



KÖZÚTI ÉS MÉLYÉPÍTÉSI SZEMLE

56. ÉVFOLYAM 7-8. SZÁM

2006. OKTÓBER

# tartalom

## 1 LÁSZLÓ SÁNDOR

Országos közúthálózat üzemeltetés/karbantartás és felújítás

## 3 DR. FARKAS GYÖRGY

Tartószerkezeti EUROCODE -ok

## 7 DR. FARKAS GYÖRGY - DR. LOVAS ANTAL - DR. SZALAI KÁLMÁN

A tartószerkezeti tervezés alapjai az EUROCODE szerint

## 16 HUSZÁR ZSOLT - DR. LOVAS ANTAL - DR. SZALAI KÁLMÁN

A tartószerkezeti hatások az EUROCODE szerint

## 25 KOVÁCS TAMÁS

A közúti hidak terhei az EUROCODE szerint

## 35 NEMZETKÖZI SZEMLE

### TANÁCSADÓ TESTÜLET:

Apáthy Endre, Dr. Boromisza Tibor, Csordás Mihály

Dr. Farkas József, Dr. Fi István, Dr. Gáspár László

Hórvölgyi Lajos, Huszár János, Jaczó Győző

Dr. Keleti Imre, Dr. Mecsi József, Molnár László Aurél

Pallay Tibor, Dr. Pallós Imre, Regős Szilveszter

Dr. Rósa Dezső, Schulek János, Schulz Margit,

Dr. Schváb János, Dr. Szakos Pál, Dr. Szalai Kálmán,

Tombor Sándor, Dr. Tóth Ernő, Varga Csaba,

Veress Tibor

A cikkekben szereplő megállapítások és adatok a szerzők véleményét és ismereteit fejezik ki és nem feltétlenül azonosak a szerkesztők véleményével és ismereteivel.

**FELELŐS KIADÓ** László Sándor (Magyar Közút Kht.)

**FELELŐS SZERKESZTŐ** Dr. Koren Csaba

**SZERKESZTŐK** Dr. Gulyás András

Rétháti András

Szőnyi Zsolt

Dr. Tóth-Szabó Zsuzsanna

A címlapon, a borító 2. oldalán, a 15. és 34. oldalon megjelent fotók Gyukics Péter felvételei.

### KÖZÚTI ÉS MÉLYÉPÍTÉSI SZEMLE

Alapította a Közlekedéstudományi Egyesület.

A közlekedésépítési és mélyépítési szakterület mérnöki tudományos havi lapja.

A három éve megszokottól eltérő kialakítású lapot tart kezében az olvasó. Bizonyára észreveszik az új arculatot, az új színeket, a végig színes oldalakat. Ugyanakkor észlelhetik a terjedelem csökkenését, a papírminőség változását is. A közutas szakterületen végbement takarékosági intézkedések érintették lapunkat is, a példányszám, de a szerkesztők létszáma is kevesebb lett. Mindemellett viszont jó hír, hogy a kiadó fontosnak és továbbra is támogatandónak tartja az 56. évfolyamában lévő lapunkat, amely egyébként szerepel a Magyar Tudományos Akadémia által ez évben összeállított, tudományos szempontból reprezentatívnak minősített folyóiratok listáján.

A megújulás időben egybeesik a változással, hogy lejárt a Ciceró Kft-vel meglévő korábbi szerződés és a Magyar Közút Kht. az Insomnia Kft-vel kötötte meg a lap előállítására vonatkozó új szerződést. Itt köszönöm meg a Ciceró Kft-nek eddigi színvonalas munkáját és zökkenőmentes együttműködését. Remélem, hogy az új vállalkozással is eredményesen fogunk dolgozni. További változás, hogy a szerkesztők és a szerzők az Universitas-Győr Kht. keretében látják el feladatukat, de az eddig megszokott telefon, posta és e-mail elérhetőségek változatlanok.

A tartalmi kérdésekről szólva fontosnak tartjuk megerősíteni, hogy a Szemle továbbra is főleg olyan tudományos igényesű és részletes, elmélyült szakmai cikkeket közöl, amelyekkel a szakterületen dolgozó mérnökök és más szakemberek ismereteit gazdagítja, frissíti, gondolkodásmódját alakítja. Cikkeink terjedelme a kellően részletes kifejtés érdekében általában 5-8 nyomtatott oldal, a tudományos és szakmai színvonalat pedig a tanácsadó testület és a szerkesztőbizottság garantálja. E szám cikkei egy igen időszerű kérdéssel, a tartószerkezeti EUROCODE-okkal foglalkoznak. Továbbra is szándékozunk hasonló tematikus számokat megjelentetni.

A három hónapos kényszerű szünet miatt a sorbanálló cikkek száma megszorodott. Kérjük szerzőink türelmét és megértését, valamint biztatjuk őket további cikkek írására. Reméljük, új arcunk megnyeri olvasóink tetszését. Észrevételeiket szívesen vesszük a megadott címeiken.

**Dr. Koren Csaba**  
felelős szerkesztő

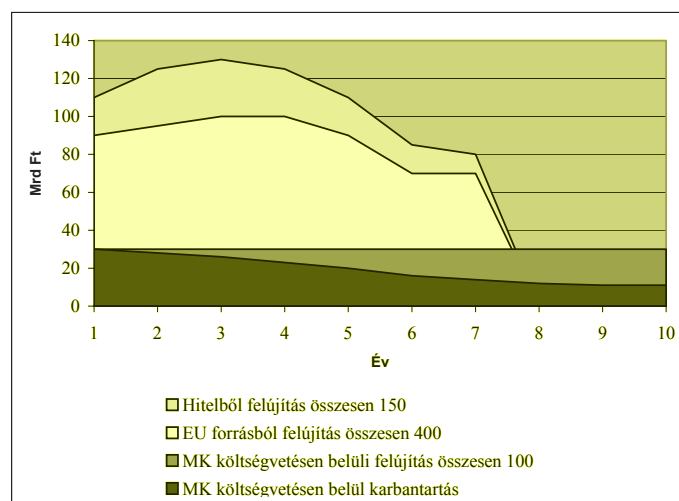
## ORSZÁGOS KÖZÚTHÁLÓZAT ÜZEMELTETÉS/KARBANTARTÁS ÉS FELÚJÍTÁS

LÁSZLÓ SÁNDOR<sup>1</sup>

**A különböző becslések és számítások 600 és 1500 Mrd forint közé teszik a magyar úthálózat felújításának költségét. Az alacsonyabb összeg, a 600 Mrd Ft az útburkolat szélesítések nélküli beavatkozásokat jelöli. A korábban már nyilvánosságot kapott 1000-1200 Mrd Ft már magába foglalja a szélesítések költségét is, az 1500 Mrd Ft pedig tartalmazza a felújítás járulékos és valójában elengedhetetlen részét képező úttartozék felújításokat is.**

A Magyar Közút Kht. által kidolgozott 10 éves futamidejű közúthálózat felújítási program 650 Mrd forintban állapítja meg a teljes költséget. Ezen időszak alatt az útfenntartás, tisztítás, karbantartás költségei a jelenlegi finanszírozási igényt nem haladják meg, sőt az utak állapotával párhuzamosan folyamatosan csökkennek. A 10 éves program eredményeképpen jobb minőségű utakon, a jelenlegivel azonos közútkezelői költségszintek mellett, több feladatot lehet elvégezni a lényegesen alacsonyabb fajlagos költséggel. (feladat költsége / nm vagy km).

A 650 Mrd forintból lényeges részt képvisel az európai finanszírozású források aránya. Az országos közúthálózat teljes felújítását nem teszik lehetővé az EU direktívák. Van azonban két jelentős forrást biztosító program: a főutakat érintő 11,5 tonna teherbírásra való burkolat-megerősítési program (összesen 205 Mrd Ft), továbbá a mellékúthálózatot érintő, burkolat felújításokra vonatkozó Regionális Operatív Program (ROP). A ROP régióként, 7 éven keresztül évente



1. ábra: A 10 éves felújítási program finanszírozása (kerekített értékek)

5, összesen 245 Mrd forinttal támogatja a regionális közlekedésfejlesztést, amelyben jelentős részt képvisel a települések összekötő úthálózatának és a térség településeinek európai közlekedési bekapcsolásához szükséges utak felújítása.

