamos motorvonata



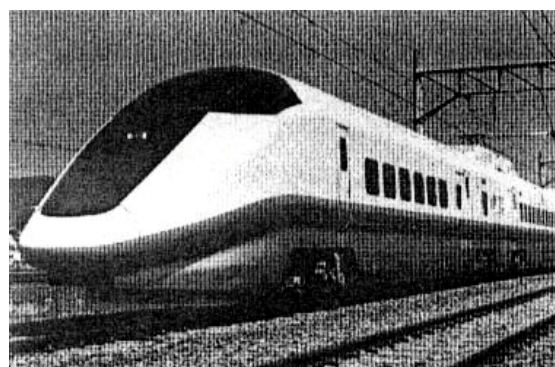
b). A japán Tobu Vasút 100-as sorozatú villamos motorvonata



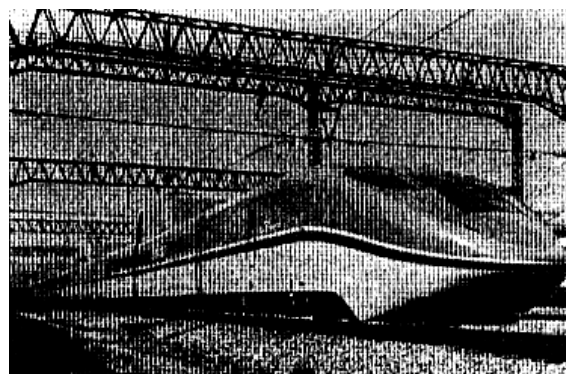
c). A JR Central Vasúttársaság Shinkansen 300X sorozatú motorvonata a Hamamatsu Járműjavítóban



d). A Japán Központi Vasúttársaság (JR Central) 300X sorozatú nagysebességű járműve már a jövő évszázad igényeire készült



e). A japán E3-as nagysebességű villamos motorvonat



f). A japán nagysebességű vonatok egyik legújabb típusa a WIN350, amelyen az áramszedőket speciális szélterelő védik

## 9. ábra

Németország – Az 1991-ben forgalomba állított Inter City Expresszt (ICE) tartják a jövő nagysebességű vasúti alapjárművének. A 310 km/h sebességgel végzett próbamentek óta 250 km/h üzemi sebességgel közlekedhetnek, ami késés esetén 280 km/h-ig növelhető.

Minden szerelvény két hajtóműből, négy első osztályú, egy étkező, egy különleges fülke-elrendezésű szolgálati kocsiból, és két másodosztályú kocsiból áll.

1997-től az ICE-2 szerelvények is megjelentek.

Az ICE-1 hajtóművébe beépített váltakozó áramú aszinkron motorok tartósan 9600 kW teljesítmény kifejtésére képesek. A fékezésnél a motorok visszatáplálják az energiát a felső vezetékbe. A számítógéppel vezérelt tárcsafélék a 20 Mp tengelyterhelésű hajtóművekben és a mágneses sínfékek a közbenső kocsikon teljes biztonságot nyújtanak.

A 160 km/h-nál nagyobb sebességnél már egyetlen vonatvezető sem vezethet csak a látási viszonyok alapján. 250–280 km/h sebességnél az ICE fékútjának hossza 4820 m, tehát a vonatvezetőnek tudnia kell, hogy a jelzőberendezés előtt fékeznie kell vagy sem. Ebben az esetben is az elektronika segít a szakembernek.

A 7. táblázat az ICE, TGV-Atlantic, a repülőgép és a közúti személyszállító járművek kényelmi szintjét szemlélteti.

**7. táblázat**

		ülések közötti tér	ülések szélessége
ICE	Első osztály	1,144 mm	500 mm
	Másodosztály	1,025 mm	480 mm
TGV-A	Első osztály	950 mm	450 mm
	Másod osztály	850 mm	
Repülőgép	Első osztály	916-1,118 mm	466 mm
	Másodosztály	788-864 mm	460 mm
Közúti személy szállító jármű		830 mm	440 mm



A 10. ábra az ICE2 vonat-  
tatóegységét mutatja be.

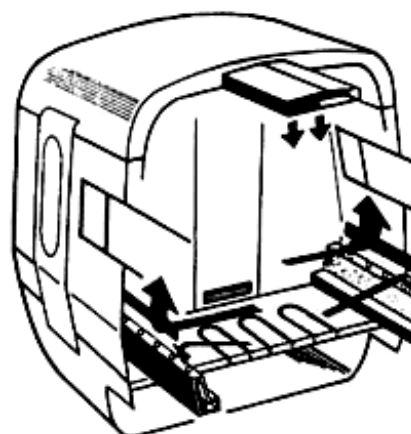
A 11. ábra pedig az ICE vonatokon a légkondicionálás megoldását mutatja be, amelyet mikroproceszorok vezérelnek és a legkisebb meghibásodást az adatviteli láncon keresztül jelzik a személyzetnek.

Az ICE2 vonatok tengelyterhelése 15 Mp, így lehetővé válik, hogy a TGV, vagy akár az Eurostar és a svájci 17 Mp tengelyterhelésű vonalakra is átjárjanak. Az ICE2 vonatok kocsijának tömege 5 tonnával kevesebb az ICE1 szerelvények tömegénél.

Elektronikus utasinformációs rendszerével, számítógép-csatlakozási lehetőségével, video szolgáltatásaival is népszerű az utasok körében. Terveznek egy 350 km/h sebességre alkalmas, halkabb járású és takarékosabb ICE 2.1 típust. Ez a típus 30%-al kevesebb energiát fogyaszt majd a 350 km/h sebesség ellenére.



10. ábra



11. ábra

Az ICE3 vontatóműveinek vezetőállását (hajtóművét) 1996 novemberi németországi Inno-Trans '96 kiállításon mutatták be először (12. ábra).



12. ábra

A nagysebességű vonatokon a kényelem elsőrendű kérdés, éppen ezért a TGV, Talgo AVE, X2000, IC-3. Shinkansen az IC-225, ETR450 stb. többségének ülései a 13. ábrán látható ICE vonat üléséhez hasonlóan megfelelő helyzetbe állítható.



13. ábra

## 6. Utószó

Ennek az összefoglalásnak a nagysebességű vasúti közlekedésről az volt a fő célja, hogy megismertessem az olvasót a vasúti közlekedés terén elért kiváló eredményekkel és kedvet csináljak egy kis vonatozásra. Sajnos ez a műszaki ismertető tanulmány egy olyan országban jelenik majd meg, amelyik időben és térben beláthatatlan távolságra van az itt bemutatott megvalósításoktól.

Olyan hatást válthat ki ez a cikk, mint egy éhes embernek bemutatott bőségesen és gyönyörűen megterített asztal, amelyet miután megcsodáltatták, gyorsan tovább is viszik. Mint vasútépítéssel és fejlesztéssel foglalkozó szakember nem mernék jóslatokba bocsátkozni, hogy itt a Kárpát-medencében és közelebb, Romániában mikor fogunk mi és egyáltalán fogunk-e a bemutatott feltételekhez hasonlóan közlekedni?!

Ilyen műszaki megvalósítások mögött évtizedek kutató és fejlesztő munkája van olyan műszaki, tudományos és anyagi háttér, amit nálunk egyelőre lehetetlen biztosítani.

Már azt is eredménynek tartom, hogy megismerjük ezt a rendszert, kétségtelen előnyeit és rádöbbenjünk arra, hogy ha nem teszünk valamit ez irányban, köztünk és a fejlett országok között a különbségek egyre nőnek és lassan Európa nagy kiterjedésű vasúti múzeumává válhatunk. Ezt elkerülni a legfontosabb feladat.

### Könyvészet

- 1] Id. Dr. HORVÁTH Ferenc (szerkesztő): *Vasútfelépítés és pályafenntartás*, I., II. kötet, MÁV Rt. Budapest 1999.
- 2] OROSZ Károly: *Vasutak a sebesség és környezetvédelem vonzásában*, MÁV Rt. Budapest 1998.
- 3] Dr. MAGYARI Jenő: *Vasútépítéstan*, KÖZDOK, Budapest 1991.
- 4] Dr. GAJÁRI József: *Vasútépítéstan I.*, Tankönyvkiadó, Budapest 1983.
- 5] Dr. HORVÁTH Attila–Dr. KERKÁPOLY Endre–Dr. MEGYERI Jenő: *Különleges vasutak*, Műszaki Könyvkiadó, Budapest 1978.
- 6] Dr. KÖLLŐ Gábor: *A klasszikus vasút jövője*, Műszaki Szemle, I. évfolyam 1–2 szám, 1998, Kolozsvár.
- 7] Dr. KÖLLŐ Gábor: *Nagysebességű vasút és a környezetvédelem*, Műszaki Szemle, 7–8 szám, 1999, Kolozsvár.



---

## Felhőkarcolók – Hogyan tovább?

Dr. Lenkei Péter, egyetemi tanár  
Pécsi Tudományegyetem, Építőmérnöki Szak

*Mottó 1:* A szupermagas (100+ emeletes) épületek a XX. század nagy vívmányai.

*Mottó 2:* Nincs olyan épület, amelyet ne lehetne lerombolni.

### A. Tézisek

1. A helyzet 2001. szeptember 11. után. A CTBUH. A média és a nyilatkozatok. Források és személyes vélemény. (A szakma nem felhőkarcolókról, hanem magasépületekről beszél.)
2. A baleset, a háborús cselekmény és az öngyilkos terrorizmus.
3. A szabályzatok békeidőben eddig csak balesetekre vonatkoztak.
4. Híres repülőgépbalesetek – épületekbe ütközések.
5. Miért van létjogosultsága a magasépületeknek?
6. A magasépületek osztályozása.
7. A magasépületek története az Egyesült Államokban.
8. A városképből kiemelkedő jelkép épületek és a terrorista veszély.
9. A WTC lerombolásának szakmai vizsgálata.
10. A szerencsétlenség politikai és szakmai okai.
11. Miben hozott újat a WTC szerkezete?
12. A jelkép WTC épület mestermű volt, a szerkezet az előírásoknak megfelelt.
13. A szupermagasépületek „hagyományos” szerkezete a 20. század végén.
14. Milyen „új” variációkat dolgoztak ki a „hagyományos” szerkezetre.
15. Fognak-e épülni újabb szupermagasépületek, és ha igen milyenek?
16. Milyen változások várhatóak az előírások alapelveiben?
17. Milyen különösen veszélyeztetett létesítményekre fognak ezek a változások vonatkozni?
18. Néhány várható konkrét tartószerkezeti előírás-változás.
19. Néhány várható tűzvédelmi előírás-változás.
20. Javaslatok a repülésirányítás területén.
21. Várható változások az újonnan tervezett magasépületekben.
22. Várható változások a meglévő magasépületekben.
23. Mi legyen a WTC-vel?

### B- Tartószerkezeti és (részben) tűzvédelmi tanulságok

---

## 1. Bevezetés

A New York-i Világkereskedelmi központ (továbbiakban WTC) egységes építészeti és tartószerkezeti koncepció alapján tervezett és kivitelezett épület volt. Az egyik fő szempont a súly csökkentése volt, ennek érdekében a függőleges és vízszintes tartószerkezeteknél az anyagot a lehető legegyszerűsebben osztották el (sűrű és könnyű oszlopok és rácsos födém tartók), az acélfelhasználást csökkentették  $44,5 \text{ kg/m}^2$ -re, valamint viszonylag vékony szőrt könnyűbeton tűzálló burkolatokat alkalmaztak.

A WTC lerombolása után azonban sok kérdést újra át kell gondolni. A szerkezetépítő mérnökök azok között vannak, akiket ez az újragondolás a legjobban érint. Ebben a rövid összefoglalásban csak az a cél, hogy felvázoljuk néhány felmerült kérdés helyzetét, hiszen a dr. W. G. Corley által vezetett bizottság hivatalos szakmai jelentése csak 2002. április közepére, ezen összefoglaló leadása után készül el.

A megoldásokat természetesen csak hosszú és alapos viták után lehet megfogalmazni. Ezekben a vitákban a biztonság mellett a gazdaságosság és a közvélemény alakulása is fontos szerepet játszik és fog játszani, de a két utóbbival egyelőre nem foglalkozhatunk. Hangsúlyozni kell, hogy a továbbiakban kifejtett elképzelések főleg a szerző magánvéleményét tükrözik noha több, már rendelkezésre álló forrás támasztja alá.

A biztonság kérdése magában is nagyon összetett. Itt csak a tartószerkezetek biztonságával és kis részben a tűzvédelem biztonságával foglalkozunk.

## 2. „A veszély forgatókönyvei”

A „veszély forgatókönyvének/forgatókönyveinek” (továbbiakban hazard scénárió) első kérdése: milyen scénárió(ka)t kell ill. lehet figyelembe venni, azaz milyen és mekkora terrorista hatás érheti ezeket az épületeket.

A második kérdés: mekkora ezen scénárió(k) létrejöttének a valószínűsége(i).

A harmadik kérdés: milyenek lesznek a veszteségek az elfogadott scénárió(k) esetében.

Ha meg tudjuk válaszolni ezeket a kérdéseket, akkor ki tudjuk számítani az elfogadott scénárióval/scenáriókkal járó kockázato(ka)t és össze tudjuk hasonlítani az illetékes hatóságok, a közvélemény, a befektetők és felhasználók által elfogadott kockázattal/kockázatokkal.

A becsülhető közös vélemény alapja az a tény, hogy valamilyen terrorista támadást figyelembe kell venni. Azonban jelenleg még nincs egyetértés a támadás nagyságában, ez olyan súlyos lehet mint a WTC esetében volt, vagy enyhébb.

Sokak szerint a terrorista támadások valószínűségét adminisztratív eszközökkel is jelentős mértékben lehetne csökkenteni (pl. hatékony és új légiforgalmi szabályok bevezetésével, utasellenőrzéssel, a terrorista szándékok jobb felderítésével, minden gépen biztonsági személyzet alkalmazásával). Ezeknek az adminisztratív eszközöknek a szigorúságát a nemzetközi politikai helyzettől ill. a felderítési jelzésektől lehetne függővé tenni. Nem lehet azonban kétséges, hogy az adminisztratív rendszabályok sokak érdekeit sérthetik és tartós fenntartásuk ellenőrzési nehézségekbe ütközik.

A valószínűségeket nem lehet a szokásos eszközökkel meghatározni, hiszen remélhetőleg nem lesz sok ilyen eset, azaz nem lesz a valószínűség meghatározásához elegendő adat. Ilyenkor az ún. „intelligens becslést” (educated guess) lehet alkalmazni az első érték meghatározására.

---

Ha meghatározható(ak) a hazard scénárió(k) és a létrejövétel valószínűsége(i) , akkor a lehetséges károkat kell számba venni. Ezek a károk meglévő épületnél a még sérült vagy tönkrement tartószerkezetekre, az épületszerkezetekre, a funkcióval kapcsolatos berendezésekre és infrastruktúrára, a veszélyeztetett személyekre valamint a funkció megszűnésével kapcsolatos veszteségekre vonatkoznak. Új épületnél a tervezés során több tartószerkezeti megoldás jöhet szóba és a károk mértéke is ezzel összefüggésben különböző lehet.

