

1.1. A BIZTONSÁGRÓL ÁLTALÁBAN

1.1.1. A biztonság kezdeti megítélése

Az építmények létesítésében, környezeti feltételeiben és használatában meglévő bizonytalanságok miatt, továbbá a használat során bekövetkező káresemények adott valószínűséggel történő elkerülése érdekében a tartószerkezeteket - ezen belül a betonszerkezeteket - biztonsággal kell építeni. A biztonság mértéke és értelmezése a mérnöki tevékenység történetében sokat változott.

Kezdetben a szerkezeteket általában tapasztalati alapon az úgynevezett „abszolút” biztonságra törekedve építették. Az abszolút biztonságon azt értették, hogy a szerkezet nem kívánt állapota (használatatlanná válása vagy használatának korlátozott volta) semmilyen körülmények között nem alakul ki. Az építési és használati tapasztalatok gyarapodásával, illetve az építéstudomány fejlődésével párhuzamosan bebizonyosodott, hogy ilyen törekvés fölösleges, de meg sem valósítható.

A vasbetonépítés kezdetén a szerkezeteket is viszonylag nagy biztonsággal építették. A biztonságot ekkor úgy fogták fel, mint a szerkezeti ellenállás és az arra ható terhek várható értékeinek hányadosát. A kedvező tapasztalatok után és a szilárdságtani ismeretek bővülésével - elsősorban gazdasági megfontolásokból - a biztonságot (pl. kisebb méretek alkalmazásával) fokozatosan csökkentették. A méretek csökkentését az anyagok képlékeny viselkedését feltáró kutatások eredmények [1.1], [1.3] és a szerkezet viselkedésében szerepet játszó paraméterek statisztikai jellegének felismerései alapozták meg [1.2]. Az építési és a használati tapasztalatok alapján fölöslegesnek mutatkozó biztonság csökkentése az egymást követő méretezési eljárások révén valósult meg [1.4], [1.5], [1.6].

A húszas években kialakult megfontolások egyik eredményeként a negyvenes évek végére hazánkban javaslat született arra vonatkozóan, hogy a szerkezeteket az állandó és az esetleges teher eltérő bizonytalanságaira tekintettel az ún. „egyenlő biztonság”-ra törekedve tervezzék [1.7]. Az egyenlő biztonságnak nevezett eljárás keretében a teherbírás határértékéből kivonták az állandó teher mértékadó értékét, majd a maradványból meghatározták az esetleges teher várható értékéhez rendelhető biztonsági tényezőt. Azt tekintették mérvadónak, hogy ez a biztonsági tényező a szerkezet minden elemében azonos értékű legyen. [1.8/b]. Az építési tapasztalatok és a tudományos kutatások eredményeként történelmileg rövid idő alatt bebizonyosodott, hogy az egyenlő biztonságra való tervezés helyett az osztott biztonsági tényezős eljárás alkalmazása célszerűbb és gazdaságosabb [1.2], [1.5], [1.9], [1.10]. Az ún. osztott biztonsági tényezős eljárás keretében a szerkezet teherbírásában és használhatóságában résztvevő egyes paraméterek értékét azok bizonytalanságaira való tekintettel (az adott paraméterhez címzetten) egyedileg, veszik számításba [1.8], [1.10], [1.11].

A XX. század közepétől annak végéig terjedő időszakban a méretezés- és építésmélet, a valószínűségelmélet és a számítástechnika fejlődésével párhuzamosan fokozatosan előtérbe került az építési, fenntartási költségárfordítások és az esetleges tönkremenetellel járó kárérték komplex vizsgálataként a szerkezeti biztonság új szemlélete [1.12], [1.13]. A szerkezet biztonságán a nem kívánt állapotok elkerülésének megbízhatóságát, illetve a nem kívánt állapot kialakulásának kockázatát értjük [1.13], [1.14]. A gazdasági tényezőkre is tekintettel a méretezés feladata napjainkban az, hogy a szerkezet biztonsága optimális legyen. Az optimális biztonságot a szerkezet tervezett gazdaságos élettartama alatt jelentkező valamennyi költség-tényezőt magába foglaló komplex költségek minimuma határozza meg [1.11], [1.13].

1.1.2. Az erőjátékában szerepet játszó paraméterek sztochasztikus jellege

A szerkezet erőjátékában szerepet játszó paraméterek, hasonlóan minden fizika jelenséghez, általában nem jellemezhetők egyetlen számadattal. A megfelelő jellemző csak sztochasztikusan lehetséges. A méretezés számára fontos sztochasztikus jellemzésre: szükség van az adott paraméter, mint valószínűségi változó eloszlásfüggvényének miné pontosabb ismeretére. A gyakorlatban a konkrét eloszlásfüggvények helyett legtöbbször meg kell elégednünk a valószínűségi változók várható értékének (átlagának), szórásánál vagy relatív szórásának (variánciájának), esetleg az eloszlásfüggvény ferdeségénél ismeretével. Ugyanis a pontos eloszlásfüggvények analitikus vagy empirikus meghatározásához nincsen elegendő információnk. A felsorolt mennyiségek - amelyeket statisztikai módszerekkel többnyire kellő pontossággal és megbízhatósággal meg tudunk határozni - általában elegendő alapot adnak arra, hogy a vizsgált valószínűségi változóra néhány kvalitatív kiegészítő információ figyelembevételével helyettesítő eloszlásfüggvényt (normál, lognormál, stb. eloszlás) vehessük fel.

Mivel az ellenállás és a teher, mint valószínűségi változó kezelendők, ezért a létrejövő szerkezeti meghibásodások és a károk is csak sztochasztikusan jellemezhetők. Ennek megfelelően előtérbe kerültek a valószínűségelméletre épülő, a matematikai statisztikát felhasználó méretezési eljárások.

A továbbiakban összefoglaljuk a betonszerkezetek méretezés-elméletének alapjait.

1.2. MÉRETEZÉSI KÖVETELMÉNYEK

1.2.1. A méretezés célja

A méretezés célja olyan szerkezetek létesítése, amelyek a tervezett gazdaságos élettartamon belül alkalmasak a velük szemben támasztott követelményeknek megfelelni.

Ennek megfelelően a szerkezetet úgy kell méretezni, hogy biztonsága optimális legyen

- az építése és rendeltetészerű használata során rá ható valamennyi hatással,
- a helyi tönkremenetelt előidéző rendkívüli hatás (pl. robbanás, tűz) esetén keletkező progresszív összeomlással

szemben. Továbbá a szerkezet a tervezett élettartamán belül

- rendeltetésének megfelelően használható,
- megfelelő tartósságú legyen.