A térségeknek érdeke a közúti közlekedés javítása, hiszen ez számukra létfontosságú, de minden bizonnyal nem a teljes 245 Mrd forintot fordítják a közutakra. A tárgyalások

<sup>1</sup> Közgazdász, a Magyar Közút Kht. vezérigazgatója

és egyeztetések eredményeképpen ebből mintegy 200 Mrd forintot számítottunk, amely a regionális programok részeként útfelújításokban testesül meg. EU-s forrásokból így összesen mintegy 400 milliárd forinttal számol a koncepció.

Másik lényeges elem a Magyar Közút Kht. működési költségeinek radikális visszafogása, valamint a működés hatékonyságának emelése, amelyet az új szervezet első féléves eredményei is bizonyítanak. Tényadataink alátámasztják a korábbi, évi 3 Mrd forintos működési költség megtakarítás előrelépésünket. További megtakarítás várható a termelési folyamat egységesítéséből és természetesen az elkövetkező években mind nagyobb arányban felújított utak karbantartási költségeinek erőteljes visszaeséséből. A következő 10 évben mintegy 95 Mrd forintos megtakarítással egészítjük ki a fejlesztési forrásokat útfelújítási céllal, melyeket visszafogva az utak állapotát javítjuk.

A tényleges plusz költségvetési forrás igénye a programnak körülbelül 150 Mrd forint, amelyet szeretnénk 20 éves futamidővel, öt éves türelmi idővel a koncepciónak megfelelően, megtérülő befektetés finanszírozási hitelként igénybe venni. A koncepció fontos eleme, hogy az ügylet „banki szempontból önállóan megáll”, tehát akár magántőkéből, magán forrásokból, hazai és nemzetközi pénzintézetek által finanszírozható. Sajnos a konstrukció nem tartható az EU statisztikai körön kívül, így időlegesen befolyásolja az államháztartási hiány összegét. Másik oldalról azonban olyan társadalmi közmegegyezés mellett megvalósuló beruházásról van szó, amely középtávon már nem rontja a költségvetés mutatóit, de járulékos hatásával kiemelkedően szolgálja annak hosszú távú érdekeit.

A program szervesen kapcsolódik a Nemzeti Útfelújítási Program (NUP) előkészítés alatt lévő programjához, meghatározva annak pénzügyi finanszírozhatósági elemeit és reális alapot teremtve annak tényleges megvalósítására. A jelen program nem tér ki az egyes utak beavatkozási szintjeire, és azok ütemezésére, amelyekre a NUP lesz iránymutató.

### **Az MK Kht. hatékonyság növelésének háttere**

A termelési kontrolling bevezetésén túlmenően a hatékonyság emelés alapvetően támaszkodik az útvédelmi programra. A program két eleme a tengelysúly-mérés, valamint az útállag megóvó beavatkozások. Jelenleg a burkolatok romlásából eredő karbantartási és felújítási költségeink körülbelül 40%-át a túlsúlyos járművek okozzák. Szintén többszörösen megtérülő beruházásként értékelhető az utak állagát megóvó áteresztő padka, árok és csatorna felújítások. A közutak megóvására ezért olyan lépéseket tervezünk, amelyek az eddiginél jobban védik az adófizetők pénzéből felújított és újonnan épített közutakat.

A Közlekedési Főfelügyelettel, mint hatósággal együttműködésben hatványozottan emeljük a túlsúlyos járművek ellenőrzésének számát, a kirótt pótdíjakat pedig szeretnénk, ha újra „*Útalapszerűen*” működő Útpénztárba folynának be és újra forgalomfüggő, éves költségvetési ingadozásoktól mentes, tervezhető finanszírozásból működhetne az útüzemeltetés. Az ilyen jellegű működés további költségmegtakarításokat eredményez.

### **Az MK Kht. eddigi gazdálkodása**

Tavaly október 1-jén létrejött az új szervezetű Magyar Közút Kht., amely a korábbi 19 megyei közútkezelő ÁKMI-

ba (Állami Közúti Műszaki és Információs Kht.) történő beolvadásával született meg. Az átalakítás jelentős költségmegtakarításokat feltételezett az átszervezés eredményeképpen. Az első féléves adatok igazolták az eredeti feltételezéseket és év végéig összesen 3 milliárd forintos megtakarítással számolunk a működésünk átalakítása nyomán.

A következő lépéseket tettük a tavalyi jogi intézkedések gyakorlatba ültetése során:

- Egységes informatikai rendszert hoztunk létre egy már meglévő megyei rendszer országos kiterjesztésével.
- Teljes szervezet átalakítást hajtottunk végre a központi irányítás megteremtésére.
- Alapfolyamatainkat a hatékonyság és az egységesség szempontjából újra tervezetük és az országos hálózat számára szabályoztuk.
- Július elsejétől a korábbi személyi állomány felével üzemeltetjük a teljes társaság adminisztrációját, jelentősen csökkentve az állami feladatokra eső általános és központi költségek szintjét.
- Egységes munkakör besorolási és bérsáv-rendszert dolgoztunk ki a dolgozók javadalmazására, kiküszöbölve a különböző korábbi javadalmazási rendszerek különbözőségeit, egyetértésben a dolgozói érdekképviseletekkel
- Program szerint haladunk a prémium rendszerek mértékének egységesítése felé és elveiben már országosan azonos alapokra helyeztük az ösztönző rendszereinket.
- Összeférhetetlenségi elveket deklaráltunk, amely mentén átlátható működés biztosítható.
- A jobb erőforrás kihasználás érdekében bővítjük a vállalkozási tevékenységünket, amellyel kiküszöbölhető a közhasznú feladatainkból eredő szezonális hatás és olcsóbbá tehető az állami feladatok végzésére jutó költséghányad.
- Biztosításaink racionalizálásával 100 millió forintos megtakarítást értünk el.
- A gépkocsi állomány működtetésének átalakításából további 100 millió forintos megtakarítást tervezünk.
- Működési költségeink tartalmazzák a rendkívüli téli időjárási körülmények, az árvíz okozta többletköltségek, és az első „A” szinten Békéscsaba és Kondoros közötti szakaszon üzemeltetett kísérleti út költségeit is.
- A Kht. auditált, egységes ISO 9001-es minőségirányítási rendszer tanúsítványt szerzett.

## 1. A tartószerkezeti EU szabványok előzményei

A XX. század elején a tartószerkezetek erőtanai megfeleléségét a szabályzatok világszerte a rugalmas állapot feltételezésével, az egyetlen biztonsági tényezőt használó, úgynevezett megengedett feszültségekre támaszkodva igényelték igazolni. Később, az egyre csökkenő méretek és merészebb megoldások alkalmazásával párhuzamosan a használati állapotokra épült rugalmas számítási modell kiegészítéseként előtérbe került a teherbírási állapot vizsgálata. A magyar Kazinczy Gábor 1913-ban, a rugalmas-képlékeny anyagmodell alkalmazásával vizsgálta a két végén befalazott acélgerenda teherbírását (1). A német Mayer 1922-ben osztott biztonsági tényező eljárás alkalmazására tett javaslatot (2). A szerkezetépítő statikusok sajátos felelőssége miatt, e kezdeményezések szabályzati alkalmazását azonban egy időre elhalasztották. A szovjet-orosz Gvozgyev 1941-ben a teherbírási és használhatósági határállapotok vizsgálatára épülő eljárás alkalmazását indítványozta a háborús körülmények közötti (3). A II. világháborút követő ötvenes években, a kelet-európai országokban a sajátos gazdasági-politikai helyzetben az osztott biztonsági tényező méretezési modell alkalmazására tértek át (4). A szabályozás következményeként Magyarországon kezdetét vette a tartószerkezetek tervezési biztonsága fokozatos csökkentésének időszaka (1956-1986). Az állami tervgazdálkodás ugyanis következetesen az építési költségek csökkentését igényelte.

A magyarországi, illetve a kelet-európai országok XX. század második felében alkalmazott tervezési gyakorlatának tapasztalatai az EU országok számára jól hasznosítható adatbázis voltak. A magyar (MSZ) előírás a fél(ig) valószínűségi méretezési elvre épül (5), (6), (7). A teherbírási vonatkozó erőtanai követelmények teljesülését az MSZ szabályzatok szerint az osztott biztonsági tényező eljárással és a törési (képlékeny) állapot feltételezésével kell vizsgálni immár öt évtizede. A tervezés alapjául szolgáló MSZ méretezési eljárás, az alapelvek megvalósíthatóságát tekintve, alapul szolgált az egységes európai szerkezettervezési szabványok kidolgozásához.