Az elfogadott kockázat függeni fog az épület helyétől (ország, város, városrész), a célba vehető magasépületek vagy más potenciális célok közelségétől, a nagy forgalmú repülőterektől való távolságtól, a légijáratok sűrűségétől, stb.

### **3. Meglévő és új épületek**

Már eddig is különbséget tettünk a meglévő és az új épületek között, most azonban egy másik megközelítésben vizsgáljuk a különbségeket. Az új épületekre vonatkozóan ugyanis a feltételek nagyon szigorúak lehetnek. A tervezés során kialakítható egy sokkal kevésbé sérülékeny szerkezet, a költségek természetesen itt is az eddig elfogadottnál magasabbak lesznek.

A nagy kérdés: mi lesz, mi legyen a meglévő épületekkel, hogyan fognak megfelelni a szigorúbb követelményeknek? Egy új épületet a költségek viszonylag nem túlzott növelésével lehet nagyobb teljesítő képességűvé tenni, viszont ez egy meglévő épületnél sokkal drágábban megvalósítható, sok esetben egyenesen lehetetlen. Lehet az elfogadott kockázat magasabb ezekben az esetekben? A válasz lehet igen, ha ezt ellentételezik, például alacsonyabb bérleti díjjal, jobb szolgáltatásokkal, stb.

### **4. Tanulságok a tartószerkezetek biztonságáról**

A WTC lerombolásának tartószerkezeti tanulságai közül hármat kívánunk kiemelni.

Az *első* az úgy nevezett „elosztott anyag” elvével kapcsolatos. Ez az elv kimondja, hogy az anyagot a gazdaságosság és a súly csökkentése céljából minél jobban el kell osztani, ott kell alkalmazni, ahol szükség van rá és lehetőleg könnyű ill. könnyített szerkezeteket kívánatos kialakítani. Ez az elv a magasépületeknél több szempontból különösen fontos szempontot (alapozás és felmenő szerkezetek méretei, földrengés, stb.), az összsúly és össztömeg csökkentését célozza.

Most viszont kiderült, hogy a magasépületeknek robusztusoknak kell lenni, hogy egy nagy terrorista támadásnak ellent tudjanak állni. Következésképpen az anyagot nem elosztani, hanem koncentrálni kell.

A *második* tanulság a külső héjat és a belső magot alkotó tartószerkezetek biztonságos összekapcsolására vonatkozik. Ez szintén a robusztusság követelményével van összhangban.

A *harmadik* tanulság a progresszív tönkremenetellel kapcsolatos. A födémek progresszív tönkremenetelét meg kell akadályozni 5-6 szintenként nagyobb szilárdságú födémek beiktatásával.

---

## 5. Tanulságok a tűzvédelem biztonságáról

A WTC esete a tűzállóság és a tűzvédelmi megoldások biztonság több gyenge pontjára hívta fel a figyelmet. Ezek közül a következőket említjük meg:

- a tűzállóságot biztosító bevonatoknak kellően biztonságosaknak kell lenni és gondos karbantartásukkal ezt a képességüket meg kell őrizni;
- a hegesztések tűzállósága nem lehet kisebb az összekapcsolandó acélszerkezetek tűzállóságánál;
- a menekülő útvonalaknak nagyobb kapacitásúaknak kell lenni, és masszív szerkezetekkel kell őket elhatárolni az épület légterétől;
- a levezető menekülő útvonalakat el kell választani a tűzoltók felvezető útvonalaitól;
- a tűzállósági előírásokat és a tűzoltási technológiákat a nagyobb tűzterhelésekhez és a magasabb hőmérsékletekhez kell igazítani;
- az előírt oltóvíz-mennyiségeket növelni kell nagy mértékben.

## 6. Következtetések, előnyös tartószerkezeti megoldások

Több, a magasépületek tervezésével foglalkozó mérnök véleménye szerint a Kuala Lumpur-i Petronas ikertornyok tartószerkezetei megfelelnek a 4. pontban részletezett követelményeknek, ha vasbeton szerkezet alkalmazható. Ez a rendszer ritka osztású, robusztus vasbeton pillérekből áll, amelyeket szintén nagy keresztmetszetű vasbeton gyűrűk kötnek össze és ezzel egy robusztus külső héj alakult ki. A szintén robusztus vasbeton falakból álló belső magot a külső héjjal szintén robusztus acélszerkezet köti össze.

Acélszerkezetek alkalmazása esetén a Fazlur Khán által javasolt rendszerek alkalmazása látszik indokoltnak. Ilyen például a többsöves rendszer, vagy talán még inkább a külső mega-keretek, megbízhatóan összekapcsolva az erős belső maggal.

### Könyvészet

- 1] FABER, M. H.: *Risk and Safety in Civil Engineering*, Lecture Notes, ETHZ, 2002.
- 2] *Service Life Prediction – State of the Art Report*, ACI Committee 365, 2000.
- 3] DIAMANTITIS, D. (ed.): *Probability Assessment of Existing Structures*, JCSS, RILEM Publisher, 2001.

---

# Szerkezetek megerősítése kompozitokkal

Nagy-György Tamás, doktorandusz  
Temesvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar

## 1. Bevezető

A kompozit (szálerősítésű polimer = FRP – Fiber Reinforced Polymer) anyagok a hagyományos építőanyagok és technológiák alternatívájaként jelentek meg. Ezek az anyagok könnyűek, korrózióállóak és nagy szilárdságúak. Alakjuk igen változatos, a gyárilag előállított lamelláktól, a „száraz”, valamint az előre átitatott (pregreg) szöveteken át, a különböző formájú és szilárdságú betétekig és szelvényekig (profilok) a legkülönbözőbb formákban találhatók meg.

Az utóbbi időkben megnövekedett a kereslet a kompozitokkal történő megerősítésekre, noha az ezekben a rendszerekben felhasznált szálak és gyanták ára viszonylag magas a hagyományos anyagokhoz képest, mint például a beton vagy acél, viszont a kivitelezés és ezek kellékei olcsóbbak.

Kompozitokat az építőiparban jelenleg leginkább a szerkezet-megerősítésben illetve betét formájában használnak, viszont egyre gyakoribbak a kompozit profilos alkalmazások is.

## 2. Kompozitok

A szálerősítésű polimer (kompozit) anyagok alkotó részei a szálak és az ágyazóanyag, vagy más néven mátrix. A kompozitok tulajdonságai nagyban különböznek egymástól, a szálak és a mátrixok sokfélesége miatt, valamint ezek mennyiségének és minőségének függvényében.

### 2.1. A szálak

Az építőiparban alkalmazott szálak anyaga lehet szén (grafit), üveg, aramid (aromás poliamid), valamint hibrid (vagyis ezek keveréke). Átmérőjük 5-20  $\mu\text{m}$  között változhat. Viselkedésük tökéletesen rugalmas és rideg. Rugalmassági együtthatójuk, húzószilárdságuk és szakadónyúlásuk az anyag típusától és összetételétől függ.

A szénszálakat általában poliakrilnitrilből (PAN) égetik ki 1300-3000°C hőmérsékleten. Az átalakulás során az apró kristályos lemezek szálirányba állnak be, így a teherbírás szálirányban és szálirányra merőlegesen lényegesen eltérő. Az égetési folyamat során alkalmazott hőmérséklet nagyságával jelentősen befolyásolható a szálak húzószilárdsága, rugalmassági együttható, sűrűsége és elektromos vezetőképessége. Mivel a rugalmassági együttható és a húzószilárdság fordított arányban állnak egymással, két csoportot különböztetünk meg:

- nagy rugalmassági együtthatójú szálak                      HM (High Elastic Modul)
- nagy szívósságú szálak                                      HT (High Tenacity)

Az üvegszálakat három nagy csoportba oszthatjuk:

- E - üveg, közönséges bórszilikát üvegszálé
- S - üveg, nagyobb teherbírású és lúgos hatásoknak is jobban ellenálló
- AR - üveg, speciális összetételű, kémiai korrózióknak fokozottan ellenálló.

---

Az aramidszálak aromás poliamidból készülnek, nagy szilárdságuk és szakadónyúlásuk nagy.

Szilárdsági, tartóssági és anyagfáradási tulajdonságuk alapján építőipari felhasználás szempontjából a legkedvezőbbnek a szénszál bizonyult.

## 2.2. Az ágyazóanyag

Az ágyazóanyag (mátrix) szerepe: a szálak összefogása és védelme a környezeti és mechanikai hatásokkal szemben, valamint a szerkezeti elem és a szálak közötti erőátadás. Anyaga hőre lágyuló vagy hőre keményedő műgyanta, legfontosabbak az epoxigyanta, a poliészter és a vinilészter. Ezen anyagok fontos fizikai tulajdonságai a rugalmassági együttható, zsugorodás, üvegesedési hőmérséklet, hőtágulási együttható és a fazékidő (maximális bedolgozhatási idő).

A kompozitok tulajdonságai:

- a szálak anyagától,
- a mátrix anyagától,
- a szálak térfogatarányától,
- a szálak orientációjától,
- a gyártási eljárástól függenek.

Néhány jellemző tulajdonságukat az 1. táblázat foglalja össze.

**1. táblázat.** Szálak és műgyanták tájékoztató jellegű adatai

Anyag	Húzószilárdság [N/mm <sup>2</sup> ]	Rugalmassági együttható [N/mm <sup>2</sup> ]	Térfogatsúly [kN/m <sup>3</sup> ]
Üvegszál	2300...3900	72000...87000	24...25
Aramidszál	2800...3800	63000...130000	13,9...14,5
Szénszál	2300...4000	230000...500000	17...19
Mátrix	450...800	20000...40000	12...14
GFRP	770...1670	38500...50600	21
AFRP	1500...2500	50000...125000	13
CFRP	1800...2700	96000...300000	16
Acél (feszítő)betét	290...1800	210000	78,5

A kompozitrendszer-típusok a következő osztályokba sorolhatóak:

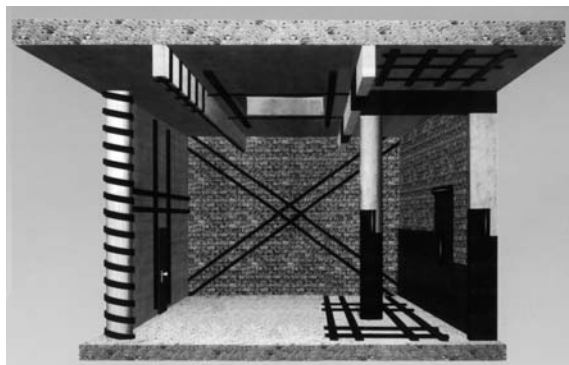
- száraz szálak mátrix-xal való helyszíni átítatása és szobahőmérsékleten való megkeményedése (wet lay-up)
- előre átítatott (prepreg) szálak helyszíni megkeményedése magas hőmérsékleten (prepreg)
- előregyártott, különböző alakú elemek helyszíni elhelyezése-összeillesztése

---

### 3. Építőipari felhasználási területek

A kompozitok építőiparban való felhasználási módjai a következők:

- *Megerősítések*, a kompozit lehet lamella (szalag), szövet vagy betét
- *Betétek*
- *Szelvények*
- *Panelok*



1. ábra. Szerkezeti megerősítések típusai

#### Megerősítések

A megerősítésekre a következő *okok* miatt lehet szükség:

- az igénybevételek növekedése,
- a teherbírás csökkenése,
- a követelmények/szabványok megváltozása,
- tervezési-kivitelezési hibák,
- a szerkezet életkorának növelése,
- a kivitelezési idő csökkentése.

A kompozitos megerősítések *előnyei*:

- nagy szilárdság,
- kis térfogatsúly,
- korrózióállóság,
- kis vastagság,
- gyors kivitelezés,
- gazdaságosság,
- esztétika.

A kompozitos megerősítések *hátrányai*:

- viszonylag magas ár,
- sérülékenység,
- nem tűzálló,
- UV-sugárzástól védeni kell,
- rideg tönkremenetel.

A megerősítendő szerkezeti elem lehet:

- gerenda,
- oszlop,
- fal,
- földém,

anyagát tekintve pedig

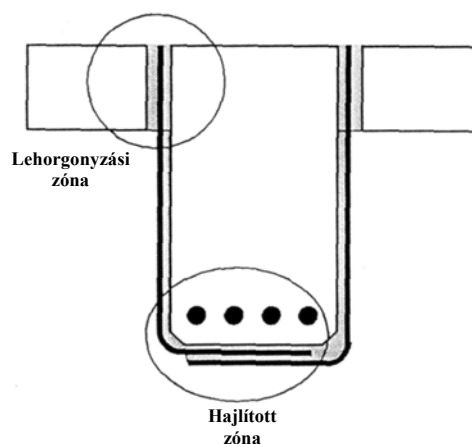
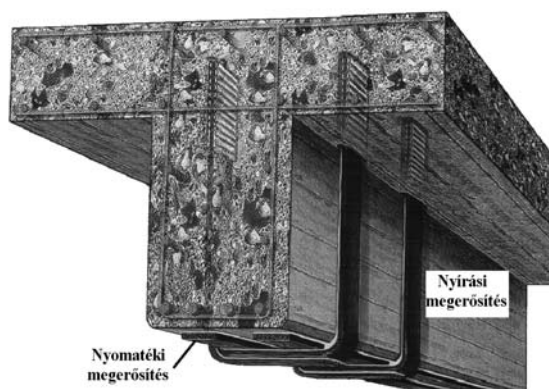
- vasbeton,
- téglá,
- fa,
- acél,
- kő.

#### 4. Lamellás (szalagos) megerősítések

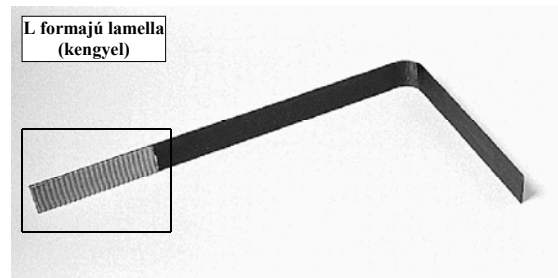
Ezek a megerősítési rendszerek pultrúziós eljárással gyártott lamellákat alkalmaznak, melyeket ragasztóval (műgyantával) a megerősítendő elem felületére ragasztanak. A lamellák különböző szélességűek, vastagságúak és minőségűek lehetnek, bármilyen kívánt hosszúságban kaphatók. A legelterjedtebb lamellákat a Sika cég gyártja, ezek adatait a 2. táblázat foglalja össze.