E követelmények teljesülése végett meg kell követelni, hogy

- a tervet megfelelő tervezői jogosultságú mérnökök készítsék,
- a kivitelezést kellően ügyes és tapasztalt szakemberek végezzék,
- a szerkezet használatának tényleges körülményei ne térjenek el a tervezettől,
- a szükséges ellenőrzés megvalósuljon a tervezés, kivitelezés és használat teljes időtartama alatt,
- a szerkezet karbantartása biztosítva legyen a tervezett élettartam alatt.

Ilyen feltételek megteremtéséhez mindenképp azért is szükség van, hogy a durva hanyagság és a nem véletlen jellegű hibák elkerülhetők legyenek. A tervezőre, kivitelezőre és üzemeltetőre vonatkozó előírások ugyanis nem nyújtanak védelmet a durva hanyagság és a nem véletlen hibák hatásának következményeivel szemben.

Az építési tevékenység teljes menetében egyértelműen meg kell határozni a felelős személyt, ill. személyeket és a felelősség mértékét.

A fentiekben túlmenően a fenntartási tervekben meg kell határozni a karbantartás pontos feltételeit és a felelősség kritériumait is.

1.2.2. A szerkezet megbízhatósága és kockázata

A tervezőnek ügyelnie kell arra, hogy a szerkezet elegendő költségráfordítás mellett a töréssel szemben, továbbá a használhatóságot illetően megfelelő biztonsággal legyen.

A biztonságon általánosságban a szerkezet azon képességét értjük, hogy a vele szemben támasztott követelményeket a tervezett élettartamon belül egy adott p kockázattal teljesíti. A kockázat az előírt követelmények nem teljesülésének (más szóval a nem kívánt állapot kialakulásának) valószínűsége. Az optimális biztonsággal megépített szerkezet $M=(1-p)$ megbízhatósággal üzemel.

Egy és ugyanazon építmény különböző szerkezeti elemeire a kockázatnak különböző foka indokolt attól függően, hogy az adott elem a nem kívánt állapotok fellépte minőségi és mennyiségi értelemben milyen veszteségekkel jár.

1.2.3. A nem kívánt állapotok és kialakulásuk következményei

Kockázat nélküli építmény nincs, mert valamilyen kis valószínűséggel a szerkezet tönkremenetele mindig kialakulhat. A tönkremenetel végbemehet a rendeltetés szerinti használati feltételek és a környezeti hatások következtében, vagy különleges esetekben a rendkívüli hatások (pl. tűz, robbanás) következtében. A tervezett élettartamon belül esetlegesen kialakuló állapot következményeit illetően az alábbi minőségi csoportok képezhetők

- az emberi élet veszélyeztetése nagy és/vagy a gazdasági következmények igen nagyok,
- az emberi élet veszélyeztetése fennáll és/vagy a gazdasági következmények jelentékenyek,
- az emberi élet veszélyeztetése csak véletlen jellegű és/vagy a gazdasági következmény csekély, ill. elhanyagolható.

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

A következmények a meghibásodás módjától is függenek, különösen akkor, ha az emberi élet vagy sérülés veszélyeztetettsége fennáll. Az előrejelzés nélküli ún. ridegtörés veszélye esetén magasabb biztonsági szintet kell tervezni.

A tönkremenetellel összefüggő nem kívánt állapot kialakulása mellett olyan elváltozás is létrejöhet, ami a szerkezet használhatóságát rontja, illetve veszélyezteti, vagy annak élettartamát csökkenti. Ilyen használhatósági akadály vagy korlátozási kényszer alakulhat ki

- túlzott alakváltozások következtében, amelyek akadályozzák a szerkezet használatát, vagy rontják esztétikai megjelenését,
- helyi károsodások (repedések kialakulása, kapcsolódó épületek károsodása) miatt, amelyek fokozott karbantartást igényelnek, korrózióhoz vagy kártérítési igényhez vezetnek,
- túlzott mértékű rezgés, amely miatt az emberi tartózkodás kényelmetlen vagy a normális üzemeltetés nem lehetséges, illetve gazdaságtalan.

A nem kívánt állapot kialakulása jelentkezhet a szerkezet élettartamának nagymértékű csökkenésében is, azaz amikor a szerkezet tartóssága a tervezettnél rövidebb lesz. A szerkezet tartósságának csökkenése előállhat

- a fárasztó jellegű igénybevételek esetén, amikor a szerkezet, ill. szerkezeti anyag kifáradása jelentkezik,

- a tartósan működő terhek esetében, amikor a szerkezet, ill. szerkezeti anyag tartós szilárdságának kimerülése következik be,
- korrózió következtében, amikor a szerkezet teherbírása idő előtt kimerül.

A tervező és a kivitelező feladata olyan megbízhatóságú szerkezet kialakítása, amelynél a nem kívánt állapot kialakulásának valószínűsége a vállalható kockázatnak megfelelő mértékű.

1.3. MÉRETEZÉSI ELVEK

A méretezésmélet történeti áttekintése alapján megállapítható, hogy a vasbeton szerkezetek méretezése elvégezhető (1.1 táblázat)

- determinisztikus vagy
- valószínűségi

méretezési elvek alapján.

A determinisztikus méretezésnél olyan feltevéssel élnek, hogy a számításba vett paraméterek (terhek, anyagi jellemzők, geometriai adatok stb.) mértéke egyértelműen (determinisztikusan) meghatározható.

A valószínűségi méretezés során feltételezik, hogy a számításban szereplő tényezők valószínűségi változók és azok statisztikailag jellemezhetők.

A méretezési elvekre támaszkodva megkülönböztetünk

- egyetlen és
 - osztott
- biztonsági tényezős, továbbá
- biztonsági tényező nélküli

méretezési eljárásokat.

1.1. táblázat: A méretezési eljárások és elvek

MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSOK		
egyetlen	osztott	biztonsági tényező nélküli eljárás
biztonsági tényezős eljárás		
- megengedett feszültségeken alapuló eljárás - törési biztonságon alapuló I. eljárás	- törési biztonságon alapuló II. eljárás - fél(ig)valószínűségi eljárás illetve - parciális tényezők módszere	- megbízhatósági eljárás
determinisztikus		valószínűségi
MÉRETEZÉSI ELVEK		

Az egyetlen biztonsági tényezős eljárások keretében a kockázatot egyetlen biztonsági tényező alkalmazásával korlátozzák. Abban az esetben, ha ez a biztonsági tényező

- a szilárdságra vonatkozik, akkor ezt a megengedett feszültségek eljárásnak,
- a teherrel kapcsolatos, akkor ezt a törési biztonságon alapuló eljárás I. változatának

szokás nevezni.

Az osztott biztonsági tényező eljárásokban a megbízhatóságot több (a mértékadó és a határértékeknel bevezetett) biztonsági (Eurocode-féle szóhasználat: parciális) tényező útján érik el. Ezen belül beszélünk

- a törési biztonságon alapuló eljárás II. változatáról,
- fél(ig)valószínűségi eljárásról,
- parciális tényezők módszeréről.