## 2. Az egységes európai szerkezettervezési szabványok első generációja, mint Model-Code

Az Európai Unió az építési termékek és mérnöki szolgáltatások szabad áramlásának feltételeit az Unióhoz tartozó országok között az építési termék irányelv (Construction Products Directive – CPD 89/106/EEC) elkészítésével teremtette meg. Ennek részét képezi a tartószerkezetek tervezési előírásait tartalmazó szabványsorozat kidolgozása is.

Az Európai Közösség tagállamaiban a tartószerkezetek tervezésére vonatkozó előírások mind a biztonsági szintek, mind a tervezési alapelvek és előírások tekintetében korábban meglehetősen eltérőek voltak. Ezért döntöttek úgy a tagállamok még az 1970-es évek elején, hogy az egységes piac biztosítása érdekében a szabványokat egységesíteni kell. Ezzel a döntéssel egy hosszú éveken keresztül tartó munkafolyamat indult el, amely várhatóan 2010-ben fejeződik be.

Az építmények tartószerkezeti tervezésének területét lefedő műszaki előírásokat Tartószerkezeti Eurocode-oknak (Structural Eurocodes), vagy röviden Eurocode-oknak (általá-

nosabban: EC szabványoknak) nevezzük. Ezek kidolgozását az Európai Unióban az Európai Szabványügyi Bizottságra (Comité Européen de Normalisation, CEN) bízta.

A tagállamok delegáltjai létrehozták a CEN/TC 250 műszaki bizottságot (Technical Committee), amely a szakmai közvélemény nyomására különleges státuszt élvez a CEN-en belül. Ez abban nyilvánul meg, hogy a szabványok bevezetése, más termékszabványoktól eltérően, csak egy kipróbálási szakasz után történő véglegesítést követően történhet meg, figyelembe véve az egyre bővülő Európai Unió tagállamainak sajátos (pl.: földrajzi) követelményeit is.

A nemzeti szabványok egységesítési törekvéseinek első eredménye az 1970-es évek végén megjelent első egységes tervezési ajánlás, az úgynevezett Model-Code (MC) volt. Ennek kidolgozását egy hosszas előkészítő munka, a nemzeti szabványok összehasonlító értékelése előzte meg. Ebben a munkában Magyarország is aktívan vett részt. A betonszerkezetek tervezésére vonatkozó előírások számpéldákon keresztül történt összehasonlítása során egyértelműen kiderült, hogy a biztonsági szint az akkori KGST országokban, köztük Hazánkban volt a legalacsonyabb. Ugyanakkor a határállapotok alapján történő tervezési módszereket, amelyeket mi már régóta alkalmaztunk, a nyugati országokban még nem vezették be. Ez először a MC-ben jelent meg, melyek kidolgozásánál jelentős mértékben felhasználták a KGST országokban szerzett tapasztalatokat.

A betonszerkezetek tervezésére vonatkozó első MC 1978-ban jelent meg a Comité Euro-International de Beton (CEB), Nemzetközi Beton Bizottság és a Fédération International de Précontraint (FIP), Nemzetközi Feszített Beton Szövetség közös kiadásában. Ez volt az első olyan vasbeton tervezési CEB-FIB ajánlás a nyugat európai országokban, amely a határállapotokon alapult.

Az első kiadást különböző vasbeton szerkezeti elemek vizsgálatára vonatkozó összehasonlító számítások követték, amelyek a nemzeti előírások és a MC közti különbségeket volt hivatott felderíteni. Ezen a számításoknak az eredményeit a CEB Bulletin d'Information No 129. információs kiadványban tették közzé [10]. A kiadvány megállapítja, hogy a magyarországi vasbeton tervezési szabványok biztonsági szintje, elsősorban a terhekre és az anyagok számítási szilárdságára vonatkozó biztonsági tényezők eltérő volta miatt teherbírási határállapotban alacsonyabb, mint az MC-ben szereplő érték.

Ennek háttere az volt, hogy – mint ahogy azt már említettük – az MSZ szabványok 1968/71 és 1980/86 évi átdolgozásánál az építésügy irányítóinak szigorú álláspontja volt, hogy az új előírásokkal tervezett szerkezetnél nem lehet nagyobb az anyagfelhasználás a korábbiánál. Ez azzal járt, hogy az 1950/51-ben életbelépett szabályzatok biztonsági szintje a későbbi átdolgozások következtében fokozatosan csökkent [11].

Az MC használatának kipróbálására 1976-78-ban a CEB által kezdeményezett próbaszámítások készültek. A próbaszámítások célja az CEB-FIP által akkor kiadott MC és a kapcsolódó országok szabványai szerinti biztonsá-

<sup>1</sup> Ph.D., Dr. habil., okl. építőmérnök, egyetemi tanár, tanszékvezető, BME farkas@vt.bme.hu

gi szint összehasonlítása volt. A vizsgálatokba bevont példák esetében a magyar (MSZ'71 és MSZ' 84) szabványzatok szerinti összehasonlító érték volt a legalacsonyabb (12).

Az összehasonlítás eredményeinek ismeretében, továbbá a tertvasításos rendszer szerinti állami garanciavállalás mértékének fokozatos csökkenésével, illetve a piacgazdasági hatás növekedésével párhuzamosan előtérbe került annak veszélye, hogy az európai szabványokhoz képest nagyobb magyarországi kockázatvállalás miatt radikálisan megnőnek a biztosítási díjak. Ezért az állandó teher 1,1-es biztonsági tényezőjét az MSZ'1986 -ban 1,2-re módosították [13].

A számítási eredmények összehasonlítása és a nemzetközi tapasztalatok értékelése után az MC'78 -at átdolgozták és azt CEB-FIP MC'90 címen 1991-ben újra kiadták. Ez képezte alapját a betonszerkezetekre vonatkozó későbbi Eurocode-oknak.

### 3. Az európai tartószerkezeti szabványok második generációja, az ENV szabványok

Az Eurocode program tényleges elindítására 1989-ben került sor. Ekkor döntötték el az Európai Unió tagállamai, hogy elkészítik a tartószerkezetek tervezését szabályozó úgynevezett előszabványokat (ENV) [14], [15], [16]. Az 1992 és 1998 között publikált ENV szabványokat a következő témakörök szerint sorolták be, amely besorolás egyben akkor, a Tartószerkezeti Eurocode szabványok általános struktúráját is jelenti.

ENV 1991 Eurocode 1:	A tervezés alapjai és a tartószerkezeteket érő hatások,
ENV 1992 Eurocode 2:	Betonszerkezetek tervezése,
ENV 1993 Eurocode 3:	Acélszerkezetek tervezése,
ENV 1994 Eurocode 4:	Betonnal együttműködő acél szerkezetek tervezése,
ENV 1995 Eurocode 5:	Faszerkezetek tervezése,
ENV 1996 Eurocode 6:	Falazott szerkezetek tervezése,
ENV 1997 Eurocode 7:	Geotechnikai tervezés,
ENV 1998 Eurocode 8:	Tartószerkezetek földrengés-állóságának tervezési előírásai,
ENV 1999 Eurocode 9:	Alumínium szerkezetek tervezése.

**Megjegyzendő, hogy az ENV utáni számok nem évszámot jelentenek, hanem az adott témakör kódját.**

Az ENV szabványok kiadásának elsődleges célja volt – a nemzeti szabványokkal való párhuzamos alkalmazás lehetővé tételén keresztül – széleskörű tapasztalatok gyűjtése, és azok beépítése az azokat felváltó végleges EN Eurocode szabványokba. A harmonizált előszabványok készítése váratlan nehézségekbe ütközött. Ennek elsődleges oka a közreműködő tagállamokban alkalmazott biztonsági szintek eltérő volta volt. Ezért lehetőséget kellett adni arra, hogy az egyes tagállamok sajátos igényeit figyelembe lehessen venni. Az előszabványok ezért lehetővé tették, hogy egyes számítási paramétereket, számítási eljárásokat a különböző tagállamokban eltérően lehessen megválasztani. Az ilyen paramétereket az ENV szabványokban [ ] jelek közé tették és „keretes értékek”-nek nevezték. Az előzőek következtében az egyes tagállamoknak az előszabványokhoz kötelezően Nemzeti Alkalmazási Dokumentumokat (National Application Document, NAD) kellett készíteni, amelyek az adott ország földrajzi, meteorológiai stb. sajátosságaival összefüggő, illetve az ehhez csatlakozó eltérő biztonsági szinteket, számítási eljárásokat, és szabványértelmező magyarázatokat tartalmazták [17], [18]. A Nemzeti Alkalmazási

Dokumentumok nem részei az ENV szabványoknak, ugyanakkor egy adott országban a kettő csak együtt alkalmazható.