2. táblázat. Sika CarboDur szénszálas lamellák műszaki adatai

Jellemzők	Sika CarboDur S	Sika CarboDur M	Sika CarboDur H
Rugalmassági együttható E [N/mm <sup>2</sup> ]	> 165000	> 210000	> 300000
Húzószilárdság karakterisztikus értéke, [N/mm <sup>2</sup> ]	> 2800	> 2400	>1300
Húzószilárdság átlagértéke [N/mm <sup>2</sup> ]	> 3050	> 2900	> 1450
Szakadónyúlás [%]	> 1,9	> 1,4	> 0,8
Szélesség [mm]	50, 60, 80, 100, 120	60, 90, 120	50
Vastagság [mm]	1.2 és 1.4	1.4	1.4

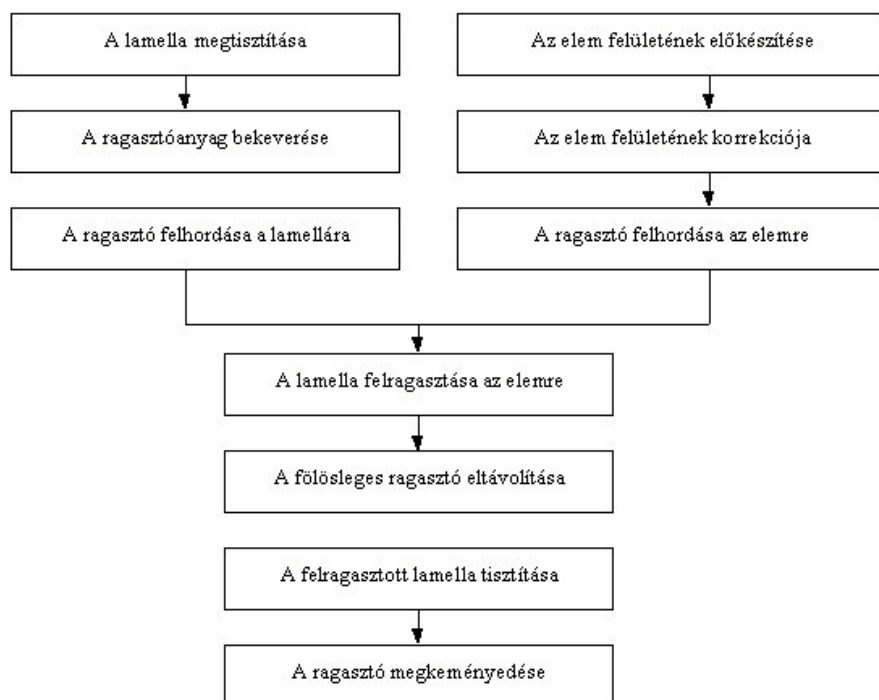






**2. ábra.** Nyírási és nyomatéki erősítés lamellával

A lamellás erősítés kivitelezésének lépései:



## 5. Szövetes megerősítések

Ezek a megerősítési rendszerek különböző, a megerősítendő szerkezeti elem felületére gyantával felragasztott szöveteket alkalmaznak. A szövetes megerősítések több változata lehet:

- az alkalmazott szálaktól függően:
  - szénszál
  - üvegszál

aramid szálak  
hibrid

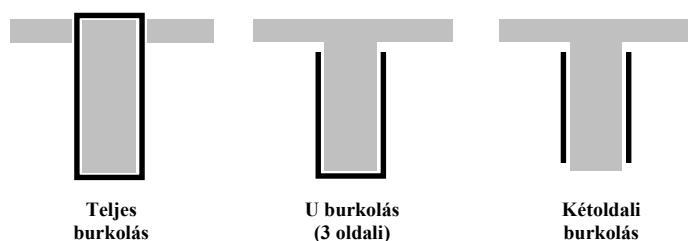
- a természetük szerint :  
szárazak, csak az alkalmazáskor átitatottak  
előre átitatottak (preimpregnáltak)
- a szálak elhelyezkedése szerint :  
egyirányú  
kétirányú  
többirányú
- a szövetek elhelyezése szerint:  
egyirányú  
kétirányú  
többirányú

A szövetes megerősítéseknel nagyon fontos a szövet felhelyezésének iránya, mivel a többirányú elhelyezésnél, ha különböző az irányítás, vagy ha a szövet szálainak elrendezése többirányú, csökken a húzószilárdság értéke. Fontos még a kompozit száltartalom-aránya, hiszen ennek növekedésével nő a szilárdság is. Néhány szövet fontosabb adatait az alábbi táblázatban találjuk.

**3. táblázat.** Néhány szövet fontosabb adatai

	Szálak típusa	Szálak iránya	E – együttható [N/mm <sup>2</sup> ]	Húzószilárdság [0°] [N/mm <sup>2</sup> ]	Húzószilárdság [90°] [N/mm <sup>2</sup> ]	Kompozit vastagság [mm]
<b>SikaWrap Hex - 103C</b>	Szén	0°	73100	960	-	1,00
<b>SikaWrap Hex - 100G</b>	Üveg	0°	26130	600	-	1,00
<b>Tyfo SCH - 35</b>	Szén	0°	78600	991	-	0,89
<b>Tyfo SCH - 51A</b>	Üveg	0°	26100	575	20.7	1,30
<b>Tyfo SCH - 41S</b>	szén/aramid	0°/90°	72400	876	34.5	1,00
<b>Tyfo SCH - 51</b>	üveg/aramid	0°/90°	26100	575	34.5	1,30
<b>Tyfo WEB</b>	Üveg	0°/90°	19300	309	309	0,25

A szövetekkel történő nyírási megerősítéseknek három típusa van (3. ábra), közülük a leghatékonyabb a teljes burkolás, amit a három oldali (U) burkolás követ, majd a kétoldali.

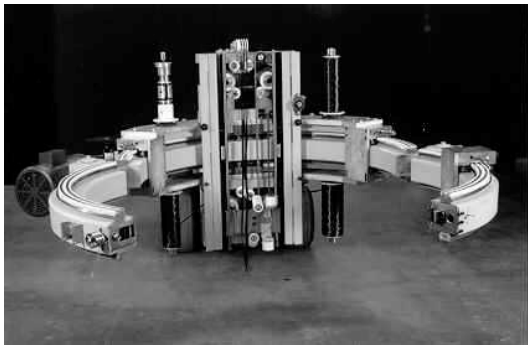


**3. ábra.** A nyírási megerősítések típusai

## 6. Automatizált szövetes köpenyezés

A megerősítések legmodernebb alkalmazási módja automatizált berendezések segítségével történik, melyek tulajdonképpen betekercselik a felületet, lehetőséget nyújtva a száltartalom és a vastagság szabályozására. Az impregnáló gyanta a tekercselő fejben

található, amivel az emelkedés szintje is szabályozható. Ez a módszer többnyire csak oszlopok megerősítésére használható, kivitelezése költséges. A módszer néhány fontosabb eleme a 4. ábrán látható.



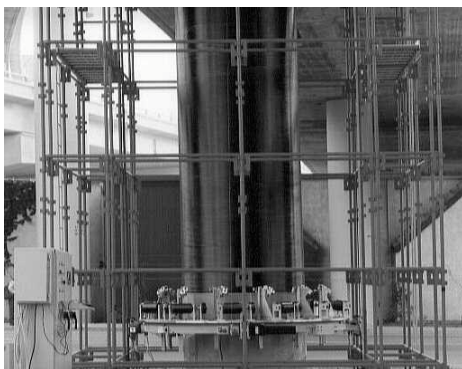
*A tekerceselő egység*



*A "köpenyezés" folyamata*



*Hőkezelés, kemence segítségével*



*Állványzat az oszlop körül*

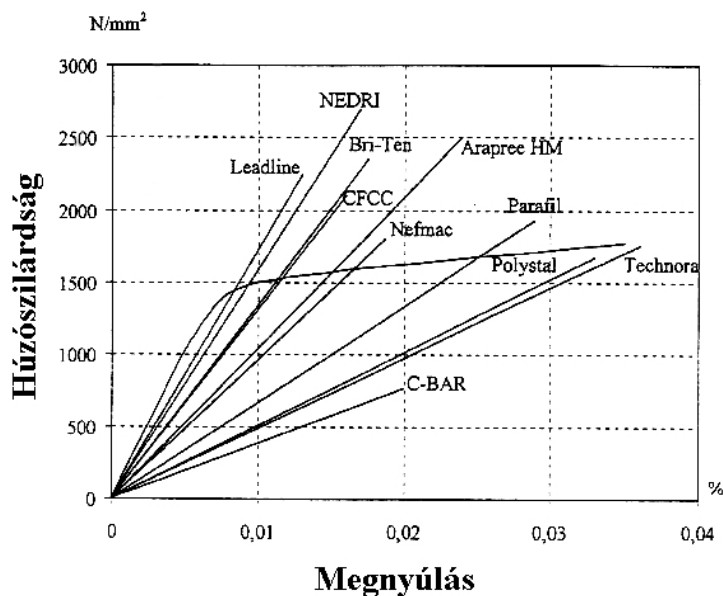
**4. ábra.** Automatizált szövetes köpenyezés

## **7. Kompozit betétekkel való megerősítések**

A kompozit betétek általános felhasználási területei:

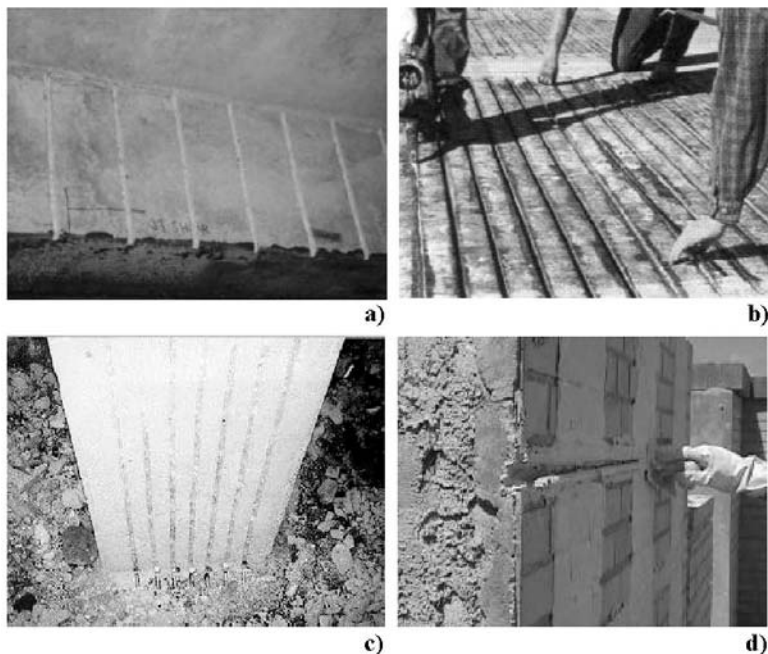
- hidak, utak infrastruktúrárai (alapozás, tartószerkezet)
- tengeri építkezések (fűrőtornyok, pillérek)
- függesztett hidak tartókábele
- orvosi és telekommunikációs intézmények
- mágneses lebegtetésű vasutak
- szerkezetek utólagos megerősítése

Anyagukat szerint lehetnek szénszálas, üvegszálas valamint aramidszálas betétek, felületi kiképzésük alapján pedig sima, bordázott és homokszórt. Néhány fontosabb betét tulajdonságait az 5. ábra foglalja össze.



5. ábra. A fontosabb kompozit betétek tulajdonságai

A betétes megerősítések egyszerűen kivitelezhető, gyors és hatékony megoldások. A megerősítendő elem felületébe egy vágatot vágnak, majd azt egy gyantával töltik ki. A kompozit betétet a gyantával telített vágatba helyezik, a kinyomódott, fölösleges gyantát elsimítják, esetleg eltávolítják. A módszer jól alkalmazható a szövetses megerősítésekkel kombinálva, a szövet befedheti a betéteket, vagy a betét a szövetek lehorgonyzására használható. A megerősítés lehet nyírási és nyomatéki is, mind vasbeton, mind téglacsement esetében (6. ábra).



6. ábra

- a) Vasbeton gerenda nyírási megerősítése; b) Vasbeton födém nyomatéki megerősítése;  
c) Vasbeton oszlop megerősítése; d) Téglafal megerősítése.

---

## 8. Összefoglalás

Az utóbbi években nagy mértékben megnövekedett a szénszálak kompozitok építőipari felhasználása. Legfontosabb alkalmazási területük a hídszerkezetek megerősítése jelenti, amelyek a legnagyobb korróziós igénybevételnek vannak kitéve, hiszen a környezeti hatásokon kívül a téli jégmentesítő sózások is károsíthatják állagukat.

A kutatások kiterjesztése folytán gyarapodtak az alkalmazási lehetőségek. A különböző szilárdságú anyagok megjelenésével lehetőség nyílik a legkülönbözőbb szerkezetek gyors és hatékony megerősítésére. Alkalmazhatók téglá-, fa- és acélszerkezetek megerősítésére, ez a rendszer sokoldalúságát igazolja. A nagy szilárdság, korrózióállóság, kis önsúly mellett nagyon nagy előny a gyors alkalmazhatóság, ami egyes esetekben döntő érv lehet.

A szénszálak megerősítések egyelőre létező hátrányai a viszonylag magas ár és a tűzállósági gondok, melyek azonban a nagyobb arányú gyártás-felhasználás és a technológia fejlődésével, remélhetőleg rövidesen csökkennek, esetleg eltűnnek.

### Könyvészet

- 1] NAGY-GYÖRGY T.: *Caracteristici fizico-mecanice ale materialelor compozite cu fibră de carbon folosite la consolidări și armări*, Referat de doctorat, UPT, 2001.
- 2] NAGY-GYÖRGY T.: *Tehnologia de consolidare, armare și precomprimare cu materiale compozite cu fibră de carbon*, Referat de doctorat, UPT, 2001.
- 3] NAGY-GYÖRGY T.–BOROSNYÓI A.: *Betonelemek megerősítése szénszálak kompozitokkal*, EPKO 2000 – Építéstudományi Konferencia, Csíkszereda, 2000.
- 4] GERGELY J.–YOUNG, D.T.–HOOKS, J.–ALCHAAR, N.: *Composite Retrofit of Unreinforced CMU Walls*, Research Report, UNC Charlotte, USA, 2000.
- 5] *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, ACI 440F - 2000, Draft, Unpublished.
- 6] HOLLOWAY, L.C.–LEEMING, M.B.: *Strengthening of Reinforced Concrete Structures – Using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering*, Woodhead Publishing Limited, Cambridge, England, 1999.
- 7] BALÁZS L. Gy.: *Szerkezetek megerősítése szénszálak anyagokkal - Hazai tapasztalatok*, Vasbetonépítés, I. évf. 4. szám, 1999, pp. 114-122.
- 8] *Sika CarboDur szénszálak megerősítő rendszer - Tervezési és alkalmazási útmutató*, Budapest, 1999.
- 9] *State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, ACI 440R-96.
- 10] *Xxsys Technologies Inc. – Composite Jacketing with Robo-Wrapper*, Product Data Sheets and Case Studies.
- 11] *Edge Structural Composites – FiberBond*, Product Data Sheets and Case Studies.