A teljes (vagy direkt) valószínűségi méretezési módszerben az erőtani vizsgálat során

- a nem kívánt állapot bekövetkezésének kockázatát (vagy a szerkezet megbízhatóságát) közvetlenül mutatják ki és hasonlítják össze annak vállalható (vagy megfelelő) mértékével, illetve
- a vállalható kockázat szintjének megfelelően kimutatják a szerkezet vagy szerkezeti elem (tartó szakasz, vagy keresztmetszet) teherbírásának megkövetelt várható értékét, illetve a használati követelmények szempontjából ellenőrzik a még éppen megfelelőség feltételének teljesülését. Ezt az eljárást szokás megbízhatósági eljárásnak is nevezni.

1.4. MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSOK

1.4.1. Egyetlen biztonsági tényező eljárások

Egyetlen (vagy globális) biztonsági tényező eljárást alkalmaztak a korábban általánosan használt ún. megengedett feszültségeken, illetve a megengedett terheken, vagy statikai igénybevételeken alapuló eljárások. Ez az eljárás volt használatban nálunk és Kelet-Európában 1949-ig, továbbá 1990-ig máshol a világon, így Nyugat-Európában.

A méretezés alapösszefüggése

- megengedett feszültségek esetében

$$\sigma_{\max}(E_m, L_m) \leq \sigma_{adm} = \frac{R_m}{\gamma_1} \quad (1.1)$$

- megengedett terheken alapuló eljárásnál

$$E(E_m, L_m) \leq R(R_m, L_m) \frac{1}{\gamma_2} \quad (1.2)$$

formában adható meg, ahol

σ_{\max} - rugalmasságtan elvei szerint számított legnagyobb feszültség, például az 1910 évi hídszabályzat szerint a teherbírás feltétele:

$$\sigma_{\max} = \sigma_a + \mu \cdot \sigma_c \leq \sigma_{adm} \quad (1.3)$$

ahol σ_a az állandó teherből és a hőmérsékletváltozásból, σ_c az esetleges terhelésből származó igénybevétel, μ a dinamikus tényező amelynek értéke vasszerkezeteken $\mu=1,4$, vasbetétes betonszerkezeteken $\mu=1,3$, egyéb esetekben pedig $\mu=1,0$. Ha a terhelésekkel egyidejűleg még a szélnyomásból származó igénybevételt (σ_w) is figyelembe kell venni, ez esetben vas- és vasbetétes betonhidakon is $\mu=1,0$ -re vehető, tehát:

$$\sigma_{\max} = \sigma_a + \mu \cdot \sigma_c + \sigma_w \leq \sigma_{adm} \quad (1.4)$$

de tisztán a szélnyomásból származó igénybevétellel:

$$\sigma_w < 0,85 \cdot \sigma_{adm} \quad (1.5)$$

σ_{adm} - az anyag-szilárdság jellemzésére szolgáló megengedett feszültség;

E_m, L_m, R_m - a teher, vagy hatás (igénybevétel), a geometriai méret, ill. a szilárdság (acél esetében a folyási határ) átlagos (várható) értéke;

E, R - az E_m teher, vagy hatás, az L_m geometriai méret alapján meghatározható hatás várható értéke, továbbá az R_m szilárdság várható értékének figyelembe vételével a törési elmélet, vagy a képlékenységtan elvei szerint meghatározható R ellenállás (teher, vagy statikai igénybevétel) várható értéke.

γ_1, γ_2 - az egységes (egyetlen) biztonsági tényező, mely az anyagtól ill. a szerkezettől függően általában különböző és időben változó értékű volt ($\gamma_1 \geq \gamma_2$).

Az egyetlen biztonsági tényezőt kezdetben tapasztalatok alapján vettek fel, később ennek értékét a szerkezet erőtérképében szerepet játszó paraméterek statisztikai jellemzői (az eloszlás típusa, az átlag és a szórás) alapján határozták meg. A γ biztonsági tényező értéke, pl. a hazai 1931. évi vasbetonszabványban: a betonra $\gamma=3,0$, az acélbetétre, pedig $\gamma=2,0$ volt.

1.4.2. Osztott biztonsági tényező méretezési eljárások

1.4.2.1. Törési biztonságon alapuló eljárás

Osztott biztonsági (parciális) tényezőket használ az ún. törési biztonságon alapuló azon eljárás, amit határállapotok vizsgálatára vonatkozó módszerének is nevezünk¹ Ezen eljárás alapösszefüggése

$$E_d[\gamma_G \cdot G_m, \gamma_Q \cdot Q_m, (L_m \pm \Delta_L)_E] \leq R_d \left[\frac{R_m}{\gamma_R}, (L_m \pm \Delta_L)_R, S_a \right] \quad (1.6)$$

alakban írható fel, ahol az előzőekben ismertetett jelöléseken túl:

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_R$ ill. Δ_L - az állandó, illetve az esetleges teherre, továbbá az ellenállásra vonatkozó osztott biztonsági (parciális) tényezők, illetve a geometriai adatokra vonatkozó Δ_L tús értéke. A γ értékek a teher- és anyag fajtanként idővel változó mértékűek voltak. Például az állandó teherre (annak mértékadó jellegétől függően): $\gamma_G=0,9$, illetve 1,1, az esetleges teherre (az abszolút érték mértékétől függően): $\gamma_Q=1,2 \dots 1,4$, vagy a betonra: $\gamma_R=\gamma_c=1,5 - 1,2$, az acélbetétre: $\gamma_R=\gamma_s=1,4 - 1,15$. Az értékeket időnként (részben tapasztalati adatokra támaszkodva, részben takarékoskossági célból) csökkentették.

E_d ill. R_d - az L_m geometriai adatok, továbbá E_m külső teher ill. R_m szilárdság várható értékéből a $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_R$ illetve Δ_L figyelembevételével számítható hatás (mértékadó igénybevétel, vagy mértékadó feszültség tervezési értéke ill. a teherbírás (akkori szóhasználat: határigénybevétel, vagy határfeszültség) tervezési értéke.