### 4. Az európai tartószerkezeti szabványok harmadik generációja, az EN szabványok

Az ENV szabványok használatának tapasztalatait és az időközi kutatási eredményeket felhasználva kialakult az a szabvány sorozat, amelyek a jövőben az erőtani tervezés alapjául szolgálnak Európában és így hazánkban is.

Az EN szabványok megnevezései a következők:

<b>EN 1990</b>	<b>Eurocode A tartószerkezetek tervezésének alapjai</b>
EN 1990	A tartószerkezetek tervezésének alapjai
EN 1990/A2	A tartószerkezetek tervezésének alapjai. A2 melléklet: Hidak
<b>EN 1991</b>	<b>Eurocode 1 A tartószerkezeteket érő hatások</b>
EN 1991-1-1	A tartószerkezeteket érő hatások. Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei
EN 1991-1-2	A tartószerkezeteket érő hatások. Általános hatások. A tűznek kitett tartószerkezeteket érő hatások
EN 1991-1-3	A tartószerkezeteket érő hatások. Általános hatások. Hóteher
EN 1991-1-4	A tartószerkezeteket érő hatások. Általános hatások. Szélhatás
EN 1991-1-5	A tartószerkezeteket érő hatások. Általános hatások. Hőmérsékleti hatások
EN 1991-1-6	A tartószerkezeteket érő hatások. Általános hatások. Hatások a megvalósítás során
EN 1991-1-7	A tartószerkezeteket érő hatások. Általános hatások. Rendkívüli hatások
EN 1991-2	Hidak forgalmi terhei
EN 1991-3	Daruk és más gépek hatásai
EN 1991-4	Silók és tartályok
<b>EN 1992</b>	<b>Eurocode 2 Betonszerkezetek tervezése</b>
EN 1992-1-1	Általános előírások és az épületekre vonatkozó szabályok
EN 1992-1-2	Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre
EN 1992-2	Hidak
EN 1992-3	Gátak és folyadéktároló szerkezetek
<b>EN 1993 Eurocode 3 Acélszerkezetek tervezése</b>	
EN 1993-1-1	Általános előírások és az épületekre vonatkozó szabályok
EN 1993-1-2	Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre
EN 1993-1-3	Általános szabályok. Kiegészítő szabályok hidden alakított elemekhez
EN 1993-1-4	Általános szabályok. Kiegészítő szabályok a korrózióálló acélokhoz
EN 1993-1-5	Általános szabályok. Sík lemezszerkezetek kiegészítő szabályai
EN 1993-1-6	Általános szabályok. Héjszerkezetek teherbírása és állékonysága
EN 1993-1-7	Általános szabályok. Keresztirányban terhelt, sík lemez szerkezeti elemek
EN 1993-1-8	Kapcsolatok tervezése
EN 1993-1-9	Fáradás

EN 1993-1-10 Az anyagi szívósságra vonatkozó jellemzők

EN1993-1-11 Húzott, acél szerkezeti elemekből álló tartószerkezetek tervezése

EN 1993-2 Acélhidak

EN 1993-3-1 Tornyok, árbocok, kémények. Tornyok, árbocok

EN 1993-3-2 Tornyok, árbocok, kémények. Kémények

EN 1993-4-1 Silók, tartályok és csővezetékek. Silók

EN 1993-4-2 Silók, tartályok és csővezetékek. Tartályok

EN 1993-4-3 Silók, tartályok és csővezetékek. Csővezetékek

EN 1993-5 Szádfalak

EN 1993-6 Daruk alátámasztó szerkezetei

**EN 1994 Eurocode 4 Betonnal együttműködő acélszerkezetek tervezése**

EN 1994-1-1 Általános előírások és az épületekre vonatkozó szabályok

EN 1994-1-2 Általános szabályok Tervezés tűzterhelésre

EN 1994-2 Hidak

**EN 1995 Eurocode 5 Faszerkezetek tervezése**

EN 1995-1-1 Általános előírások és az épületekre vonatkozó szabályok

EN 1995-1-2 Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre

EN 1995-2 Hidak

**EN 1996 Eurocode 6 Falazott szerkezetek tervezése**

EN 1996-1-1 Általános szabályok. Falazott szerkezetek vasalással és vasalás nélkül

EN 1996-1-2 Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre

EN 1996-2 A falazóanyagok megválasztása és a falazott szerkezetek megvalósítása

EN 1996-3 Egyszerűsített méretezési módszerek és a falazott szerkezetek egyszerű szabályai

**EN 1997 Eurocode 7 Geotechnikai tervezés**

EN 1997-1 Általános szabályok

EN 1997-2 Helyszíni és laboratóriumi talajvizsgálatok

**EN 1998 Eurocode 8 Tartószerkezetek tervezése földrengésre**

EN 1998-1 Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

EN 1998-2 Hidak

EN 1998-3 Épületek megerősítése és javítása

EN 1998-4 Silók, tartályok és csőrendszerek

EN 1998-5 Alapozások, megtámasztó szerkezetek és geotechnikai szempontok

EN 1998-6 Tornyok, árbocok, kémények

**EN 1999 Eurocode 9 Alumíniumszerkezetek tervezése**

EN 1999-1-1 Általános előírások

EN 1999-1-2 Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre

EN 1999-1-3 Fáradásra érzékeny szerkezetekre vonatkozó kiegészítő szabályok

EN 1999-1-4 Trapézlemezekre vonatkozó kiegészítő szabályok

EN 1999-1-5 Héjszerkezetekre vonatkozó kiegészítő szabályok

EN 1999-2 Fáradás

## 5. A KH és az EN szerinti erőtani tervezés összehasonlításának előzetes eredményei

A Közúti Hidak Tervezési Előírásai (KH) és az MSZ EN 1991-2 Közúti Hidak Tervezése (EC) szerinti erőtani számítások eredményeinek összehasonlítása alapvető következtetésekre ad lehetőséget [19], [20]. A közelmúltban több konkrét tervezési feladathoz erőtani számítás készült egyrészt a KH, illetve másrészt az EC szerint. Az alábbi táblázatokban közöljük az összehasonlítás előzetes eredményeit. A táblázatban csak az igénybevétel oldalt, éspedig az un. mértékadó (KH) és az un. tervezési (EC) értékeket, illetve a tartó számított alakváltozási értékeit mutatjuk be, az üzemi igények szempontjából alkalmasan kiválasztott előregyártott típus gerendák esetére.

A táblázati adatok alapján megállapítható, hogy az EC szerinti követelmények egyértelműen szigorúbbak, mint a KH által igényelt értékek.

A gyártási, beépítési műveletekhez tartozó EC szerinti nagyobb  $\sigma_c$  nyomószilárdsági követelményt feltehetően a hosszrepedések kialakulásának elkerülését célzóan, lényegében a tartósságra vonatkozó szigorúbb követelmények teljesítésének szándéka igényli.

A hajlítási és nyírási igénybevételeket illetően az EC szerinti  $M_{Ed}$  és  $V_{Ed}$  követelmények megközelítően 10 illetve 20 % értékkel nagyobbak, mint a vonatkozó KH szerinti  $M_M$ ,  $T_M$  értékek. Megjegyezzük azonban, hogy a nyíráshoz tartozó nagyobb igénybevétel nem jelent feltétlenül ennek megfelelő arányú többlet-nyírási vasalást, mert például az EC szerinti korszerűbb nyírási modell alapján kapott nyírási teherbírás általában kedvezőbb értéket ad, mint a hagyományos (KH) számítással kapott érték.

Az táblázatban közölt alakváltozásra vonatkozó számítások alapján megállapítható, hogy az EC szerinti értékek lényegesen nagyobbak, mint a KH szerinti értékek, de ennek feltehetően gyakorlati következményei kisebbek lesznek.