---

## Egy szokatlan előadás

Polgár László, ügyvezető igazgató  
Plan 31 Mérnök Kft., Budapest

Ha egy egyetem egy „iparost” hív meg előadónak, várható, hogy az előadás eltérő lesz a hivatásos oktatóktól megszokottól. Ha ez az „iparos” ráadásul egy nemzetközi tekintélyre is szert tett tervező vállalat ügyvezető igazgatója, egy építőipari vállalat műszaki ügyvezető igazgatója, alkalmasint oktat egyetemen, főiskolán, részt vesz szabályozások megalkotásában, várható, az előadás túlmegy a szűk szakmai területeken.

A Plan 31 Mérnök Kft., ill. leányvállalata, a Plan 31 Ro, valamint az ASA Építőipari Kft., ill. leányvállalata, az ASA Const. Ro ismertek Kolozsváron, így a tevékenységüket alig kell bemutatni.

Sokkal érdekesebb annak megvitatása, mi a sikerük titka. Még három éve sincs, hogy az ASA megvásárolta a tordai vasbetonelem-gyártó üzemet, a Plan 31 pedig Kolozsváron létrehozta tervező leányvállalatát. Mivel e cégek termékei iránt ma nagy a kereslet, legfőbb gondjuk a kapacitáshiány. Mivel Romániában sok cég még ma is a kereslethiány miatt kesereg, különösen érdekes a másik oldal sikereinek elemzése.

Egyszerű lenne a „titkot” azzal magyarázni, hogy e cégeknél magasabb szintű a szakmai felkészültség. Csak ez viszont aligha lehet a titok nyitja, hiszen Romániában magas szakmai felkészültségű munkatársakat bőven találni. Talán a tőkeerő a titok nyitja? Ez sem lehet válasz, sem az ASA-nak, sem a Plan 31-nek nem volt számottevő tőketartaléka. Ahhoz, hogy megértsük a folyamatokat és a jelenséget, mélyebben kell keresni az okokat, és a történetekben is messzebbre kell visszamennünk.

Mielőtt részletesebb elemzésbe kezdenénk, meg kell említenünk néhány forrásmunkát, melyeket az érdeklődőknek tanulmányozni kell ahhoz, hogy jobban érthetővé váljanak a sikerek forrásai. A válogatás nem teljes, de talán jellemző:

1. Mihailich: Vasbetonszerkezetek, Előszó (1921)
2. Leonhardt: A vasbetonszerkezetek vasalásának művészetéről (1965)
3. Gebbeken: Gondolatok az építőmérnök-képzésről és ezen túl (2000)
4. Bachmann: Elköszönő búcsúbeszéd (2002)
5. Vámos Tibor: Informatika és világtársadalom (akik nyomot hagytak a XX. században, Neumann Jánostól az Internetig) (2001)
6. Lengyel Veronika: Európa: a tudás hálózata, információs társadalom – beszámoló a lisszaboni szakértői konferenciáról (2000)
7. Orbán Viktor: Beszéd a magyar modellről szóló konferencián (2001)
8. Ágh Attila: Kétséges jövőképek
9. Exkluzív interjú Vámos Tibor akadémikussal: Csak túlélési stratégia létezik
10. Matthias Horx: Smart Capitalism, A kizsákmányolás vége
11. A globalizáció kihívásai és Magyarország, benne Nyíri Lajos akadémikus értekezése a tudásról.

---

Előadásunkban előregyártott vasbeton szerkezetekről van szó, így első ránézésre talán szokatlan a válogatás. Nézzük röviden a válogatást, indoklását.

1. Mihailich professzor 1922-ben írt könyvének előszava ma is időszerű, az elmélet és gyakorlat összhangját, a valóságos működések megfigyelésének fontosságát hangsúlyozza.
2. Leonhardt professzor 1965-ös cikke ma is aktuális, az ASA és Plan 31 sikeres tevékenysége ilyen régi időszakra nyúlik vissza. A tervezés és gyártás, megvalósítás harmóniája máig is hiányzik az építőiparból, az oktatás, tervezés, kivitelezés közötti kapcsolat alig létezik, miközben ez az ASA - Plan 31 életében természetes.
3. Gebbeken cikke az építőmérnök képzésről 2000-ben jelent meg a BuStb folyóiratban. A német oktatás problémáival foglalkozó írásban foglaltak a középkelet-európai országok oktatási gondjaira is jellemzőek, és az egész ezredforduló szerkezettervezési, megvalósítási gondjait is tartalmazzák. Ajánlatos lenne teljes terjedelmében mind az oktatóknak, mind a hallgatóknak elolvasni, megvitatni.
4. Bachmann professzor oktatói pályától búcsúzó írása a romániai földrengésveszély miatt különösen aktuális olvasmány Kolozsváron. Korunkra egyrészt a szakmai kompetencia, másrészt a pénzügyi világ, a menedzserek hatalma jellemző. Ezen területek társadalmi megbecsülésének kiegyenlítődése kívánatos lenne.
5. Vámos Tibor akadémikus írása, információról és világtársadalomról. korunk általános problémáival foglalkozik. Kívánatos ilyen írások olvasása, hogy ne legyünk „szakbarbárok”. Vámos Tibor egyébként is közel áll hozzánk, mérnökökhöz, hiszen pályáját villamosmérnökként kezdte (1950), így filozófiai mélységű elemzését könnyebb olvasnunk és megértenünk nekünk műszakiaknak.
6. Lengyel Veronika összefoglalója betekintést ad az EU mindennapi világába.
7. Orbán Viktor értekezése szakmai jellegű, így – mondhatni – politikamentes. A jövőnkön együtt kell gondolkodnunk.
8. Ágh Attila írása az előző írás témájának a másik párt oldaláról való megközelítése. Az egyensúly érdekében mindig érdemes a másik oldalt is meghallgatni.
9. Vámos Tibor ezen írása már egyenesen túlélési stratégiát ad. Mai életünk tele van túlélési stratégiákkal.
10. Matthias Horx egy jövőkutató intézet vezetője ([www.zukunftsinstitut.at](http://www.zukunftsinstitut.at)), könyve 2001-ben jelent meg. Mondhatni, Marx Tőkéjének ezredfordulós változata, azzal a különbséggel, hogy jóval rövidebb, és a mérnökök számára is élvezhető. Jövőképei az elmúlt tíz-húsz év történései alapján készültek, nem irányulnak pártok és irányzatok ellen. Egyszerűen segíteni próbál a társadalmak felkészüléséhez a jövő kihívásaira. Sajnos csak németül olvasható, de web oldaláról bőségesen letölthetők tanulmányok. A németül tudóknak élvezetes olvasmányok.
11. A több magyar tudós értekezését tartalmazó könyv olvasása kissé fárasztó, de pl. Nyíri Lajos értekezése a tudásról műszakiak számára is értékes olvasmány.

Mire valók ezek az olvasmányok? Egy kicsit leegyszerűsítve az ASA – Plan 31 sikereinek titka ilyen írások olvasásában, megértésében és alkalmazásában van. Talán még a rendszerváltozás előtti időkből ered a műszakiak, pl. az építőmérnökök túlságosan szakmai képzése, érdeklődése. Azokban az időkben jellemző volt a túlzott specifikáció. A diktatórikus rendszerek szeretik, ha a szereplők nem látják át globálisan az eseményeket. Kitenyésztett statikusok munkájával kitenyésztett üzletemberek (többnyire utóbbiakat tekintették

---

megbízhatóbbnak, mivel az üzlethez a párthűek értettek) sáfárokodtak. Gebbeken megfogalmazza a ma olyan nagy hiányt jelentő „lány képességeket” a tudásalapú társadalmakban.

Könnyebb lenne megmagyaráznom az ASA – Plan 31 sikereinek titkát, ha hallgatóságom legalább részben elolvasta volna az ajánlott „kötelező olvasmányokat”. Ennek hiányában hiába ismertetném a tervezett, megépített objektumokat. A háttér ideológiai támaszok, az összefüggések szélesebb körű megértése nélkül nem lehet eredményes a műszaki tevékenység.

A volt szocialista országokban hiányoznak az oktatásból a Leonhardt, Gebbeken, Bachmann stb. előadások, mintha a műszaki képzés elválasztható lenne a társadalmi problémáktól.

A szakmai kompetenciát többnyire biztosítja az egyetemi képzés, miközben nagy hiány mutatkozik a „lány képességek”-ből (Gebbeken cikkéből):

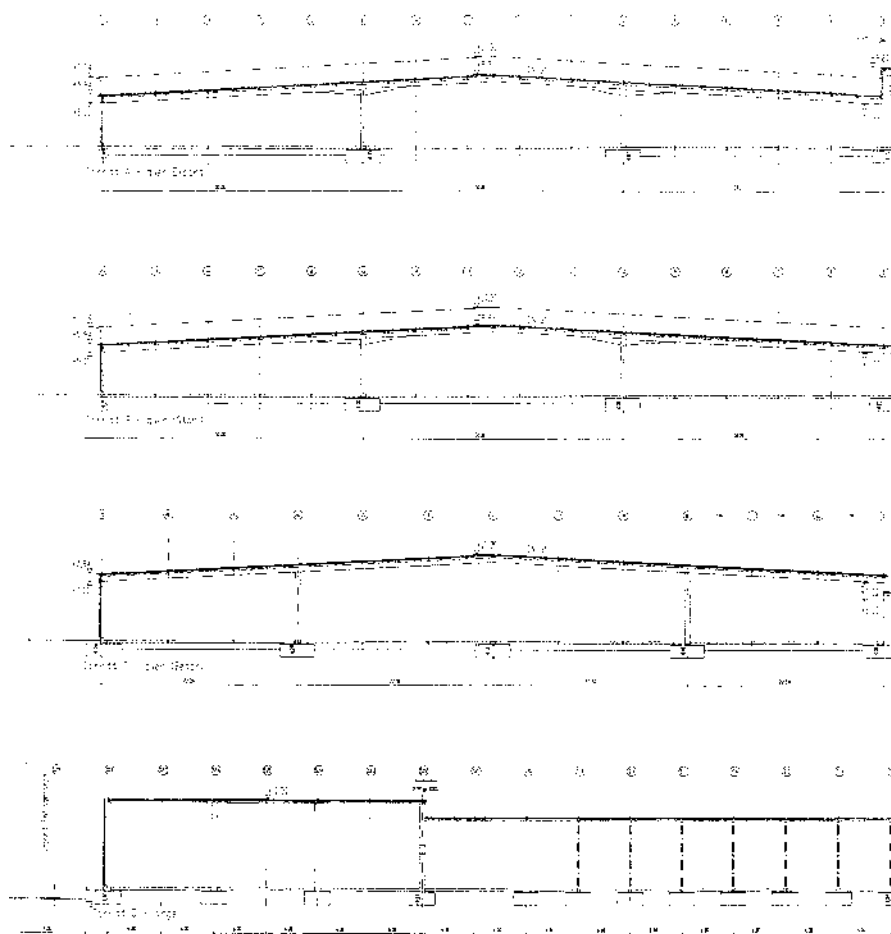
Szakmai kompetencia: egyetemi oktatás; „lány képességek” vállalati igénye: felelősség, kezdeményező készség, intuición és belső készítés, imázsteremtés, ötletgazdagság, eredetiség, tetterő, optimizmus, önbizalom, célratörés, kreativitás, teljesítmény centrikusság, szorgalom, motiváltság, fegyelem, akarat és lelkesedés, kommunikáció készség, kooperáció készség, tolerancia, rugalmasság, megbízhatóság.

Az ASA – Plan 31 tevékenységének közvetlen sikere a vállalatok eredményessége. Normálisan működő piactgazdaságban viszont az eredményes működés (haszon) a társadalom számára való eredményesség tükörképe. Akkor szolgáljuk a társadalmat (és itt már a határok nélküli Európára gondolunk), ha a vállalat eredményes, fejlődőképes, s a piac visszaigazolja a helyes stratégiát.

### **Konkrét példák**

A leírtak, a kibővített „tananyag” jó elsajátításának egyik próbája a Leoni Arad üzemcsarnokának vázszerkezet-építése. Az ASA - Plan 31 alig több, mint két éves romániai jelenléte után a Leoni üzemcsarnok igazi vizsgamunka volt. Az eredetileg acélszerkezetre tervezett épületre (német előtervek) az ASA - Plan 31 Budapesten és Hódmezővásárhelyen, az ASA Const. Tordán, a Plan 31 Ro Kolozsváron kb. egy hét alatt készített alternatív megoldású ajánlatot. (1. és 2. ábrák)





**1. ábra.** *Leoni Arad, Tenderterv acélszerkezetre*

Az idő rövidsége miatt nem volt lehetőség személyes megbeszélésre, a „virtuális iroda”-nak kellett működnie (telefon, fax, E-mail). Az teljes ajánlatot egyik résztvevő sem látta. Temesvárra érkeztek az ajánlat részei Budapestről és Kolozsvárról. Mivel a munkát elnyertük (ehhez természetesen már kellett Temesváron a személyes találkozás az építetővel Budapestről és Kolozsvárról), a team jól vizsgázott. Ez azt jelentette, hogy két év alatt sikerült az ASA - Plan 31 csapatot úgy kialakítani, hogy a „virtuális iroda” kifogástalanul működött (és közben leginkább az információk „lépkedtek át” a határon, a személyek alig).



---

Mi hát a siker titka? A csapat résztvevői nemzetiségre, állampolgárságra való tekintet nélkül, a szakmai kompetencián kívül rendelkeztek a Gebbeken által felsorolt „lágypéességekkel” is.

Külön-külön a csapat tagjai csak egy-egy részterületen bírnak magas szakmai képzettséggel, a különleges az együttgondolkodás, cselekvőképesség.

Ma sokat hallunk a „tudásalapú társadalomról”, kevesebbet tapasztaljuk ennek lényegét. Matthias Horx könyvében elemzi a tudást (1. sz. melléklet). Az adatok, információk ma már a számítógépen keresztül elérhetők (a hozzájutás mikéntjének ismerete fontosabb, mint az adat, információ tudása). Ezek segítségével könnyű egy gerendát méretezni, még ha 30 m fesztávról, feszített vasbetonról van is szó.

Nehezebb a döntés, milyen keresztmetszetet, betonminőséget válasszunk. És semmit nem ér a terv, ha nincs hozzá gyártó. Ha van is gyártó, kérdés, hogy az ár megállja-e helyét a piacon? És mi a gerenda használati értéke? A teherbírás alapvető követelmény, az építető ezt természetesen veszi.

Egy másik kérdés: teherbírás a román szabvány szerint? Teherbírás Eurocode (EC) szerint? (Az ASA minden terméke az Eurocode előírásainak is megfelel!)

Kevesbé megszokott a tartó esztétikájának, alakváltozásainak, tartósságának értékelése. Az építető ez utóbbi értékek miatt volt elragadtatva (természetesen döntő szempont volt, hogy a vasbeton változat árban is kedvezőbb volt acél versenytársánál).