A teherbírás határállapokra vonatkozó méretezési követelmény hidak esetében például 1949/51 évektől kezdődően, Magyarországon² az ún. főerőkre és csak az állandó teherrel számolva, a korabeli jelölésekkel

¹ Az osztott biztonsági tényező méretezési rendszer kidolgozója a német M. Mayer volt [1.2]. A Mayer-féle eljárás első gyakorlati alkalmazása a 1943 évi kiadású, háborús körülmények közötti alkalmazáshoz az A. Gvozgyev által kidolgozott műszaki előírás. [1.4]. A Mayer-féle méretezés egy változatát hazánkban Korányi Imre az ún. egyenlő biztonsági elve alapján javasolta alkalmazni [1.7]. A Korányi megoldás a Vasúti Hídszabályzatban $n=(Y_H - Y_A - Y_c)/Y_H \geq n_1$, formában előírásként is megjelent, ahol Y_c hőmérséklet, kuszás okozta hatás, n_1 a hasznos teher előírt biztonsági tényezője. [1.8/b].

$$Y_M = \max \begin{cases} \sum \gamma_a \cdot Y_a + \gamma_q Y_q, \\ 1,20 \sum Y_a \end{cases} \quad (1.7/a)$$

és

$$Y_M \leq Y_H, \quad (1.7/b)$$

Az

ahol Y_M -a mértékadó igénybevétel, Y_a -az állandó és tartós terhekből, Y_q -az esetleges, azaz hidak esetében a 60 tonnás járműből származó igénybevétel a dinamikus tényezővel szorozva, $\gamma_a=1,1$ az állandó, illetve $\gamma_q=1,5$ az esetleges teher biztonsági tényezője, Y_H pedig az ún. határigénybevétel, amit a keresztmetszet törési állapotának feltételezésével, az anyagokként értelmezett $\sigma_H = \frac{R_m}{\gamma_R}$

határfeszültség figyelembevételével lehetett meghatározni.

$\gamma_R = 1,5 - 1,15$ érték, az anyag jellegetől függően.

S_a - a használhatóság (serviceability) kimerülésének azon esetei (alakváltozás, repedés stb.), amikor a szerkezet használatát korlátozó elváltozásban a szilárdság döntő szerepet nem játszik.

1.4.2.2. Fél(ig)valószínűségi eljárás

1.4.2.2.1 Az eljárásról általában

Az fél(ig)valószínűségi eljárás egy olyan speciális determinisztikus modell, amelynek paramétereit és az erőtani vizsgálat eseteit a szerint veszik fel, hogy azok egy stochasztikus modell és tapasztalati/elméleti megfontolások alapján nyerhető eredményeket jól közelítsék [1.14].

A vizsgálat keretében az erőtani követelmény teljesülésének ellenőrzéséhez

- teherbírási és használhatósági határállapotokat definiálnak,
- a határállapotok leírásához jól használható determinisztikus modellt vesznek fel.

1.4.2.2.2 A fél(ig) valószínűségi eljárás alapösszefüggései

A fél(ig)valószínűségi eljárás alapösszefüggését elvileg

- a teherbírási határállapot vizsgálatához

$$S(F_M, L_M) \leq R(F_H, L_H, S_I) \quad (1.8a)$$

- a használhatósági határállapot számításához

$$L(F_{ser}, L_M) \leq S_{II} \quad (1.8b)$$

módon lehet megadni, ahol

S - a szerkezetnek vagy a szerkezeti elemnek a terhek és a geometriai adatok tervezési (vagy mértékadó) értékéből meghatározható hatás oldali állapotjellemzője (pl. nyomatéki, nyírási igénybevétel)

² A Mayer-féle méretezés – világon először, országos szabályzatként való – bevezetése és a tartószerkezetek méretezésének korszerű elveinek irodalmi bemutatása Menyhárd István érdeme [1.8/a], [1.9], [1.10].

R - a szerkezet vagy szerkezeti elem szilárdsági és geometriai adatok tervezési (vagy határ) értékéből megállapítható ellenállási állapotjellemzője (pl. nyomatéki, nyírási teherbírási)

L - a terhek, a geometriai és az ellenállási paraméterek alapértékének (várható értékének) felhasználásával meghatározható mértékadó állapotjellemzője (pl. lehajlás, repedéstágasság).

F_M - az állandó teher, a hasznos teher és az egyéb esetleges terhek tervezési értékeinek értelemszerű csoportosításával nyerhető 99%-os előfordulási valószínűségnek megfelelő mértékadó hatás, tekintettel a terhek egyidejűségére, a tervezett élettartamra, a szerkezet gazdasági jelentőségére és a számítási modell pontatlanságára.

L_M, L_H ill. L_m -a geometriai adatok mértékadó, határ, illetve várható értéke.

F_H - a szerkezet, vagy szerkezeti elem (keresztmetszet) 1%-os előfordulási valószínűségnek megfelelő határteherbírási, az ellenállási paraméterek (szilárdság, geometriai adatok) számítási értékéből meghatározva, tekintettel a tervezett élettartamra, a szerkezet vagy szerkezeti elem gazdasági jelentőségére.

S_{ser} - az állandó teher, a hasznos teher és az egyéb esetleges teher várható értéke,

S_I - az állékonyságra (alaki és helyzeti állékonyságra) vonatkozó állapotjellemző, amelynek túllépése esetén a szerkezet stabilitásvesztés miatt használhatatlanná válik az anyagi szilárdság kimerülése nélkül.

S_{II} - a használhatóságra (pl. eltolódásra, repedésre) vonatkozó korlátérték, amelynek a túllépése esetén a szerkezet használhatóságát korlátozni kell.

1.4.2.2.3 A terhek és a hatások biztonsági tényezője

A fél(ig)valószínűségi eljárás keretében egy-egy teher mértékadó értéke elvileg 95 %-os küszöbérték, ami a várható értéknek tekinthető F_m , mint alapérték és a γ_f biztonsági tényező szorzataként számítható. A biztonsági tényező - normális eloszlás feltételezésével

$$\gamma_f = 1 + 1,645 \nu_f \quad (1,9a)$$

módon határozható meg, ahol ν_f az adott teher, vagy hatás relatív szórása.

A hazai (MSZ15021/1) szabvány szerint a vasbeton-, fal-, fém- és faszerkezethez a terhek biztonsági tényezőjének értéke

- állandó tehernél: $\gamma_g = 1,1$, amit később, 2000 évben 1,2 értékre növeltek
- esetleges teherhez: $\gamma_p = 1,4$, ha a teher intenzitása $p \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$
 $\gamma_p = 1,3$, ha $2,0 < p \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$
 $\gamma_p = 1,2$, ha $5,0 < p$ esetén.

1.4.2.2.4 Az ellenállási paraméterek biztonsági tényezője

A fél(ig)valószínűségi eljárás keretében ellenállási oldalon például a beton nyomási szilárdság esetében, a biztonsági tényező a K_{min} , (vagy az EC szerinti: f_{cd}) érték, mint egy 5 %-os küszöbértékben definiált minősítési érték és az adott jellemző 1%-os előfordulási valószínűségnek megfelelő $\sigma_{0,99}$ (vagy az EC szerinti: f_{cd}) határszilárdság hányadosa. Ennek megfelelően, normális eloszlás feltételezésével a biztonsági tényező

$$\gamma_R = \frac{1 - 1,645 \nu_R}{1 - 3,09 \nu_R} \quad (1,9b)$$

módon határozható meg, ahol ν_R az adott ellenállás relatív szórása [1.15].