## 6. Az EN szabványok hazai bevezetése és az ezzel kapcsolatos feladatok

Az EN Eurocode szabványok CEN által való közzététele, majd az egyes tagállamokban való bevezetésének folyamata egymástól jól elkülöníthető szakaszokból áll. A CEN által való közzététel egyedi EN szabványonként, míg a tagállamokban való bevezetés Eurocode csoportonként történik. Ennek oka, hogy egy kötelező alkalmazásra közzétett EN szabvány által hivatkozott összes szabvány ugyanolyan státuszú legyen a tagországban, mint az a szabvány, amelyik hivatkozik rájuk.

A tartószerkezeti EN Eurocode szabványok hazai bevezetésével kapcsolatos feladatokat a Magyar Szabványügyi Testület (MSZT), ezen belül az MB119 műszaki bizottság végzi. A bizottság feladata a lefordított szabványkötetek fordításának műszaki tartalmi ellenőrzése és a Nemzeti Mellékletek elkészítése. A MSZT -nek, mint közhasznú társaságnak azonban nincsenek saját anyagi forrásai arra, hogy az ezzel a munkával járó költségeket fedezze. Csak akkor tudja egy szabványkötet fordítását és a Nemzeti Melléklet (NM) elkészítését kezdeményezni, ha arra megbízást és anyagi fedezetet kap. A tartószerkezeti szabványok Magyarországon illetékességből több minisztériumhoz is tartoznak, és azok költségvetésében is szűkösek a keretek az ilyen jellegű feladatokra. 2006 szeptemberig a végleges EN szabványok közül csak az EN 1990, a tartószerkezetek tervezési alapjai, és az EN 1991, a tartószerkezeteket érő hatások szabvány néhány kötete (Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei, hőteher, szélteher) jelentek meg magyar nyelven, a Nemzeti alkalmazási dokumentumokkal együtt. Folyamatban van még néhány kötet fordításának és Nemzeti Mellékletének jóváhagyása. Ezekon kívül a MSZT magyar nyelvű fedlappal és jóváhagyó közleménnyel, de angol nyelven, és Nemzeti Melléklet nélkül közzétette az EN 1992

1. táblázat: Az EC és KH szerinti számítás eredményeinek összehasonlítása

Összehasonlítási esetek	EC	KH	EC szerinti többlet (%)
$\sigma_c$ - feszítéskor a beton nyomási feszültsége (N/mm <sup>2</sup> )	30,10	27,85	8,08
$\sigma_c$ - kiemelési beton-nyomási feszültsége (N/mm <sup>2</sup> )	34,30	28,91	18,64
$\sigma_c$ - beépítéskor a beton-nyomási feszültség (N/mm <sup>2</sup> )	32,20	21,57	49,28
$M_{Ed}$ ; $M_M$ - hajlítási igénybevétel (kNm)	10678	9490	12,52
$V_{Ed}$ ; $T_M$ - a nyírás teherbírási (kN)	1209	1004	20,42
$y^{(c)}$ - felhajlás állandó teherre (mm)	88	46	91,30
$y^{(t)}$ - lehajlás mezőben (mm)	61	12	408,33
Értékelés: $\frac{(EC)-(KH)}{(KH)} \cdot 100$ (%)			

Betonszerkezetek tervezése 2/1 csoportba tartozó, az EN 1994 Betonnal együttműködő acélszerkezetek 4/1 csoportba tartozó, az EN 1995 faszerkezetek, és az EN 1998-1 Tartószerkezetek tervezése szabványokat. Erre jogilag lehetőség van.

Ma már világosan látszik, hogy anyagi források hiányában nincs esély arra, hogy a rohamos tempóban megjelenő Eurocode szabványokat a megkívánt határidőig magyar nyelvre lefordítsák, és mindegyikhez elkészítsék a hozzá tartozó NM -et. Ezzel a magyar tervezőmérnökök hátrányos helyzetbe kerülhetnek mind a hazai, mind pedig az európai piacon. Ennek elkerülése érdekében szükség van a magyar mérnöktársadalom minden rétegének összefogására és anyagi áldozatvállalására annak érdekében, hogy létrejöjjenek olyan könyvek [21], tervezési segédletek, amelyek megkönnyítik a tervezők számára az európai szabványok értelmezését és gyakorlati alkalmazását. Ilyen könyvek és segédletek, elkészítését szorgalmazza többek között a Magyar Mérnöki Kamara tartószerkezeti tagozata is.

Erre a feladatra leginkább a Budapest Műszaki és Közgazdaságtudományi Egyetem szakemberei lennének talán a legalkalmasabbak, ahol az elmúlt években megfelelő tapasztalatok halmozódtak fel az európai szabványok oktatása, az európai és a magyar szabályzati előírások összehasonlítása és az új előírások alkalmazása terén.

### Összefoglalás

A magyar, és más kelet-európai országok XX. század második felében alkalmazott tervezési gyakorlatának tapasztalatai jól hasznosítható adatbázisként szolgáltak az EU országok számára az európai tartószerkezet tervezési szabványok kidolgozására. Az ENV szabványok használatának tapasztalatait és az időközi kutatási eredményeket felhasználva kialakult az a szabvány sor, amely a közeljövőben az erőtani tervezés alapjául szolgál Európában és hazánkban. Az összehasonlítási adatok szerint az EN szerinti követelmények egyértelműen szigorúbbak, mint a hazai előírások által igényelt értékek. Az EC szabványok hazai bevezetéséhez szükség van a magyar mérnöktársadalom összefogására és anyagi áldozatvállalására is annak érdekében, hogy létrejöjjenek olyan tervezési segédletek, amelyek megkönnyítik a tervezők számára az európai szabványok értelmezését és gyakorlati alkalmazását.

### Irodalom

[1] Kazinczy G.: Kísérletek befalazott tartókkal. Betonszemle, 1913. Budapest. Az anyagok képlékenysége jelentősége a tartószerkezetek teherbírási szem-pontjából, Budapest, Egyetemi Nyomda, 1942.  
 [2] Mayer, M.: Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Genzkräften austatt nach zulässigen Spannungen, Verlag von Julia Springer, 1926. Berlin.

[3] Gvozgyev, A. A.: Raszcsot nyeszucsej szpozobnosztija konstrukcij po metodu predelnogo ravnovesztija. Gosztrójzdat, 1949. Moszkva.

[4] Menyhárd I.: Vasbetonszerkezetek új méretezési módja. A biztonsági tényezőkön és a törési elméleten alapuló számítási módszer, Építőipari Könyv- és Lapkiadó Vállalat, Budapest, 1951.[5] Kármán T.: A teherhordó szerkezetek optimális biztonságáról. ÉTI. 1965. Budapest

[6] Mistéth E.: Az erőtani méretezés valószínűségi-ségelméleti alapon. ETK. Budapest. 1974.

[7] Kármán T.: A tartószerkezeti biztonság emberi tényezői. Közlekedésépítés- és Mélyépítéstudományi Szemle XVII. Évfolyam, 1987. 8. szám 326.-333. oldal.

[8] Farkas Gy.: A hazai és európai szabványok helyzete, VI. Magyar Tartószerkezeti konferencia, Budapest, 2000. 06. 26.