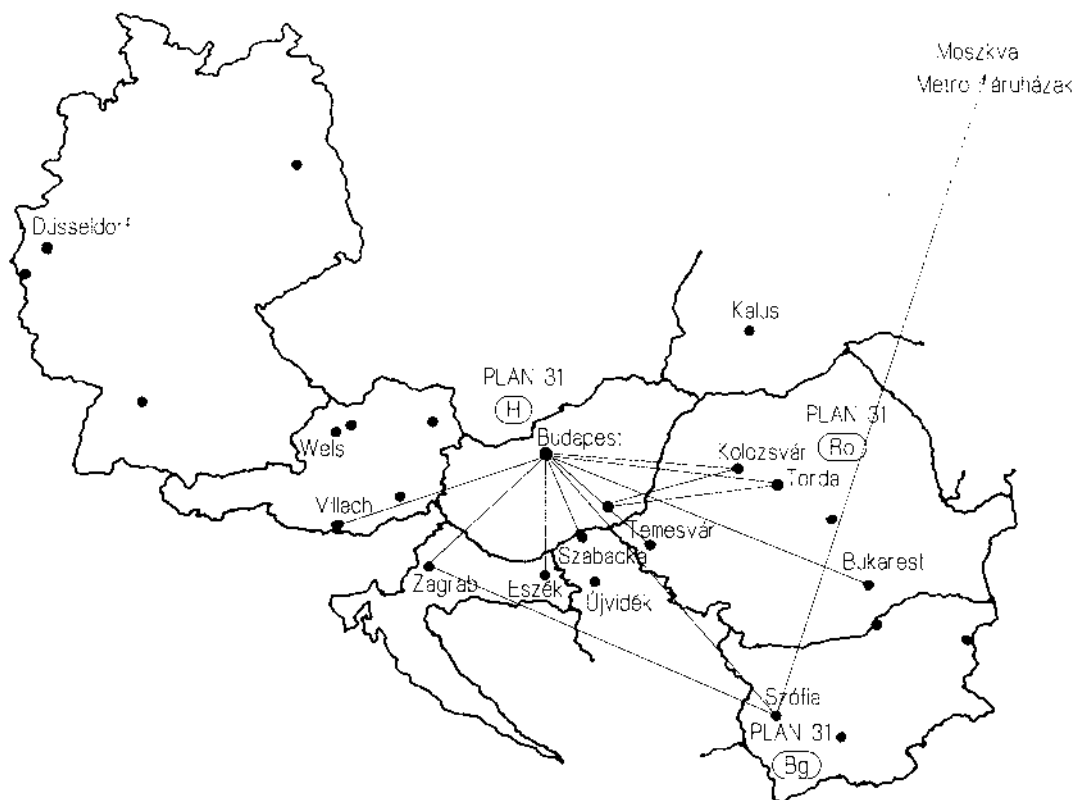


**3. ábra.** 36 m fesztávolságú feszített vb. gerendák Szófiában  
(előzmény: Dachslér Alsdorf (D); mindkettő Plan 31 H EC2 számítással)

A másik bemutatott példa egy szófiai 36 m fesztávolságú, feszített vasbeton tartókkal épített raktár (3. ábra).

Előzmény: a Plan 31 Hódmezővásárhely hasonló tartót német megbízásra méretezett az EC2 alapján egy aacheni irodának. A tartót Németországban gyártották, szerelték. A hasonló bulgáriai feladathoz már rendelkezésre álltak az előzetes méretezések, tervek. A fényképen jól látható a rokonság a Leoni Arad 30 m és a szófiai 36 m fesztávú tetőgerendája között.

A 4. ábra egy kis részt mutat az ASA – Plan 31 globalizált világából. Az EU csatlakozás legalább az előregyártott vasbeton vázainknál már megtörtént.



4. ábra. A PLAN 31 legfontosabb nemzetközi kapcsolatai 2001-ben

### Távlati kilátások

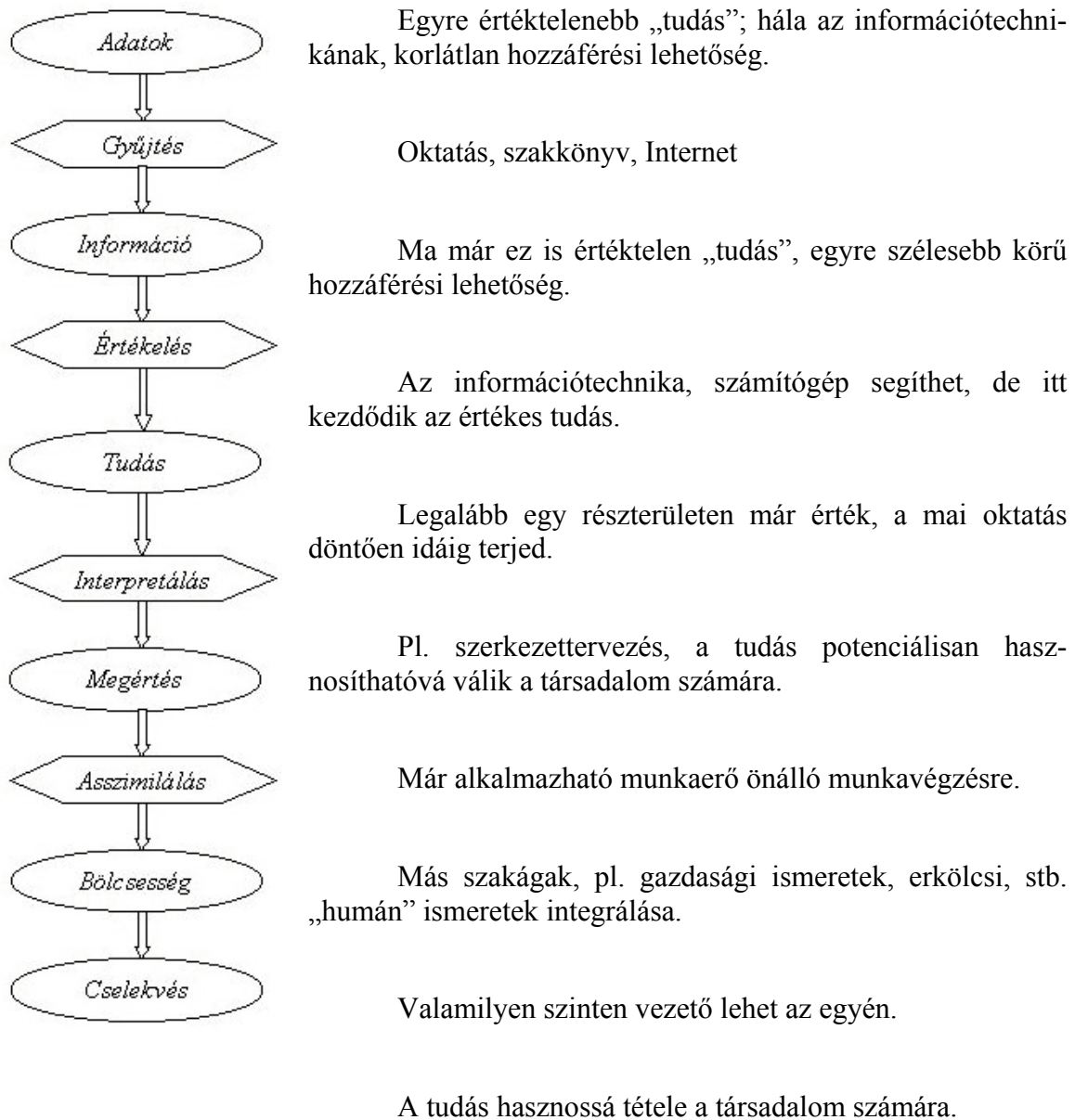
A leírtak alapján talán érthető, miért a „szokatlan” előadás. Egy új világ kialakulásának első lépéseit láthatjuk. A határok nélküli Európa, a tudásalapú társadalom, a Smart Capitalism (talán kedves arcú kapitalizmusként fordíthatnánk), a kizsákmányolás nélküli világ kezdete?

De szép is lenne, ha ez válna általánossá. Ma már nem kell elhagynunk szülőföldünket a boldoguláshoz, hála az információtechnika fejlődésének, bárhol dolgozhatunk. A „lágyság képességeket” kell elsajátítanunk, ezeket kell tudatosan fejlesztenünk, legyen szó oktatásról, munkáról, politikáról. Ebben áll a „nagy titok”, ezért jöttem szívesen Kolozsvárra, hogy ezt elmondjam (merthogy erről nem beszélünk eleget).

Az előadás anyaga („A tartószerkezet-tervezés problémái az ezredfordulón”) a [www.plan31.hu](http://www.plan31.hu)-ról letölthető.

---

**Melléklet. A tudás-komplexitás láncolata**  
(Matthias Horx Smart Capitalism)



---

## Módszerek és eljárások a régi, létező hulladéktárolókból származó környezetszennyezés megszüntetésére

Dr. Pogány András, a Magyar Tudományos Akadémia külső tagja  
Temesvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar

### 1. Előszó

A tudományos-műszaki életben viták voltak, vannak, s lesznek. Ezek szükségesek. A műszaki tudományok műszavai és műkifejezései jelentős részükben nem megállapodott végleges alkotások, hanem az eljárások, az eszközök és a tudomány fejlődése nyomán maguk is változnak. Sok fogalomnak több, egyaránt használatos, jobb-rosszabb kifejezése van, ezeket a szakemberek eltérően értékelik.

Az elmúlt tíz-tizenöt év hatalmas fejlődése, az új tudományágak és az ezekhez tartozó szavak születése szükségessé tették, hogy a magyar műszaki felsőoktatási folyamatában mind a tanárok, mind a diákok számára lehetőség legyen az új fogalmak megismerésére.

Ezért az Apáczai Közalapítvány támogatásával az Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság magyar műszaki terminológia előadássorozatot indított be a 2000/2001-es tanévben, Kolozsváron, Brassóban, Nagyváradon és Temesváron.

E dolgozat a temesvári műszakis hallgatóknak szervezett terminológiai előadássorozat folytatása. Az előadások anyagának összeállításában szerepet vállalt a szerző, a szervezésben pedig a Temesvári Magyar Diákszervezet (TMD) valamint a temesvári Techné Egyesület.

A XX. század végén és a XXI. elején világszínvonalon jellemző a környezetvédelem egységes szervezése és ellenőrzése. E dolgozat a környezetvédelem egyik kérdésének megoldását tárgyalja. Az előadás során, számos fogalommal és ezek műszaki értelmezésével ábrák segítségével fog a hallgatóság megismerkedni. E módszer, a szerző véleménye szerint, pedagógiai szempontból, sokkal megfelelőbb, hasznosabb és érdekesebb a műszaki terminológia elsajátításában, mint mondjuk a fogalmak – talán unalmas – felsorolása.

### 2. Bevezetés

A régi, létező hulladéktárolók veszélyeztetik a környezetet, megváltoztathatják a víz, a talaj és a levegő minőségét és a lakosság egészségére kedvezőtlenül hatnak [1].

Mivel most terminológiai előadásról van szó, a hallgatóság figyelmét felhívom arra, hogy az előbb elhangzott „hulladéktároló” kifejezés – ahogy ez a dolgozat címében is szerepel –, mellet még két másik fogalom is használatos [10] és pedig a *hulladéklerakó telep* (vagy a továbbiakban: *hulladéklerakó*). Ez a hulladéklerakás feladatát megvalósító építmények összessége. Hulladéklerakónak minősül:

- a) az üzemi hulladéklerakó, amelyben a hulladék termelője saját telephelyén valósítja meg az általa termelt hulladék lerakását; valamint
- b) az olyan állandó (vagyis több mint egy éven túli) üzemeltetésre létesített építmény is, melynél az üzemelés időtartama meghaladja:
  - az újrahasznosítási, kezelési célú tárolás esetén a három évet,
  - az ártalmatlanításra való elszállítás előtti tárolás esetén egy évet.

Tulajdonképpen a régi évtizedekből, a múlt századból vagy évezredből, maradt, elhanyagolt, elfelejtett vagy még ma is nagyobbodó „időzített bombáról” van szó. Hadd

---

pontosítsak, nem rosszindulatú valakik helyezték el azt a bombát egy település, helység, város szélére előre megfontoltan, hanem az évek során ezzé alakult át.

A fejlett ipari országokban és Romániában is a régi hulladéklerakók nagy problémát jelentenek a környezetvédelemnek. Mi is ez a probléma? Az, hogy a hulladéklerakó feltöltődése alatt keletkezett rengeteg mérgező anyagot nagy elővigyázattal és nagy költségekkel kell ma eltávolítani.

Amikor, ezek évekkel, évtizedekkel ezelőtt létesültek, akkor a szakemberek nem is sejtették és nem is tudták elképzelni, milyen kellemetlenségeket fognak a jövőben okozni a felületesen és műszaki biztosítások nélkül kialakított hulladéklerakók.

Mint ismeretes, a hulladéklerakóknál a lakosság arra törekszik, hogy „a szemetet el, ki a lakásomból, az utcára vagy ha lehetséges, messze el a város szélére, egy gödörbe vagy mély fekvésű területre és megszabadultam a szennyező anyagoktól, a többi már nem érdekel”.

Sajnos, így rengeteg hulladéklerakó létesült az elmúlt évtizedekben a szabványok betartása nélkül. Ezek a környezetre kedvezőtlen hatást gyakorolnak.

Egy *régi depónia*, házi szemet vagy más szennyező anyagok tárolását jelenti amelyet évekkel ezelőtt létesítettek engedéllyel vagy anélkül, ez az elemzések és szakértői vélemények szerint nagy veszélyt jelent a lakosságnak és a környezetnek [4], [5].

Egy *régi telephely*, egy felhagyott létesítmény telephelyét jelenti a rajta még létező építményekkel ahol környezetet veszélyeztető anyagokat raktároztak vagy használtak fel.

A régi depóniák akár működnek, akár nem (mint a régi telephelyek) ma nagy veszélyt jelentenek a környezetnek. E dolgozat tárgya: milyen módszereket és műszaki eljárásokat lehet használni e veszélyek kiküszöbölésére.

### **3. A régi depónia szennyezésének a lefolyása**

Hol is létesültek ezek a depóniák?

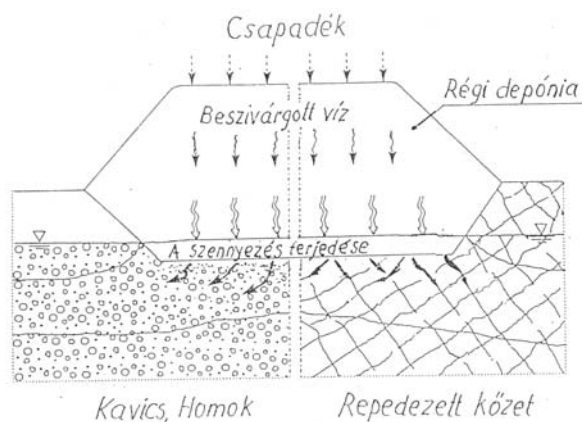
A felmérések és kutatások szerint általában a következő helyeken:

- mélyedésekben;
- mélyfekvésű területekben;
- teknő / horpadásvölgyekben;
- bombatölcsérekben;
- fejtési üregekben;
- dolinákban;
- nedves területeken;
- parlagokon;
- agyag-, kavics-, vályog-, homokgödrökben;
- kőbányákban;
- folyóvizek holtágaiban.