A hazai (MSZ 15022/1) szabvány a 70-es évek végéig a szilárdság várható értékére, kp/cm^2 -ben adta meg az alkalmazható betonra vonatkozó adatokat (1M1. melléklet). Az előírásaink az 1982 évben tértek át a N/mm^2 dimenzióra és a követelményben az átlagos szilárdságról az 5 %-os minősítési (vagy EC szerinti karakterisztikus) értékre (1M2. melléklet). A beton határszilárdságára (határfeszültségére) vonatkozó előírásokat - a biztonság némi növelése céljából - időnként módosították. Az adatok változásai és az EC szerinti érték az 1M3 táblázatban található.

A betonacél esetében az MSZ a feszítőbetétek biztonsági tényezője az 5%-os küszöbértékben kifejezett folyási határra, vagy a 0,2 %-os maradó alakváltozáshoz tartozó folyási határra egyaránt, $\gamma_s=1,15$.

A feszítőbetétek (kifejezett folyással nem rendelkező feszítési huzalok) esetében a biztonsági tényező a hazai előírásokban ugyancsak az 5%-os küszöbértékben meghatározott szakítószilárdsághoz $\gamma_{p1}=1,33$, a 0,1%-os maradó alakváltozáshoz tartozó egyezményes folyási határhoz, pedig $\gamma_{p2}= 1,15$, a két érték közül a nagyobbik a mérvadó.

1.4.2.3. Parciális tényezők módszere

1.4.2.3.1 Az eljárásról általában

Az 1964. évi Comite Euro-International du Beton (CEB) és Federation Internationale du la Precontrainte (FIP) „Elvek és Ajánlások” és a hazai kutatási eredmények, tervezési tapasztalatok figyelembevételével az erőtan követelmények teljesülésének ellenőrzését a hazai MSZ előírások (1969-71 évtől) az ún. fél(ig)valószínűségi eljárás alapján írják elő. Az osztott biztonsági tényezős eljárásnak is nevezett módszert az Eurocode 1989-1990 évektől kezdve alkalmazza Előszabványként (ENV). Az időközi tapasztalatok alapos értékelésének és a továbbfejlesztések eredményeként tovább finomított méretezési eljárást az MSZ EN 1990 Eurocode: „A tartószerkezeti tervezés alapjai” c. szabvány (EN) a parciális tényezők módszerének nevezi. [1.16], [1.17], [1.18].

A parciális tényezők módszere lényegében az osztott biztonsági tényezős eljárás továbbfejlesztett változata, mely a hagyományos osztott biztonsági tényezős eljárásnál nagyobb mértékben támaszkodik a valószínűségi elméleti alapokon nyugvó megbízhatósági elméletre.

Az alapelvek szerint úgy kell megtervezni a szerkezetet, hogy az előirányzott tervezési élettartam alatt azok megfelelő megbízhatósággal és gazdaságosan legyenek alkalmasak a rendeltetészerű használatra, vagyis megfelelő legyen a teherbírása, használhatósága és a tartóssága, a kiváltó okhoz képest aránytalan mértékben ne károsodjon rendkívüli körülmények között, pl. esetleges robbanás, ütközés és emberi hibák következtében.

A teherbírásra és a használhatóságra vonatkozóan különböző megbízhatósági szintek - biztosíthatók az EN szerinti tervezéssel, és az ezt kiegészítő megfelelő színvonalú megvalósítással, és minőségbiztosítási intézkedésekkel,
- megválasztása függ a határállapot elérésének okától és/vagy módjától, továbbá a tönkremenetel lehetséges következményeitől (emberi élet, sérülések, várható anyagi kockázatai), a nyilvánosság tönkremenetellel szembeni ellenérzései, a tönkremeneteli kockázat csökkentésének költségeitől,
- megválasztása lehetséges a tartószerkezet egészének osztályba sorolásával és/vagy a tartószerkezet egyes részeinek osztályba sorolásával.

1.4.2.3.2 Tervezési élettartam

A tartószerkezetek előírt megbízhatóságát az EN szerinti tervezéssel, és az ezt kiegészítő megfelelő szintű megvalósítással és minőségbiztosítással kell elérni, figyelembe véve az 1.2. táblázat szerinti tervezési élettartamot. A tervezési élettartam szempontjából a szerkezet egésze is elemekre bontható és így azon belül - a cserélhetőség feltételeinek megfelelően - beszélhetünk eltérő tervezési élettartamról.

1.2 táblázat: Tervezési élettartamok

Osztály	Előírt tervezési élettartam (év)	Példák
1	10	Ideiglenes tartószerkezetek ⁽¹⁾
2	10–25	Cserélhető tartószerkezeti részek, pl. darupálya-tartók, saruk
3	15–30	Mezőgazdasági és hasonló tartószerkezetek
4	50	Épületek tartószerkezetei és egyéb szokásos tartószerkezetek
5	100	Monumentális épületek tartószerkezetei, hidak, és más építőmérnöki szerkezetek

⁽¹⁾ Az olyan tartószerkezeteket vagy azok részeit, melyek újrafelhasználás céljából szétszerelhetők, nem kell ideiglenes szerkezetnek tekinteni.

1.4.2.3.3 A határállapot-koncepció ismérvei

Az EC az erőtan követelmények teljesülésének ellenőrzéséhez - az előirányzott tervezési élettartam mellett - a teherbírasi és használhatósági határállapotokat definiál. A határállapotok megfelelőségét, mindegyik tervezési állapotban igazolni kell. A tervezési állapotok lehetnek tartós, ideiglenes és rendkívüli állapotok. Az időtől függő, halmozódó jellegű hatások esetén a határállapotok (pl. a fáradás) igazolásakor a tervezési élettartamot is figyelembe kell venni.

a) Tervezési állapotok osztályozása:

- tartós tervezési állapotok, a szokásos használat körülményeit definiálják,
- ideiglenes tervezési állapotok, a tartószerkezet rövid ideig tartó használatát (például a megvalósítás, javítás állapotát) jelentik,
- rendkívüli tervezési állapotok, a tartószerkezetre ható kivételes körülmények (tűzhatás, robbanás, ütközés, vagy helyi) károsodásának következményeit írják le.

b) Teherbírasi határállapotoknak a tartószerkezeten lévő emberek, a tartószerkezet, továbbá az ott tárolt anyagok, állatok biztonságával kapcsolatos határállapotot nevezünk. A teherbírasi határállapotok:

- helyzeti állékonyság, amikor a tartószerkezet, vagy annak egy része, mint merev test egyensúlyát veszti,
- túlzott mértékű alakváltozás, a tartószerkezet, vagy egy tartószerkezeti rész folyási mechanizmussá való átalakulása, a szilárdsági törés, a tartószerkezet, vagy tartószerkezeti rész (ezen belül, a támaszok, az alapozás) stabilitásának elvesztése, tönkremenetele.
- a fáradás, vagy más időtől függő hatások miatti tönkremenetel.

c) A használhatósági határállapotoknak nevezünk

- a tartószerkezetnek, vagy tartószerkezeti elemnek a szokásos használati körülmények (jelentős lehajlás és túlzott repedezettség) közötti használhatóságával,

- az emberek komfortérzetével,
- az építmény külső megjelenésével (burkolatok, nem tartószerkezeti elemek károsodásával) kapcsolatos határállapotokat.