[9] Szalai K.: A hazai vasbetonépítési szabályzatok története, Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle XL. évfolyam, 1990/1. szám 19.-28. old.  
 [10] CEB-Fib Model Code for Concrete Structure 1978.  
 [11] Szalai K., Kovács T.: Az MSZ szerinti teherbírási követelmények változása a XX. században és azok összehasonlítása az Eurocode szerintiekkel. Vasbetonépítés 2000/3 II. évfolyam 3. szám. Budapest.  
 [12] Szalai K., Lenkei P.: „Hungarian Experience in Structural Design Coding (Historical Precedences of Eurocode-2)” Periodica Polytechnica Civil Engineering. Technical University of Budapest. Vol. 36. No. 3. 1992. pp. 339-353.  
 [13] Farkas Gy., Kovács T., Szalai K.: A hazai Közúti vasbeton Hídszabályzatok és az Eurocode szerinti méretezés összehasonlításának eredményei  
 [14] MSZ ENV 1991-1:1998 EC1 (1998): A tervezés alapjai és a szerkezeteket érő hatások 1. rész: A tervezés alapjai  
 [15] MSZ ENV 1991-2-1:1999 EC1 (1999): A tervezés alapjai és a szerkezeteket érő hatások 2.1. rész: Sűrűség, önsúly és hasznos teher  
 [16] MSZ ENV 1992-1-1:1999 EC2 (1999): Betonszerkezetek tervezése 1.1 rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok  
 [17] Szalai K., Farkas Gy., Kovács T.: A teherhordó szerkezetek kelet- és nyugat európai biztonsági szintjeinek optimalizálása az EC előírásokban, Közúti és Mélyépítési Szemle, 52. évf., 5. szám, 2002., Budapest, pp. 202-210.  
 [18] Kovács T.: Építési termék megfelelősége. Kézikönyv, Terc 2005. Budapest.  
 [19] Útügyi Műszaki Előírás ÚT 2-3.414-2004. MAÚT, 2004. Budapest  
 [20] Közúti Hidak Tervezése MSZ EN 1991-2. Budapest, 2004.  
 [21] Farkas Gy., Huszár Zs., Kovács T., Szalai K.: Betonszerkezetek Eurocode szerinti méretezése. Terc Kft. Budapest. 2006.

### Summary

#### STRUCTURAL EUROCODES

Experiences obtained from the Hungarian and Eastern European designing practice in the second part of the twentieth century became a usable database for the EU countries. Making use of the experiences of the application of the ENV standards and latter investigation results a new series of standard was developed to serve as basis of structural design in Europe and Hungary. Comparing the results of different investigations it was shown that the requirements of the EN are squarely higher than that of the Hungarian prescriptions. For the introduction of the EC Standards in our country the cooperation of the Hungarian engineer society is needed. Cooperation and financial input is required for the preparation of different design aids which will support the engineers in understanding and practical applications of the European standards.



## Bevezetés

Az Eurocode (EC) szabványsorozat hazai bevezetése a közeljövőben hazánkban is napirendre kerül. A beruházással, tervezéssel, megvalósítással foglalkozó mérnökök most ismerkednek az érdeklődési körükhöz tartozó EC előírásokkal. Ebben a cikkben a különböző anyagú (beton, acél, öszvér, stb.) tartószerkezetek méretezésének alapelveit foglaljuk össze „MSZ EN 1990 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai” szabvány szerint. Az ismertetésre kerülő EC szabályzat alapelveinek előzménye a magyar Kazinczy Gábornak [1], [3] az anyagok képlékeny viselkedésére és a német Mayernek [2] a teherbírásban szeret játszó paraméterek eltérő bizonytalanságaira alapított osztott biztonsági tényezőkre vonatkozó elmélete. Az EC előzményeihez tartozik még az orosz/szovjet Gvozgyev [4] munkássága, aki a saját és mások képlékenységtani eredményeire hivatkozva, továbbá a Mayer-féle felfogás ismeretében, bátrabb biztonsági szintet megengedően az akkori Szovjetunióban kidolgozta a II. világháború alatti helyreállításokra vonatkozó katonai tervezési és kivitelezési előírásokat. Mayer M., Kazinczy G., Moe A.J. [5] és mások eredményeinek ismeretében a magyar Korányi Imre [6] az önsúly viszonylagos állandóságára hivatkozva, az ún. egyenlő biztonság elve alapján azt tekintette mérvadónak, hogy a számított hasznos tehernek milyen többszörlet-értéke mellett következik be a szerkezet nem kívánt állapota.

Az ismertetésre kerülő EC méretezési rendszer és filozófia lényegében azonos a fenti előzményekben jól tájékozott Menyhárd István [9], [10] munkássága révén - a világon először nálunk - 1950 évben kidolgozott és bevezetett, osztott biztonsági tényezők rendszerén alapuló „Ideiglenes Közúti Hídszabályzat”-tal, illetve az 1951-es kiadású „Vasúti Hídszabályzat”-tal. [8]. Ezt követően rövid idő alatt, a teljes tartószerkezeti szabványsor ezekre az alapelvekre épült hazánkban és a többi kelet-európai országban, valamint ettől teljesen függetlenül, az ottani körülményekhez igazítottan az USA-ban is. A szabályzatok több mint félévszázados hazai és kelet-európai ország, továbbá az amerikai szabályzatok alkalmazási tapasztalatai az 1990 évek kezdetéig Nyugat-Európában eloszlatták a megengedett feszültségek alapján dolgozó mérnökök évtizedes ellenállását és az Európai Unióban bevezették az Európai Előszabványokat (ENV-eket). Az elmúlt évtized tapasztalatai alapján tökéletesített formában és tartalommal került kiadásra az MSZ EN 1990 Eurocode: „A tartószerkezeti tervezés alapjai” megnevezésű szabályzat [7], melynek lényegét a következőkben foglaljuk össze.

## 1. Az MSZ EN 1990 szabvány követelményei

### 1.1. A méretezés alapelve

A tartószerkezeti méretezés filozófiájának alapelveit ismerteti az MSZ EN 1990 jelű és „Tartószerkezeti tervezés alapjai” megnevezésű szabvány (továbbiakban: EN0) [7]. Az EN0 rendszerbe gyűjtve részletesen taglalja, illetve értelmezi a méretezés alapelveit, a szerkezeti biztonságra, a használhatóságra és a tartósságra vonatkozó ismereteket. Az új szerkezetek tervezéséhez használható EN0, az ún. *megbízhatósági módszerre* épül és a határállapot koncepció keretében a *parciális tényezők módszerét*, alkalmazza [12], [13], [14].

Az EN0 a megbízhatósági kérdésekben egyben elvi útmutatást ad más műszaki előírások számára az abban részletesen nem tárgyalt egyéb hatások (szerkezet típusok, anyagok és szerkezetek) figyelembe vételéhez. E mellett az EN0 tájékoztató az ipari partnerek, a tervezők, a kivitelezők, és az illetékes hatóságok számára is.

### 1.2. Az EN0 általános feltételezései

Az EN0 szövege azzal a feltételezéssel készült, hogy

- a szerkezeti rendszer megválasztását és annak erőtani tervezését megfelelően képzett, továbbá
- a megvalósítást megfelelő szakértelemmel és elegendő tapasztalattal rendelkező személyek végzik,
- a megvalósítás során, a tervezőirodáknak, a gyárakban, a telephelyeken és az építés helyszínén megfelelő műszaki felügyelet és minőségellenőrzési rendszer működik,

### 1.3. Megbízhatósági szintek

Az EN0 alkalmazási területén a tartószerkezetek előírt megbízhatóságát az EN (EN1990- EN1999) szabványok szerinti tervezéssel, a megfelelő szintű megvalósítással és minőségbiztosítással kell elérni, tekintettel az 1. táblázat alapján figyelembe vett tervezési élettartamra.

1. táblázat: Tervezési élettartamok

Osztály	Előírt tervezési élettartam (év)	Példák
1	10	Ideiglenes tartószerkezetek <sup>(1)</sup>
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

<sup>(1)</sup> Az olyan tartószerkezeteket vagy azok részeit, melyek újratervezés céljából szétszerelhetők, nem tekinthetők ideiglenes szerkezetnek.

Az előző alapkövetelmények betartása mellett a teherbírás és a használhatóság szempontjából előírt megbízhatósági szint biztosítható:

- megelőző és védelmi (biztonsági, tűzhatással szembeni, korrózióvédelmi, stb.) óvintézkedésekkel,
- az erőtani számítás keretében a hatások reprezentatív értékeinek és a parciális tényezők megválasztásával,
- minőségbiztosítással, durva emberi hibák számának csökkentésére vonatkozó követelmények előírásával, továbbá
- a robusztusság mértékére, a tartósságra, az altalaj és a lehetséges környezeti hatások előzetes vizsgálatára, az alkalmazott mechanikai modellek pontosságára, a hatékony megvalósításra és a tervdokumentációban előírtak szerinti megfelelő helyszíni vizsgálatokra és a fenntartásra vonatkozó intézkedésekkel.