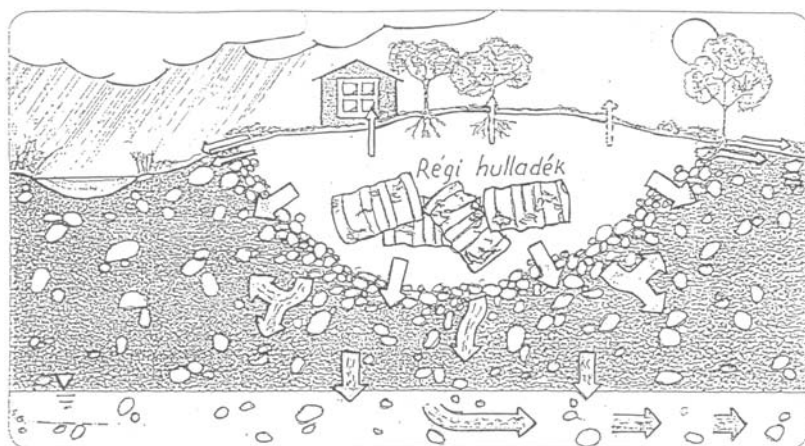
Egy régi depónia szennyezése hat a felszín alatti és a felszíni vizekre, a talajra és a légkörre. Ez egy komplex folyamat. Az 1. ábra nagyon leegyszerűsítve, vázlatosan mutatja be hogyan szennyezheti a régi depóniára hulló csapadék a felszín alatti vízkészletet.

A 2. ábra azt szemlélteti, hogy a szennyezés nemcsak a talajvízre vonatkozik, hanem sajnos a légkörre, a növényzetre és a felszíni vizekre is.

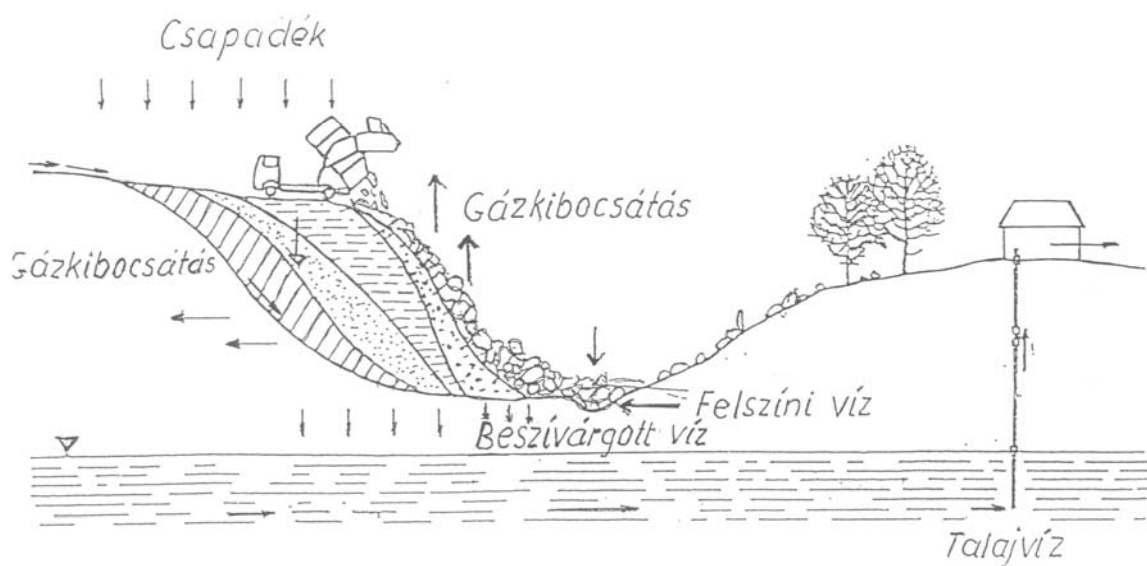
A vad, a rendezetlen szemétklerakodó hely (pl. egy gödör), veszélyezteti a környezetet, ahogyan ezt a 3. ábra szemlélteti.



**1. ábra.** A szennyezés behatása



**2. ábra.** A szennyező anyagok továbbterjedése



**3. ábra.** A rendezetlen hulladéklerakó veszélyei

Temesvár jelenlegi hulladéklerakója már nem felel meg a környezetvédelmi követelményeknek. Ezért 2001 októberében a Városházán elhatározták, hogy megszüntetik és



felszámolják ezt a már nem kívánatos hulladéklerakót és egy új, a modern szabványok szerint kialakított depónia fog létesülni.

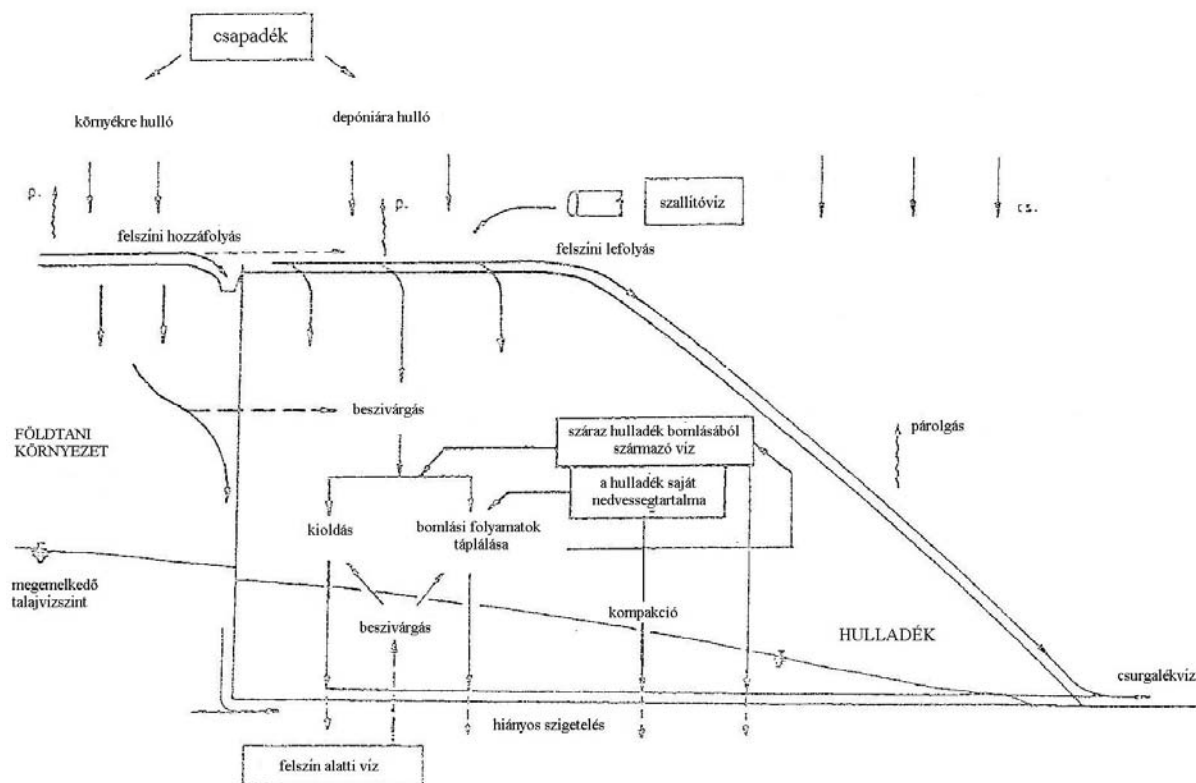
A megszüntetett hulladék-lerakodót azért nem lehet csak úgy elhagyni. Bizonyos műszaki beavatkozásokat kell véghez vinni, hogy a hulladék-lerakodó ne veszélyeztesse továbbra már soha a környezetet. Melyek ezek a műszaki megoldások? Ezekről is szól ez a dolgozat.

Egy régi hulladéklerakó a következőképpen veszélyezteti a környezetet [2], [9]:

- a hulladéklerakó menti területek vagy az ott húzódó fém csővezetékek közvetlen fertőzése, ha mérgező vagy korrodáló anyagokkal érintkeznek;
- szennyezett légkör képződése, főleg kénhidrogén és ammónia tartalom által;
- mérgező, rákkeltő gázok vagy porok belélegzése;
- robbanásveszély: metángáz fejlődése és kibocsátása;
- a veszélyes szennyező anyagok felszívódhatnak a tároló menti területeken termesztett zöldségekbe. Ezek fogyasztása nagyon veszélyes az ember egészségére.

#### 4. A víznek a hulladéklerakóban és annak közvetlen közelében való megjelenési formái

Mint ismeretes, a helytelenül kialakított hulladéklerakó veszélyes a környezetre mert a földtani és műszaki védelem hiányosságaiból eredően a talaj, a felszíni és a felszín alatti vizek szennyezéséhez vezethet. Ezért nélkülözhetetlen a hulladéklerakó vízforgalmának pontos ismerete [9].



4. ábra. A víz megjelenési formái a hulladéklerakóban

A hulladéklerakóban jelenlévő víz származása szerint lehet (4. ábra) [8]:

- csapadékvíz;
- felszín alatti víz;
- a hulladék saját nedvességtartalma;
- a szerves hulladék lebomlásából származó víz;
- hidraulikus hulladékszállítás.

A csapadékvíz és a felszín alatti víz a csurgalékvíz keletkezésébe külső környezeti tényező. Ezeket *külső vizeknek* nevezzük. Ide sorolhatnánk a folyók és a patakok esetleges bejutó vizét is, akkor ha a hulladéklerakó létesítésénél egy ilyen nem kívánatos helyet választott a tervező és nem vette figyelembe az árterek elkerülését. A felszín alatti vizeknek a kizárása is kívánatos volna, de – mint ismeretes – a régebben létesített lerakóhelyek fenék- és oldalszigetelése általában hiányzik, így a csurgalékvizeket a felszín alatti vizek is táplálhatják.

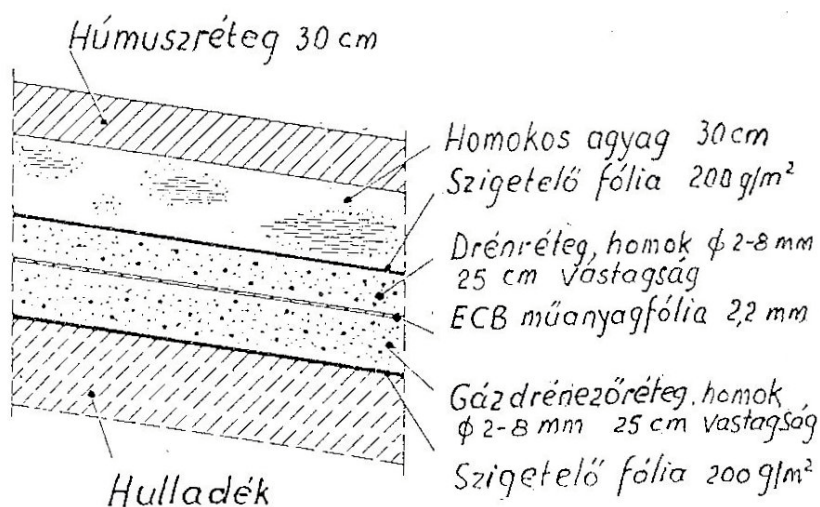
Itt térek ki a *csurgalékvíz* fogalmának értelmezésére [10]. Csurgalékvíz minden olyan folyadék, amely a hulladékon átszivárog, vagy amelyet a hulladéklerakó magában tart illetőleg amely a csurgalékvízgyűjtő-rendszeren elvezetésre kerül.

A hulladék saját nedvességtartalma és a szerves anyagok lebomlása során képződő víz a lerakó vízháztartásában a *belső víz*. Ennek mennyisége és minősége a hulladéktulajdonságaitól és a hulladéklerakó jellemzőitől függ. Megjelenésével a környezeti tényezőktől, és a meteorológiai viszonyoktól függetlenül is számolnunk kell.

A hidraulikus hulladékszállítás az Egyesült Államokban nagyon elterjedt, ott a szállítóvíz jelentékeny hozama elsődleges meghatározója a csurgalékvíz mennyiségének.

Romániában a hidraulikus úton való települési hulladékszállítást még nem alkalmazzák. Lehetséges, hogy a közeljövőben ez a módszert is bevezetik.

Ha a hulladéklerakót helyesen tervezik és kivitelezik, akkor a felszíni és a felszín alatti vizek kizárhatók, a belső vizek együttes mennyisége pedig a legtöbbször kevés a csurgalékvíz keletkezéséhez, s a hulladéklerakók vízháztartásában a jelenlegi viszonyok között a csapadék hatása a döntő. Ebből már látható, hogy egy létező hulladéklerakó további környezetszennyezésének a megszüntetésére szükséges a jelenlegi lerakóhely befedése, megfelelő felületi szigeteléssel. Így a csapadék nem tud behatolni a lerakóba. A szigetelésre különböző műszaki megoldások vannak [3], [6], [7]. Egy ilyen megoldást, a többrétegű szigetelést az 5. ábra szemlélteti.

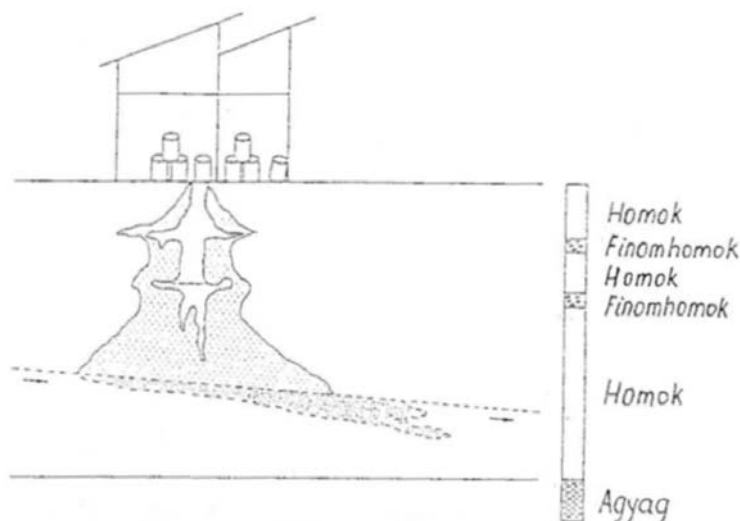


5 ábra. A felső többrétegű szigetelés

A hulladékkal érintkező csurgalékvizek ellenőrzése és egy természetes befogadóba való kibocsátásuknál szükséges kezelésük és tisztításuk. Egy ilyen kis vízhozamú szennyvíztisztító tervezése komoly gondokat jelent a szakembereknek, hisz a szennyvíz organikus és toxikus terheltsége különösen nagy és nem hasonlítható az eddig ismert, pld. házi szennyvizek terheltségéhez.