Megkülönböztetünk továbbá reverzibilis és irreverzibilis használhatósági határállapotokat.

1.4.2.3.4 A tervezés alapelve a határállapot-koncepció szerint

A határállapot koncepcióban igazolni kell, hogy az alkalmazott tartószerkezeti és tehermodellek alapján eljárva a hatások, az anyagjellemzők vagy termékjellemzők és a geometriai méterek tervezési értékeit alkalmazva, a határállapot túllépése, nem következik be. Ezt az igazolást minden lehetséges tervezési állapotban el kell végezni.

A határállapotok szerinti követelmények teljesülését a parciális tényezők módszerével kell általában igazolni, de a lehetséges a teljes mértékben valószínűség-elméleten alapuló tervezési módszerrel is.

1.4.2.3.5 A karakterisztikus érték és a reprezentatív értékek

A hatás és ellenállás fent említett és az alábbiakban részletezett tervezési értékeinek gyakorlati meghatározásának kiinduló adata, általában a karakterisztikus érték (1.1 ábra), illetve az esetleges hatások esetén, a reprezentatív érték.

- A hatások esetén a *karakterisztikus érték* a hatás jellegétől függően a tervezett élettartamra prognosztizált állandó- és esetleges tehermaximumok adott referencia időszakra vonatkoztatott alsó-, vagy felső küszöbértéke vagy várható értéke, melynek jelölése: $E_m(G_k; G_{k,inf}, G_{k,sup}, Q_k)$,
- A *reprezentatív érték* a hatásnak a határállapot igazolásakor alkalmazott értéke. Ez lehet
 - F_k karakterisztikus érték,
 - $\psi_0 F_k$ kombinációs érték,
 - $\psi_1 F_k$ gyakori érték,
 - $\psi_2 F_k$ kvázi állandó érték
- Az ellenállás (teherbírás, szilárdság) esetében *karakterisztikus érték* az anyag- vagy termékjellemző statisztikai eloszlása alapján egy előírt (általában: 5 %-os) küszöbérték, jelölése: $R_k(f_k)$,
- A geometriai adatoknál a *karakterisztikus érték* általában a terv szerinti névleges érték, vagy adott esetben statisztikai eloszlás alapján előírt küszöbérték, jelölése: L_{nom} , vagy a_{nom} .

1.4.2.3.6 A tervezési érték

Az adott rendeltetésű épület tartószerkezeténél vállalható p_{opt} kockázatnak a hatás és az ellenállás oldalára való szétosztásának megfelelően a hatások és ellenállások tervezéskor alkalmazott értéke (1.1 ábra)

- a teherbírás esetében számításba vett ún. tervezési értékek:

- állandó és esetleges* hatásoknál a G_k , illetve $G_{k,inf}$, $G_{k,sup}$, továbbá Q_k karakterisztikus érték és a vonatkozó γ_G , illetve $\gamma_{G,inf}$, $\gamma_{G,sup}$, γ_Q parciális (biztonsági) tényező szorzata, mint egy adott (általában: 95 %-os) küszöbérték,
- a komoly következményekkel járó „A” *rendkívüli hatás* (például: földrengés, vagy meteorológiai hatás rendkívüli értéke) esetén az előírt A_d , vagy A_{Ed} érték, vagy rendelkezésre álló adatbázis esetén az (általában: 99 %-os) küszöbérték,

- az ellenállási paramétereknél (például: beton, betonacél szilárdság, vagy pl. a helyzeti állékonyságnál a támfal tömege) a karakterisztikus értékek egy $\gamma_R(\gamma_c, \gamma_s)$ parciális (biztonsági) tényezővel osztott értéke, (általában: 1,0 %-os) küszöbérték.

- a használhatóság esetében figyelembe vett számítási értékek:

- hatási oldalon az állandó hatások és az esetleges hatások közül a domináns hatás karakterisztikus értéke, a nem domináns esetleges hatások esetében a vizsgált állapot szempontjából mérvadó küszöbértéket eredményező $\psi_i(\psi_0 > \psi_1 > \psi_2) \leq 1,0$ kombinációs tényezőkkel képzett $\psi_i Q_{ki}$ reprezentatív érték,
- ellenállás oldalán a paraméterek karakterisztikus értéke.

Megjegyzés: A $G_{k,inf}$, $G_{k,sup}$ az állandó hatások alsó és felső karakterisztikus értéke (általában 5 %, mint alsó-, vagy 95 %-os, mint felső, becsült küszöbértékek), megfelelő adatok hiányában általában a $G_{k,inf} = 0,95 G_k$ és $G_{k,sup} = 1,05 G_k$ összefüggések is alkalmazhatók. A $G_{k,inf}$, $G_{k,sup}$ értékeket általában akkor kell figyelembe venni, ha a G az ellenállásban játszik szerepet és/vagy a várható érték (pl. talaj esetén) az átlagosnál nagyobb bizonytalansággal becsülhető meg.

1.4.2.3.7 Parciális tényezők

Az EC szerinti számításokban a parciális (vagy biztonsági) tényező (γ_i) a tervezési és a karakterisztikus érték közötti arányt leíró tényező.

A fél(ig)valószínűségi eljárás keretében a tervezési érték

- a hatásoknál a parciális tényező és a karakterisztikus érték szorzata,
- az ellenállás oldalán, a karakterisztikus érték és a parciális tényező hányadosa.

A hatás oldalán figyelembe veendő szerinti parciális tényezők értékeire az alábbiakban foglalkozunk.