A teherbírásra és a használhatóságra vonatkozó – egyébként különböző – megbízhatósági szintek

<sup>1</sup> Egyetemi tanár, tanszékvezető, BME farkas@vbt.bme.hu

<sup>2</sup> Egyetemi docens, BME alovas@mail.bme.hu

<sup>3</sup> MTA Doktor, Professor Emeritus, BME szalai@vbt.bme.hu

- biztosíthatók az EN0 szerinti tervezéssel, valamint megfelelő szintű megvalósítással, és minőségbiztosítási intézkedésekkel
- megválasztása függ a határállapot elérésnek okától és/vagy módjától, továbbá a tönkremenetel lehetséges következményeitől (emberi élet, sérülések, várható anyagi kár kockázata), a nyilvánosság tönkremenetellel szembeni ellenérzéseitől, a tönkremeneteli kockázat csökkentésének költségeitől.
- megválasztása lehetséges a tartószerkezet egészének és/vagy a tartószerkezet egyes részeinek osztályba sorolásával is.

A megfelelő tartásszög biztosítható, ha

- az építőanyagokat és az építési termékeket a vonatkozó EN előírások és kivitelezési szabványok, vagy a termékre vonatkozó műszaki előírások szerint használják fel,
- a szerkezet fenntartásáról megfelelő módon gondoskodnak,
- a szerkezetet a tervezési feltételeknek megfelelően használják.

#### 1.4. Az EN0 szerinti tervezés legfontosabb követelményei

##### 1.4.1 Tervezési alapkövetelmények

Az EN0 szerint a szerkezetek tervezésének alapkövetelménye, hogy a tartószerkezet

- az előírányzott tervezési élettartam alatt megfelelő megbízhatósággal és gazdaságosan legyen alkalmas a rendeltetészerű használatra,
- megfelelő legyen a teherbírása, a használhatósága és a tartóssága,
- az előírt időtartam alatt a tűzhatásra megfelelő ellenállással rendelkezzen,
- a kiváltó okhoz képest ne károsodjon aránytalan mértékben a robbanás, ütközés és esetleges emberi mulasztások következtében.

##### 1.4.2. Megbízhatósági szintek

Az EN0 alkalmazási területén a tartószerkezetek előírt megbízhatóságát az EN (EN1990- EN1999) szabványok szerinti tervezéssel, a megfelelő szintű megvalósítással és minőségbiztosítással kell elérni, tekintettel az 1. táblázat alapján figyelembe vett tervezési élettartamra.

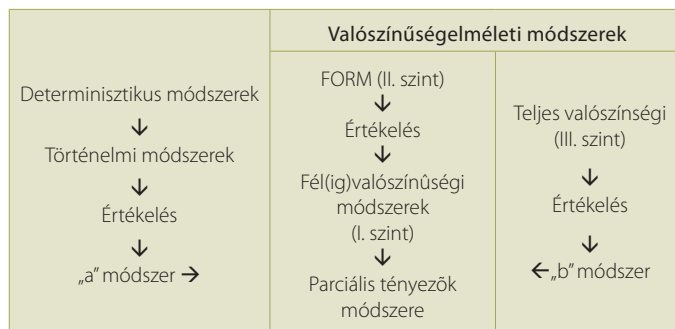
Az előző alapkövetelmények betartása mellett a teherbírás és a használhatóság szempontjából előírt megbízhatósági szint biztosítható:

- megelőző és védelmi (biztonsági, tűzhatással szembeni, korrózióvédelmi, stb.) óvintézkedésekkel,
- az erőtanai számítás keretében a hatások reprezentatív értékeinek és a parciális tényezők megválasztásával,
- minőségbiztosítással, durva emberi hibák számának csökkentésére vonatkozó követelmények előírásával, továbbá
- a robusztusság mértékére, a tartósságra, az altalaj és a lehetséges környezeti hatások előzetes vizsgálatára, az alkalmazott mechanikai modellek pontosságára, a hatékony megvalósításra és a tervdokumentációban előírtak szerinti megfelelő helyszíni vizsgálatokra és a fenntartásra vonatkozó intézkedésekkel.

## 2. A tartószerkezet méretezése megbízhatósági módszerrel

### 2.1. A méretezési módszerek áttekintése

Az 1. ábrában bemutatjuk a tartószerkezetek méretezéséhez eddigiekben alkalmazott módszereket.



1. ábra: A méretezési módszerek

Jelmagyarázat: FORM – the first order reliability method (elsőrendű megbízhatósági módszer)

A determinisztikus módszerhez sorolható az évtizedekig használt rugalmasságtani elveken alapuló megengedett feszültségek módszere, majd ennek továbbfejlesztéseként a szerkezeti anyagok képlékeny viselkedését is figyelembe vevő törési állapot vizsgálatán alapuló eljárás.

Az első osztott biztonsági tényezős előírásokhoz Magyarországon (MSZ) és európai országokban (DIN, stb.) az „a” módszert alkalmazták, míg az újabb európai (EC) előírások a „b” módszeren alapulnak. Az „a” módszernél tapasztalati adatokra építve az idők során a méretek fokozatos csökkentésével közelítették a teherbírás biztonság *elégéses* szintjét. A „b” módszernél, pedig az „a” módszerrel készült szerkezetek használatával szerzett tapasztalatok alapján a teherbírásra és a tartósságra is tekintettel elméletileg optimális szinten határozzák meg a tartószerkezet szükséges és *elégéses* méreteit.

A szükséges és elégéses tartószerkezeti méretek optimális szintjének kidolgozásához előtérbe kerültek a méretezés-, valószínűségelméleti módszerek, és az ún megbízhatósági eljárás. A megbízhatósági módszer kezdeti változata a fél(ig)valószínűségi (I. szint) eljárás, ahol a tartószerkezet használhatatlanná válásához a vállalható kockázatot - az egyes paraméterek bizonytalanságának arányait figyelembe véve - szétosztják az ellenállás és a hatás oldalára, illetve ezeken belül az egyes paramétereknél bevezetett biztonsági (mai szóhasználattal: parciális) tényezők révén.

Az ún. elsőrendű megbízhatósági (II. szint) módszernél a hatás és az ellenállás várható értékeit hasonlítják össze az egyes paraméterek relatív szórásának és a vállalható kockázathoz tartozó megbízhatósági index figyelembe vételével. Az elsőrendű megbízhatósági eljárás alapelveinek gyakorlati megvalósítása az ún. parciális tényezők módszere.

A teljes valószínűségi módszerek (III. szint) a választott valószínűségi problémára elvben egyértelmű és pontos választ adnak. A statisztikai adatok hiányosságainak következtében azonban a III. szintű módszer csak kivételes esetekben alkalmazható. A II. szintű módszer gyakorlatilag is olyan jól kimunkáltak, hogy azok alkalmazása legtöbb méretezési problémának megoldásához, már elegendő pontosságúnak tekinthető.

A II. illetve a III. szintű módszerek esetében a szerkezet megbízhatóságának mértékét a

$P_s = (1 - P_f)$  túlélési valószínűséggel lehet meghatározni, ahol  $P_f$  a tönkremenetel valószínűsége a figyelembevett tönkremeneteli mód és egy megfelelő referencia időszak mellett. A tönkremeneteli valószínűség és az ehhez tartozó  $\beta$  megbízhatósági index (lásd később) a szabályzati előírások egyes értékeinek felvételéhez és a tartószerkezetek biztonsági szintjeinek összehasonlításához elfogadottan alkalmazott értékek. A  $\beta$  értékek azonban nem feltétlenül jelentik az adott számú tartószerkezet tönkremeneteléhez rendelhető pontos értéket.

## 2.2. A megbízhatósági módszerről röviden

A tartószervezeti teherbírás megfelelőségének igazolása elvégezhető a megbízhatósági elméleten alapuló eljárással. A teherbírás megfelelőségét az ellenállás  $R_m$ , illetve a hatás oldali  $G_m$  állandó és

$$Q_m = Q_{1m} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} Q_{im} \quad (1)$$

esetleges terhek (a tervezett élettartamra vonatkoztatott) várható értékeinek felhasználásával kell igazolni, ahol  $Q_{1m}$  a kiemelt esetleges teher,  $Q_{im}$  az  $i$ -edik, nem kiemelt esetleges teher és  $\Psi_{0i}$  a  $Q_{im}$ -hez tartozó kombinációs (MSZ szóhasználat: egyidejűségi) tényező.

### 2.2.1. A teherbírás megfelelőségének igazolása

Az  $E_m = G_m + Q_m$  hatás együttes kezelése és összehasonlítása az  $R$  ellenállással a 2. ábra alapján értelmezhető [10].