## 5. Egy régi telephely szennyezésének lefolyása

Az elhagyott laktanyák, katonai alakulatok, repülőterek üzemanyag raktárai, általában gondatlanságból, hanyagságból okozhatnak olyan szennyezést amelyet a 6. ábra szemléltet.



6 ábra. Egy régi telephely szennyezése

## 6. A módszerek és az eljárások osztályozása

A mai műszaki eljárásokat két nagy osztályba sorolja a szakirodalom [3], [4], [7]:

a) Biztosítás

b) Szanálás

6.1. *Biztosítás.* Ez olyan sajátos módszereket jelent, amelyeket megakadályozzák a környezetnek a szennyező anyagok elterjedése általi veszélyeztetését, vagy a helyzet rosszabbodását egy hosszú időtartamra. A biztosítás módszerei nem küszöbölik ki a szennyező gócpontot és általában folytonos felügyelést igényelnek [3], [4]. A biztosítási eljárások a következők:

- körülzárás burkolófallal;
- a szennyező, mérgező anyagok rögzítése;
- passzív hidraulikus védőintézkedések.

6.2. *A szanálás* a veszélyeztető gócpontnak a szennyezett talajból való eltávolítása és ennek a szomszédos területbe való behatolásának a megszüntetése. Az eljárás során a szennyező anyagokat vagy eltávolítják, vagy átalakítják, a környezetet nem veszélyeztető anyagokká [3], [7].

A szakirodalom [4] kétféle szanálási módszert említ és pedig:

- az in-situ módszert és

– az ex-situ módszert.

a) Az *in-situ* módszernél a szennyező anyagokat egy másik úgynevezett szállítóanyag segítségével (levegő, víz) kivonják a hulladéklerakóból, vagy biológiailag lebontják, illetve egy a környezetre ártalmatlan anyaggá lesz átalakítva. Az *in-situ* módszernél az egész eljárás, az anyagok feldolgozása, lebontása, átalakítása a helyszínen történik, tehát a hulladékot a lerakóból nem kell egy másik helyre szállítani.

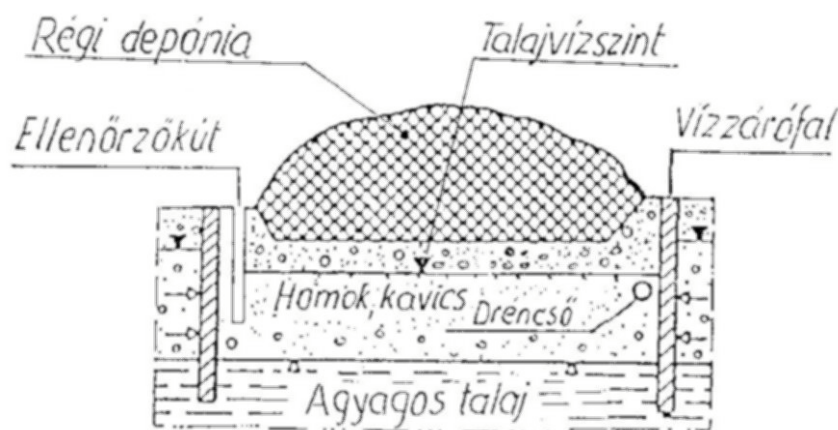
b) Az *ex-situ* módszert két eljárásra lehet osztani éspedig:

b1) az *on-site* eljárás, a szennyező anyagokat kihordják a lerakóból és egy hordozható felszereléssel megtisztítják és visszahelyezik az eredeti lerakóhelyre;

b2) az *off-site* eljárás, akárcsak az *on-site* eljárásban, a szennyező anyagokat kihordják a lerakóból és elszállítják egy különleges tisztító berendezéshez, majd megtisztítva újra visszahozzák az eredeti lerakóhelyre vagy egy másik rendeltetési helyre szállítják más felhasználás végett.

## 7. Biztosítási módszerek

7.1. Ha a föld alatt létezik egy természetes, geológiai szigetelő (vízzáró) réteg, akkor az évek óta létező hulladéklerakót körül lehet zárni egy, a vízátnemeresztő rétegbe hatoló *vízzáró fallal* (7. ábra).



7. ábra. A körülzáró burkolófal hatása

A körülzárt térségben a víz kiszivattyúzása által, a szennyezett víz szintjét alacsonyabbra lehet beállítani, mint a zárt térségen kívüli talajvizét. E módszer alkalmazásakor a víz mindig a külső térből fog szivárogni a szennyezett övezetbe. Így tehát a szennyezett víz soha nem jut a külső övezetbe és nem fogja a környezetet veszélyeztetni. A kiszivattyúzott víz egy megfelelően kialakított szennyvíztisztítóba kerül, majd innen egy természetes befogadóba.

És most röviden egy eszmefuttatást a vízzáró falakról: mik ezek és hogyan épülnek?

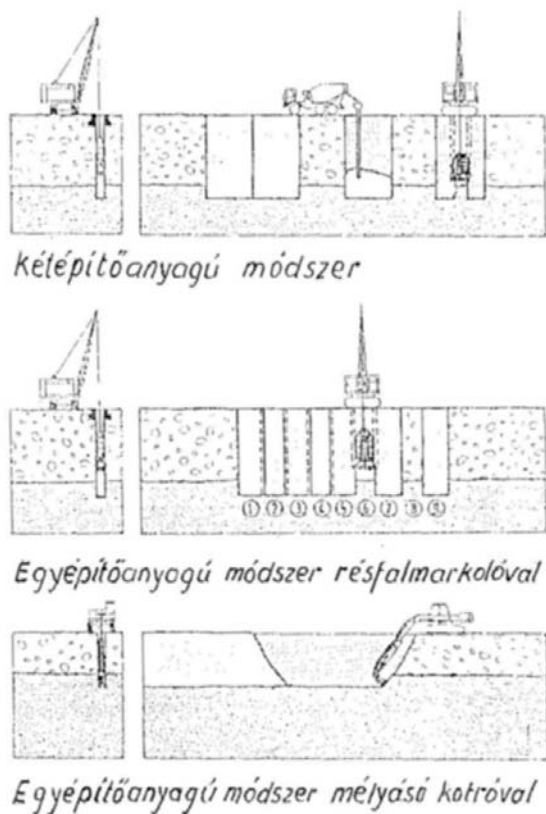
Egy vízzáró fallal a talajvíz áramlását vagy szivárgását akadályozzuk meg. Fontos, hogy ez a fal alul mindig egy vízzáró rétegbe, pl. agyagos talajba hatoljon be.

Műszakilag három féle vízzáró falat különböztetünk meg:

- a *résfalat*;
- a *vízzáró szádfalat*, vagy másik használatos nevén a *pallófalat*;

- a *fúrt cölöpöt*, melyet a szakirodalomban *befecskendezett cölöp* vagy az *injektált cölöp* néven is ismerünk.

a) A *résfalat* közvetlenül a talajba építik be. Tehát nem előregyártott betonelemek felhasználása és ezeknek a talajba való behelyezése. Építésére kétféle módszer ismeretes, az egy építőanyagú és a két építőanyagú (8 ábra).

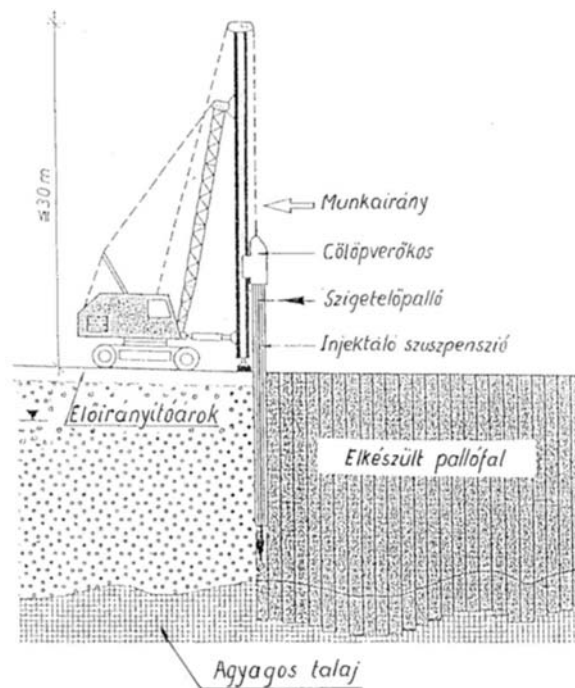


**8.ábra.** A résfal kivitelezési módszerei

Az *egy építőanyagú* módszernél a résfal beomlását megszüntető támasztó folyadék (általában bentonit) a résfalban marad továbbra utólag is, de most a kivitelezés befejezése után, mint szigetelőanyag.

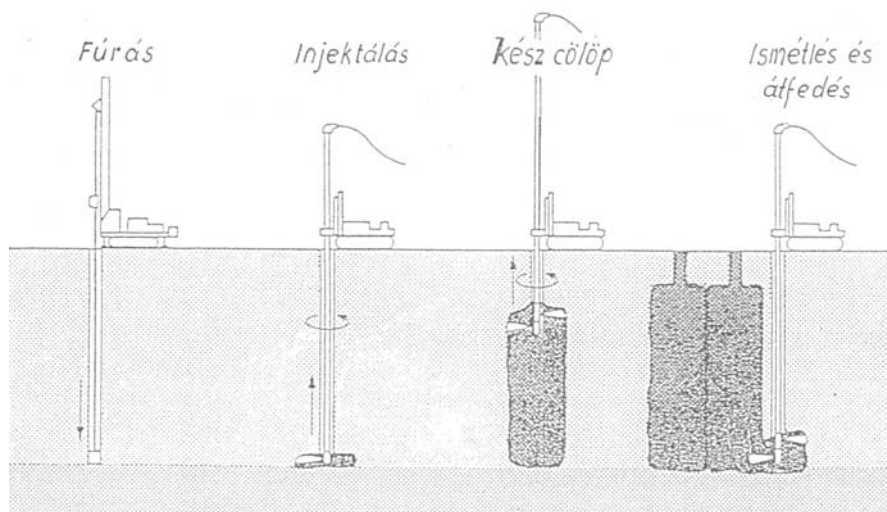
A *két építőanyagú* módszernél a támasztó folyadékot kiszorítja az utólag behelyezett szigetelőanyag pld. agyag-cement szuszpenzió vagy beton kontraktor módszerrel öntve.

- b) A *vízáró szádfal* kivitelezését a 9. ábra szemlélteti.



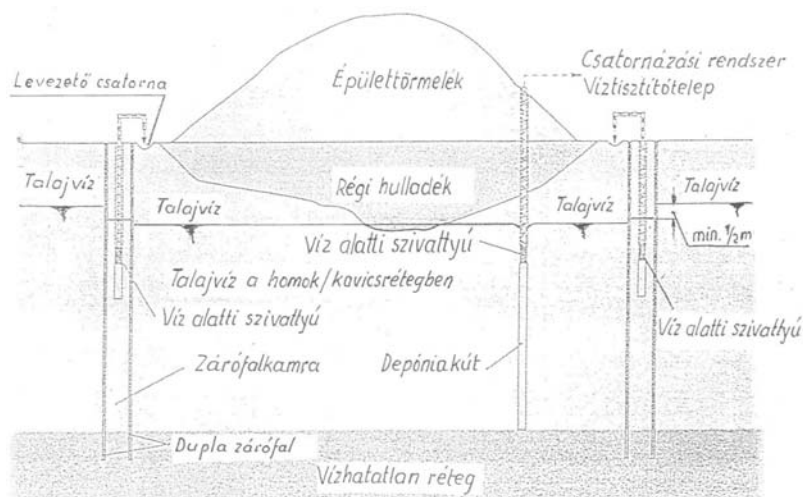
**9. ábra.** A szád fal elkészítése

c) A fúrt vagy injektált cölöp kivitelezésének munkamenete a 10. ábrán látható.



**10. ábra.** Fúvókasugarú injektált zárófal

A vízzáró burkolófalas körülzárás klasszikus példája az úgynevezett bécsi vízzáró falrendszer (Das Wiener Kammersystem). Ezt a 11. ábra szemlélteti.



**11. ábra.** A bécsi vízzáró falrendszer

### 7.2. A szennyező toxikus anyagok rögzítése

Ennél a módszernél ásványi- vagy vegyi kötőanyagoknak a beszennyezett környezetbe való helyezésével megszűnik a szennyező anyagok a szomszédos térségbe való továbbszállítás.

### 7.3. Passzív hidraulikus védőintézkedések

Kétféle eljárás ismeretes:

- a talajvízszint csökkentése;
- a talajvíz elterelése, azaz folyási irányának mesterséges megváltoztatása.

## 8. A szanalási módszerek

### 8.1. Az in-situ módszerek a következők:

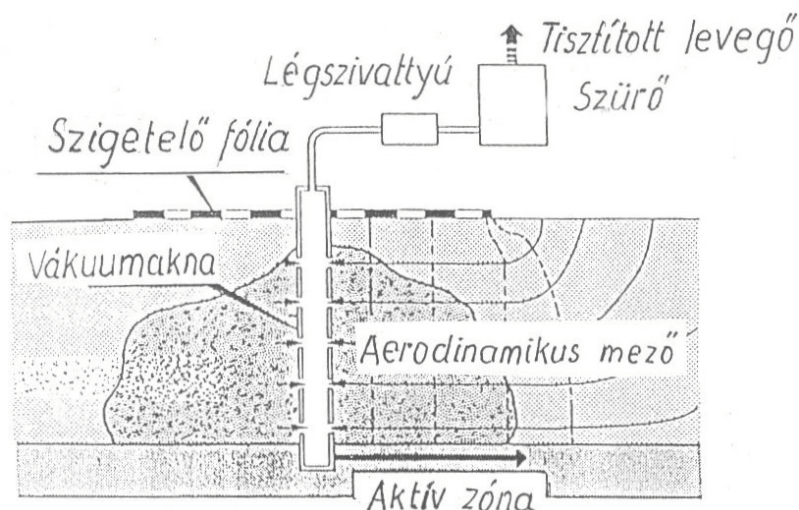
- a légnyomású eljárások és
- az aktív hidraulikus védőintézkedés.

#### 8.1.1. A légnyomású eljárásoknak két módszere létezik:

- a toxikus gázok kiszívása
- a levegő befűvése és ez összekötve a toxikus gázok kiszívásával.