Az ellenállási oldalon a parciális tényezők értéke:

- beton nyomási szilárdsághoz általában: $\gamma_c = 1,5$, de rendkívüli tervezési állapot szerinti vizsgálatnál: $\gamma_c = 1,2$
- betonacélra és a feszítési betét folyási határára vonatkozólag általában: $\gamma_s = \gamma_p = 1,15$, de rendkívüli tervezési állapothoz: $\gamma_s = \gamma_p = 1,0$
- bizonyítottan kis szórással készülő (monolit, vagy előregyártott) szerkezeti elemeknél a parciális tényező értéke csökkenthető (lásd később)

1.4.2.4. Hatáskombinációk

Az alábbiak E_d , illetve F_{ser} tehercsoportok ECO szerinti értelmezésével foglalkozunk a tartószerkezeteket illetően általában, és a megjegyzésekben: geotechnikai hatásokkal kapcsolatban. A terhek hatására a tartón, illetve a tartó keresztmetszeteiben keletkező statikai igénybevételek meghatározásával itt nem feladatunk foglalkozni.

1.4.2.4.1. A teherbírasi határállapotokhoz tartozó hatáskombinációk

A szilárdsággal összefüggő teherbírasi határállapotok vizsgálatához a hatáskombinációk a következőkben adható meg [1.16].

- A tartós és ideiglenes tervezési állapothoz, mint alapkombináció:

$$E_{d1} = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{G,j,\text{inf}} G_{k,j,\text{inf}}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (1.10/a)$$

vagy részletes erőtni vizsgálat esetén a kombinációs összehasonlítás általában:

$$E_{d1} = \max \left\{ \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{G,j,\text{inf}} G_{k,j,\text{inf}}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \\ \left. \sum_{j \geq 1} (\xi_j \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{G,j,\text{inf}} G_{k,j,\text{inf}}) + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (1.10/aa)$$

b) A rendkívüli tervezési állapot vizsgálatához a hatáskombináció:

$$E_{d2} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) + P_k + A_d + (\psi_{0,1} \text{ vagy } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.10/b)$$

c) A szeizmikus állapothoz a hatáskombináció:

$$E_{d3} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) + P_k + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.10/c)$$

ahol

„+” – a „kombináció a...val” kifejezést jelöli,

$G_{k,j,\text{sup}}, G_{k,j,\text{inf}}$ – a j-edik állandó hatás 5 %-os alsó vagy 95 %-os felső karakterisztikus értéke, vonatkozó adatok hiányában általában a $G_{k,\text{inf}} = 0,95 G_k$ és $G_{k,\text{sup}} = 1,05 G_k$ értékek is alkalmazhatók.

P_k – a feszítésből származó hatás karakterisztikus értéke,

$Q_{k,1}$ – a domináns esetleges hatás karakterisztikus értéke,

$Q_{k,i}$ – a nem domináns i-edik esetleges hatás karakterisztikus értéke,

ξ – csökkentő tényező, értéke általában 0,85,

$\gamma_{G,j,\text{sup}}, \gamma_{G,j,\text{inf}}$ – a j-edik állandó hatás alsó vagy felső parciális tényezője, általában: $\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1,35$ és $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 1,00$,

γ_p – a feszítés parciális tényezője, általában $\gamma_p = 1,0$, de a lehorgonyzás vizsgálatához $\gamma_p = 1,2$.

$\gamma_{Q,1}$ – a domináns esetleges hatás parciális tényezője, $\gamma_{Q,1} = 1,50$

$\gamma_{Q,i}$ – a nem domináns esetleges hatás parciális tényezője $\gamma_{Q,i} = 1,50$, ha Q_i kedvezőtlen hatású, egyébként $\gamma_{Q,i} = 0$.

A_d – a rendkívüli hatás (ütközés, tűzhatás és a kivételes meteorológiai hatás, pl. hőteher és szélhatás) tervezési értéke

A_{Ed} – a szeizmikus hatás tervezési értéke.

$\psi_{0,1}, \psi_{2,1}, \psi_{2,i}$ – a kombinációs tényezők, (értékek e könyv 2., illetve 3. fejezetében).

Megjegyzések:

1) A $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ és $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ értékek között a rendkívüli esemény bekövetkezte (ütközés, tűzhatás, vagy rendkívüli esemény, illetve helyzet utáni körülményektől függően kell választani. ($\psi_{1,1} > \psi_{2,1}$)

2) az ECO szerint a geotechnikai hatások esetén az (1.10/a) összefüggésben γ_i tényező értéke:

– *merve testnek tekintett tartószerkezet, vagy tartószerkezeti rész helyzeti állékonyságának vizsgálatához:* $\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1,0$; $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 0,9$ és $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50$, ha Q hatása kedvezőtlen, ha nem, akkor $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0$

– *helyzeti állékonyság igazolásakor, ha a tartószerkezeti elemek ellenállását is figyelembe kell venni, akkor* $\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1,35$; $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 1,15$ és $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,50$, ha Q hatása kedvezőtlen, ha nem, akkor $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0$

– *a geotechnikai hatások tervezési értékeinek meghatározásához:* $\gamma_{G,j,\text{sup}} = \gamma_{G,j,\text{inf}} = 1,0$ és $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,30$, ha a Q hatása kedvezőtlen, ha nem, akkor $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0$.

3) a kivételes

– *hőteher* értéke $s_{Ad} = C_{es1} \cdot s_k$, mint rendkívüli hőteher, ahol az MSZ EN 1991-1-3:2005 szerint $s_k \geq 1,25 \text{ kN/m}^2$ a hőteher karakterisztikus értéke és $C_{es1} = 2,0$. [19].

– *szélhatás:* a határoló fal, ablakok esetleges helyi tönkremenetelét feltételezve a határoló fal ellenállását biztosító teherviselő szerkezetre a szél nyomás és szívás együttes értéke hat, mint rendkívüli hatás. [1.20].

4) Az ellenállási oldalán a parciális tényezők értékei

– *tartós és ideiglenes tervezési állapot tehercsoportra történő vizsgálat esetén* betonra: $\gamma_c = 1,5$, acélra: $\gamma_s = \gamma_p = 1,15$,

– *rendkívüli tehercsoport esetén, pedig a betonra:* $\gamma_c = 1,2$, az acélra $\gamma_s = \gamma_p = 1,0$.

– *helyszíni és az előregyártott betonszerkezetek kivitelezése során, illetve a megépült szerkezetekből kivett vizsgálati elemek esetében az alkalmazott minőségellenőrzési rendszer bizonyos feltételeinek teljesülése esetén, az anyagok parciális tényezői több fokozatban csökkenthetők* $\gamma_c \leq 1,3$ és $\gamma_s = \gamma_p \leq 1,05$ értékhatárig. (lásd: a könyv 3. fejezetét).

1.4.2.4.2. A használhatósági határállapotokhoz tartozó hatáskombinációk

a) a terhek karakterisztikus kombinációja

(alkalmazás irreverzibilis határállapotok vizsgálatához, feszültségellenőrzéshez: $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$; $\sigma_s \leq 0,8 f_{sk}$; $\sigma_p \leq 0,75 f_{pk}$; továbbá a repedésmentesség igazolásához)

lakó- és középület esetén:

$$E_{ser,a} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) + P_{ki} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.11/a)$$

Megjegyzés: ez a vizsgálat lényegében a korábbi ún. megengedett feszültségen alapuló eljárást helyettesítő vizsgálati eset.

b) a terhek gyakori kombinációja (alkalmazás: reverzibilis határállapotok, az épületek eltolódásának, lengésének; feszített szerkezet repedezettségi állapotának vizsgálatához)

$$E_{ser,b} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) + P_{ki} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.11/b)$$

c) a terhek kvázi-állandó kombinációja (alkalmazás tartós hatások következményeinek, a szerkezeti elemek eltolódásának, a vasbeton szerkezet repedéstágasságának vizsgálatához):

$$E_{ser,c} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) + P_{ki} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.11/c)$$

A fentiekben

$P_{ki} = \tau_{\text{sup}} P_{m,i}(x)$, vagy $P_{ki} = \tau_{\text{inf}} P_{m,i}(x)$, ahol előrefeszített és tapadásmentes feszítés esetén: $\tau_{\text{sup}} = 1,05$ és $\tau_{\text{inf}} = 0,95$ illetve tapadásos utófeszítésnél: $\tau_{\text{sup}} = 1,10$ és $\tau_{\text{inf}} = 0,90$. $P_{m,i}(x)$ – a feszítőerő várható értéke a vizsgált t időpontban, a vizsgált tartó x helyén.

1.4.2.4.3 Az erőtani követelmények

Az erőtani (teherbírási, használhatósági) követelmény teljesülésének vizsgálatához kiinduló adatok

a) a teherbírás ellenőrzéséhez (1.1 ábra)

- a hatás E_k , illetve az ellenállás R_k karakterisztikus értékeiből számítható $E_d(M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed}, T_{Ed})$ igénybevételek, továbbá a szilárdsági, vagy a másodrendű hatásokból származó stabilitásvesztési ellenállás $R_d(M_{Rd}, N_{Rd}, V_{Rd}, T_{Rd})$ tervezési értéke,
- a szerkezet helyzeti állékonyságát (elcsúszását, felborulását, felúszását) destabilizáló ($E_{d,dst}$), illetve stabilizáló ($E_{d,stab}$) állapotjellemzők,
- a fáradás következtében kialakuló törési állapothoz tartozó D_d tönkremeneteli állapotjellemző,
- a tűzállósággal kapcsolatban a T_R ellenállás-megmaradási és T_E értékmentési idő.

A teherbírási követelmények teljesülnek, ha

$$E_d(M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed}, T_{Ed}) \leq R_d(M_{Rd}, N_{Rd}, V_{Rd}, T_{Rd}) \quad (1.12)$$

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (1.13)$$

$$D_d \leq 1,0 \quad (1.14)$$

$$T_E \leq T_R \quad (1.15)$$

feltételek teljesülnek.

Megjegyzés:

- 1) A szerkezeteket érő hatásokkal bővebben, e könyv 2. fejezete foglalkozik.
- 2) Az M_{Rd} , N_{Rd} , V_{Rd} és T_{Rd} (hajlító nyomaték, normálerő, nyírási erő, továbbá csavaró nyomatéki) statikai igénybevételek képzésének módját és a számítás részleteit e könyv 3. fejezete tárgyalja.
- 3) A geotechnikai, a tűzállósági, továbbá a földrengési vizsgálatokra itt nem térünk ki, e feladatokkal más kiadványainkban foglalkozunk.

b) a használhatóság ellenőrzéséhez

A hatások 1.4.2.4.2. szerinti tehercsoportosításával nyerhető:

$\sigma_{E,ser}$ - normálfeszültségek,

$y_{E,ser}$ - alakváltozások, eltolódások és

$w_{E,ser}$ - repedésmentességi, repedészáródási vagy repedésmegnyílási

állapotjellemzők.

A használhatósági követelmények teljesülnek, ha az állapotjellemzők nem nagyobbak, mint a vonatkozó előírásokban található esztétikai, üzemeltetési, vagy korrózióvédelmi szempontból előírt, a tartós használhatóságot biztosító vonatkozó (σ_{adm} , y_{adm} , w_{adm}) korlátértékek, azaz

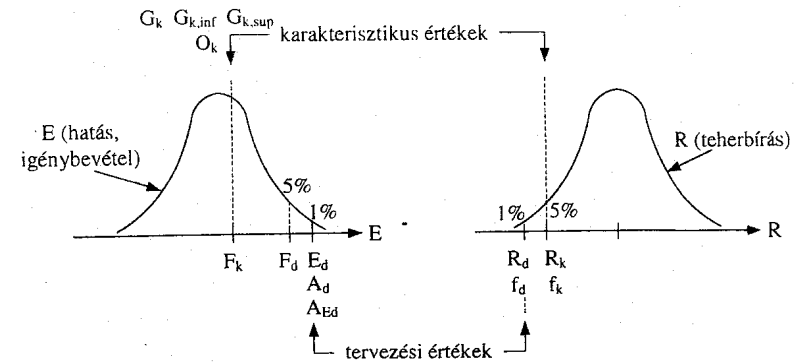
$$\sigma_{E,ser} \leq \sigma_{adm} \quad (1.16)$$

$$y_{E,ser} \leq y_{adm} \quad (1.17)$$

$$w_{E,ser} \leq w_{adm} \quad (1.18)$$

feltételek, teljesülnek.

Megjegyzés: A $\sigma_{E,ser}$, $y_{E,ser}$ és $w_{E,ser}$ (a normálfeszültség, az alakváltozás, repedéstágasság) meghatározásának módját, a számítás részleteit e könyv 3. fejezete tárgyalja.



1.1 ábra: A méretezés alapelve

Az ábrában, a fentiekben nem szereplőkön kívüli jelölések:

F_k - az egyedi hatás karakterisztikus értéke,

F_d (G_d , Q_d) - az egyes hatás tervezési értéke ($\approx 5\%$),

G_k - állandó teher karakterisztikus értéke (mint 50%-os valószínűségi (átlag) érték),

Q_k - a esetleges teher karakterisztikus értéke (adott referencia időszakra vonatkoztatott adott %-os küszöbérték),

E_d - a hatás-, vagy tehercsoport tervezési értéke ($\approx 99\%$),

R_k , f_k - a teherbírás, a szilárdság karakterisztikus értéke (5%),

R_d , f_d - a teherbírás, a szilárdság tervezési értéke ($\approx 1\%$).

Szalai, K., Farkas, Gy., Huszár, Zs., Koris, K., Kovács, T., Lovas, A., Péczely, A., Szerémi, L. és Teiter, Z.: „Beton szerkezetek méretezése az EUROCODE szerint. Tervezési Segédlet CD-ROM, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke, Budapest, 2000. 9-24.o.