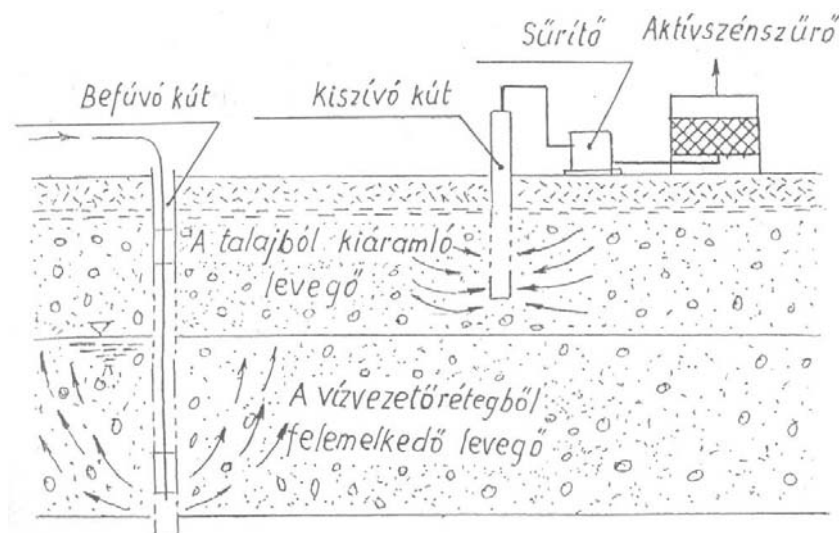
8.1.1.1. Az első módszer: 2-5 col átmérőjű csöveket helyeznek a lerakóba, ezek az úgynevezett vákuumaknák, ahol 0,1-0,4 bar nyomáscsökkentéssel aerodinamikus mező keletkezik és egy, kb. 10-50 m aktív zóna. Így most már kiszívható a hulladéklerakóban keletkezett toxikus levegő. Mielőtt a kiszívott gáz a légkörbe kerülne, egy tisztító berendezésen át haladva megszabadul a veszélyes anyagoktól (lásd 12. ábra).





12. ábra. A hulladéklerakó légtelenítése

8.1.1.2. A második módszer tulajdonképpen egyszerű *talajlevegőztetés*. Az eljárás kizárólag a talajvíz feletti zónában lévő illékony szénhidrogének eltávolítására szolgál. A feltárás során behatárolt szénhidrogén-szennyeződést *levegőztető* (befúvó kút) és *légelszívó* (kiszívó kút) segítségével távolítják el [5], [6], [11]. A szívólándzsák végét

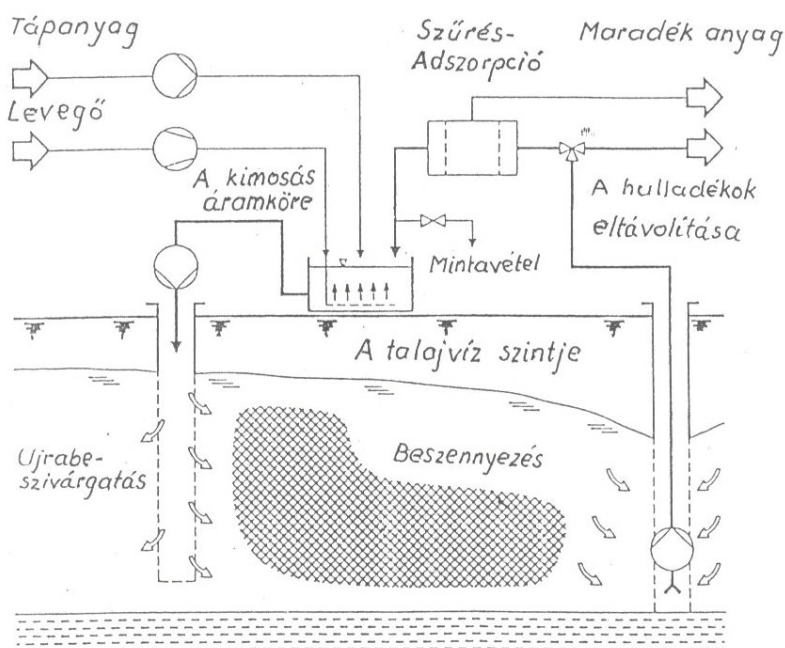


13. ábra. A levegő befúvása és a toxikus gázok kiszivárgása

a szennyezés fölé, a levegőztető lándzsák végét pedig a szennyezés alá helyezik el (lásd 13. ábra). Az elszívott levegőt egy sűrítőn, majd aktívszén-szűrőn vezetik keresztül.

8.1.2. Az *aktív hidraulikus védőintézkedés* a lerakóban lévő szennyezett anyag átmosását jelenti (14. ábra). Ez az eljárás a víz beszivárogatásával történik. A vízhez levegőt és tápanyagokat adagolnak. A dúsított talajvizet kiszivattyúzzák.





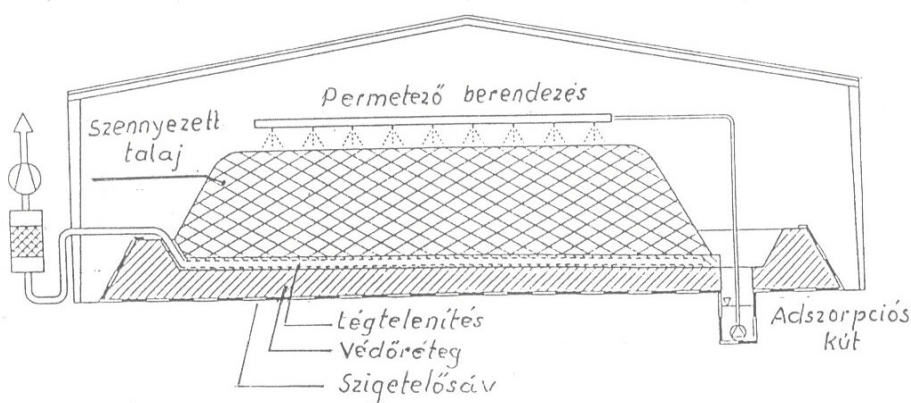
14. ábra. A talaj átmosására való berendezés

8.2. Az ex-situ módszereknél a következő három eljárást lehet felsorolni:

- a mikrobiológiai kezelés bioreaktorokban;
- a talaj mosása;
- a hőkezelés.

#### 8.2.1. A mikrobiológiai kezelés

A mikroorganizmusok a szennyezett anyagot vegyileg redukálják, veszélytelen anyaggá, pl. széndioxiddá, vízzé és nem fertőző masszává alakítják át. Egy ilyen bioreaktorban (15. ábra) a mikroorganizmusok serkentik a redukciós hatást.



15. ábra. Mikrobiológiai kezelés

8.2.2. A talaj mosása mobil (on-site) vagy fix felszerelésekben (off-site) történik. A mosóvízhez detergenset adagolnak. Az eljárást fűtött helységben végzik. A detergenst visszanyerik, regenerálják és újra felhasználják. A kimosott szennyező anyagokat sűrítik és egy különleges, erre a célra kialakított lerakóba (depóniába) helyezik el.

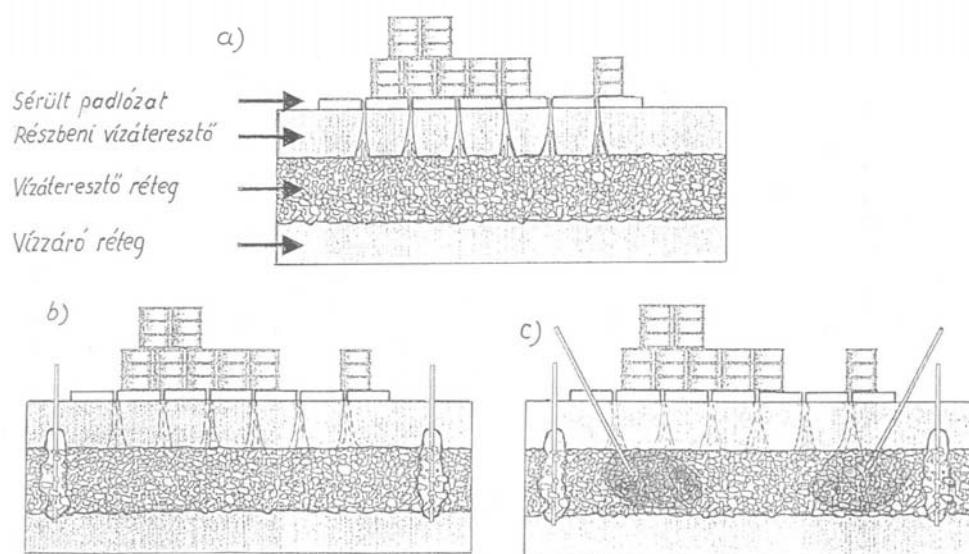
### 8.2.3. A hőkezelés

Ebben az eljárásban a szerves szennyező anyagot oxidálják, így széndioxiddá és vízzé alakul át. A szennyező anyagok gáz és por alakban távoznak. Ezeket gázokat azonban a légkörbe való végleges kibocsátás előtt kezelni kell.

A hőkezelés előnye a gyorsaság, ami a frakcionálás lehetőségével, destruktív eljárásokkal – kishőmérsékletű krakkolás (450-600°C), pirolízis (750-950°), nagy hőmérsékletű pirolízis ( $T > 1200^\circ\text{C}$ ) – függ össze, és az, hogy így módon gyakorlatilag minden szénhidrogén eltávolítható. Hátránya, hogy rendkívül költséges [11].

## 9. Egy régi telephely biztosítása

Amint a 16. ábrán látható a veszélyes anyag a sérült betonon keresztül



16. ábra. Környezetvédelem egy régi telephely szennyezésénél

leszivárog a talajvízzel telített áteresztő rétegbe (pld. kavicsréteg). Ez súlyos betegségeket és környezetszennyezést okozhat.

A káros szivárgás megszüntetésére különleges anyagot injektálnak az áteresztő rétegbe. Az az anyag, kereskedelmi nevén Geopurom, két komponensű (A és B anyag) poliuretán bázisú polimér. A két összetevőt az alkalmazás előtti percekben összekeverten injektálják be.

A kevert polimér képes a hézagos közegben elterjedni, egyrészt a beinjektálási nyomás miatt, másrészt mivel térfogata megnövekedik a végbemenő kémiai reakció során.

A még folyékony fázisban lévő polimér a körülött talajszemcséket összefogja, majd szilárdulva geokompozittá rögzíti. A polimér anyag jól kitölti a legapróbb pórusokat, repedéseket is, megszilárdulva akár a beton szilárdságát is elérheti. A szilárdulás időtartama kb. 10-20 perc, a víz jelenléte és a levegő hiánya nem befolyásolja.

A polimér termék megfelel az egészségügyi feltételeknek.

Amint a 16. b) ábrán látható, az első lépésben egy térszín alatti vízzáró fallal vesszük körül a tárolóhelyet, és egyúttal megkezdjük a szivárgási helyek eltömítését. A második lépésben a tárolóhely alatti szennyezett talajvízrétegbe (16.c ábra) semlegesítő anyagot injektálunk.

---

## 10. Összefoglalás

Jelenleg sok régi hulladéklerakó létezik. Ezeket környezetvédelmi szempontok figyelembevételével nélkül létesítették. A közeljövőben szükséges lesz ezek biztosítása vagy szanálása, mivel reális veszélyt jelentenek a lakosság egészségére.

A jelen dolgozatomban bemutattam, milyen módszerekkel és eljárásokkal lehet a veszélyeztetést megszüntetni és elhárítani. A további megoldások kidolgozása végett még jelentős kutató munka vár a környezetvédelmi szakemberekre, építőmérnökökre, geotechnikusokra, biológusokra, hidrogeológusokra és vegyészekre.

### Könyvészet

- 1] WITTKÉ, W.: *Bedeutung der Geotechnik bei der Altlastensanierung*, Deponien und Altlasten, Wittke (Hrsg.), Seite 103-120, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1977.
- 2] SCHAMANN, M.–MÜLLER, D.: *Önormen*, – Paket S 2085 bis S 2090 – Teil 1: Gesamtkonzept. Erkundung und Bewertung. In: *Abfallbehandlung, Deponietechnik und Altlastenproblematik*, Hengrerer, Nelles & Wöber (Hrsg.), Seite 97-105, Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1996.
- 3] KEMNITZER, O.: *Önormen* – Paket S 2085 bis S 2090 – Teil 2: Sicherung und Sanierung. *Abfallbehandlung, Deponietechnik und Altlastenproblematik*, Hengrerer, Nelles & Wöber (Hrsg.), Seite 107-112, Balkema, Rotterdam, 1996.
- 4] *Önorm* – S 2086/1996 Altlasten, Benennungen und Definitionen.
- 5] POGÁNY A.: *Einige Betrachtungen der Sicherung und Sanierung der Ablagerungen von Abfällen*, Buletinul Științific al Universității „Politehnica” Timișoara, Seria Construcții, Arhitectură, Tom 43 (57), pp. 33-42, Timișoara, 1998.
- 6] POGÁNY A.: *Erörterung der Probleme der zweckmäßigen Errichtung der Abfalldeponien*, Buletinul Științific al Universității „Politehnica” Timișoara, Seria Construcții, Arhitectură, Tom 44 (58), pp. 84-91, Timișoara, 1999.
- 7] *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik DGCT*, Arbeitskreis 11 – Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponien und Altlasten”. – GDA.2. Aufl. Berlin, 1993.
- 8] KISS G.: *Települési hulladékok lerakódombjainak vízháztartása*, Hidrológiai Közlöny, 75 évf., 2.szám, 1995 március-április, pp. 106-112, Budapest.
- 9] MOLNÁR B.: *Környezeti és természetvédelmi földtan*, JATE Press Szeged, 2001.
- 10] *A környezetvédelmi miniszter 22/2001. X.10. KÖM rendelete a hulladéklerakás, valamint a hulladéklerakók lezárásának és utógondozásának szabályairól és egyes feltételeiről*, Magyar Közlöny 2001/110 szám, 7291-7304 oldal, Budapest.
- 11] MEGYERI M.–PÁSZTÓ P.: *Környezeti haváriák hatása a felszín alatti vízkészlet minőségére különös tekintettel a Tiszavölgyre*, Duna-Tisza medence víz és környezetvédelmi nemzetközi konferencia, Debrecen, 2001. Szept.19-21, 430-443 oldal.

---

**Descrierea CIP a Bibliotecii Naționale a Românei**  
**Terminologie: Magyar nyelvű szakelőadások a 2001-2002-es**  
**tanévben: Építő- és építészmérnöki kar – Kolozsvár**  
[Cluj-Napoca]:  
Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, 2002  
p. ; cm.  
ISBN 973-85809-2-7

624

Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság – EMT  
Kolozsvár, 1989. December 21. Sugárút (Magyar u.) 116. Szám  
Postacím: 3400 Cluj, C.P. 1-140, România  
Tel./fax: 0264-190825; 194042; 0744-783237  
E-mail: [emt@emt.ro](mailto:emt@emt.ro)  
Honlap: <http://www.emt.ro>

ISBN 973-85809-2-7