Az szerkezet teherbírása megfelelő (2. ábra), ha

$$R_d - E_d \geq 0 \quad (2)$$

ahol:

$R_d$  - az ellenállás tervezési értéke, amely féloldalas transzformációval<sup>4</sup>

$$R_d = R_m \exp(-\beta \cdot \alpha_R \cdot v_R) \quad (3)$$

$E_d$  - a hatás oldal tervezési értéke

$$E_d = [G_m(1 - \beta \cdot \alpha_G^{(-)} \cdot v_G) + Q_m(1 - \beta \cdot \alpha_Q^{(-)} \cdot v_Q)] \quad (4)$$

ahol a fentiekén kívül  $\alpha_G$  és  $\alpha_Q$  az ún. érzékenységi tényezők  $v_G$  és  $v_Q$  az állandó és az esetleges teher relatív szórásai.

### 2.2.2. A globális biztonsági tényező

A teherbírasi követelmény teljesül, ha

$$R_m \geq \exp[\beta \cdot \alpha_R^{(+)} \cdot v_R] \cdot [G_m(1 - \beta \cdot \alpha_G^{(-)} \cdot v_G) + Q_m(1 - \beta \cdot \alpha_Q^{(-)} \cdot v_Q)] \quad (5)$$

ahol az  $\alpha$  jelölések, az ún. érzékenységi tényezők, melyek a következőképpen számíthatók:

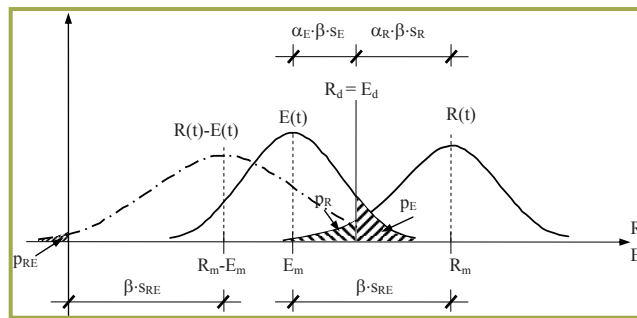
$$\alpha_R = \frac{R_d \cdot v_R}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \alpha_G = \frac{G_m \cdot v_G}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \alpha_Q = \frac{Q_m \cdot v_Q}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \Sigma \alpha_i^2 = 1; \quad (6)$$

itt:

$$\sqrt{\Sigma \kappa_i^2} = \sqrt{(R_d \cdot v_R)^2 + (G_m \cdot v_G)^2 + (Q_m \cdot v_Q)^2} \quad (7)$$

A  $Q_m = \mu G_m$  jelölés alkalmazásával a fenti kifejezést átrendezve a globális biztonsági tényező:

$$\gamma_m = \frac{R_m}{G_m + Q_m} = \left[ \frac{1}{1 + \mu} (1 - \beta \alpha_G^{(-)} v_G) + \frac{\mu}{1 + \mu} (1 - \beta \alpha_Q^{(-)} v_Q) \right] \exp(\beta \alpha_R^{(+)} v_R) \quad (8)$$



2. ábra: A teher és az ellenállás sűrűségfüggvényei

alakot ölti, s ennek birtokában a teherbírás, a (1) jelölésre is tekintettel

$$R_m \geq \gamma_m (G_m + Q_{1m} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} Q_{im}) \quad (9)$$

módon igazolható.

### 2.2.3. A $v_i$ relatív szórások értelmezése

A Kelet-Európában általánosan alkalmazottnál nagyobb értékű parciális tényezőket az EN0 kidolgozói azzal indokolták, hogy az előzőekben szereplő és a hagyományos értelmezésű  $v_i$  relatív szórás fogalmát kibővítették, az alábbiak szerint [12].

Az ellenállási oldal  $v_R$  relatív szórásában az EC szerinti értelmezésben a következő három tényező játszik szerepet:

- a mérési adattal jellemezhető szilárdsági értékek relatív

$$\text{szórása: } v_{Rf} = \frac{s_{iR}}{R_m}$$

- a számítási modell bizonytalansága:  $v_{Rm0'}$   
- a geometriai adatok bizonytalansága:  $v_{RG'}$

ahol  $s_{iR}$  az ellenállási igénybevétel függvényében szereplő paraméterek egyedi értékeinek és szórásainak figyelembevételével a mérési adatok szórása.

E bizonytalanságok együttes figyelembe vétele a  $v_R$  eredő szórás

$$v_R = \sqrt{v_{Rf}^2 + v_{Rm0'}^2 + v_{RG'}^2} \quad (10)$$

bevezetésével.

Az igénybevétel oldalon lévő  $v_E$  relatív szórás értékét – a  $v_R$ -hez hasonlóan – az  $E$  hatás mért adatainak szórása ( $v_{Rf} = \frac{s_{iE}}{E_m}$ ), az  $m$  számítási modell ( $v_{Em0}$ ),

és a  $G$  geometriai modell ( $v_{EG}$ ) bizonytalanságai befolyásolják. Itt  $s_{iE}$  a hatásoldal függvényben szereplő paraméterek egyedi értékeinek és azok szórásának figyelembevételével számítható szórás.

Ezek alapján az igénybevételi oldalon lévő  $G$  és  $Q$  hatások korábbi értelmezése alapján:

- a  $v_G$  eredő szórás relatív értéke:

$$v_G = \sqrt{v_{Gf}^2 + v_{Gm0}^2 + v_{GG}^2} \quad (11)$$

<sup>4</sup> A féloldalas transzformációra az ellenállási oldalon, azért van szükség mert enélkül a (3) összefüggés helyett alkalmazható  $R_d = R_m(1 - \beta \cdot \alpha_R \cdot v_R)$  kifejezés a  $v_R$ -tól függően, negatív értéket vehetne fel. Ennek kizárását jelenti a transzformáció. A hatások oldalán erre értelemszerűen, nincs szükség.

- a  $v_Q$  eredő szórás relatív értéke:

$$v_Q = \sqrt{v_{Qf}^2 + v_{Qm0}^2 + v_{QG}^2} \quad (10)$$

ahol  $v_{Gf}$  illetve  $v_{Qf}$  a mérési adatok relatív szórása a fenti  $v_{Ef}$  értelmezésének megfelelően.

### 2.2.4. A $\beta$ megbízhatósági index

A fentiekben szereplő  $\beta$  megbízhatósági (biztonsági) index felvételéhez az EN0 a 2. táblázatban szereplő módon definálja az épületek kárhányad szerinti osztályait.

A teherbírási határállapotok vizsgálatához tartozó  $\beta$  megbízhatósági index EN0 szerinti ajánlott minimális értékei a 3. táblázatban találhatóak.

Az RC2 megbízhatósági osztályhoz, és az ennek megfelelő CC2 kárhányad szerinti osztályhoz 1 éves, illetve 50 éves tervezési élettartam esetén ajánlott  $\beta$  megbízhatósági index EN0 szerinti értékeit a 4. táblázat tartalmazza. E táblázat egyúttal tartalmazza a fáradási és a használhatósági határállapotok vizsgálatához rendelt  $\beta$  értékeket is.

A  $\beta$  megbízhatósági index és a  $p$  kockázat közötti  $p = \Phi(-\beta)$  összefüggés normális eloszlásfüggvény alkalmazásával nyerhető értékeit az 5. táblázatban tüntetjük fel. Itt  $\Phi$  a normális eloszlás függvényét szimbolizálja.

2. táblázat:

Épületek osztályozása a kárhányad alapján az EN 0 szerint

Kárhányad szerinti osztály	Leírás	Példák az épületek és az építőmérnöki szerkezetek köréből
CC3	Az emberélet elvesztésének jelentősége nagy, vagy a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények rendkívül jelentősek	Lelátók, közösségi épületek, ahol a tönkremenettel járó kár nagy (pl. koncertterem)
CC2	Az emberélet elvesztésének jelentősége közepes, a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények számottevőek	Lakó- és irodaházak, közösségi épületek, ahol a tönkremenettel járó kár közepes (pl. irodaház)
CC1	Az emberélet elvesztésének jelentősége kicsi, a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények nem jelentősek, vagy elhanyagolhatók	Mezőgazdasági épületek, melyekben szokásos esetben emberek nem tartózkodnak (pl. raktárak), növényházak

3. táblázat: A  $\beta$  ajánlott értékei az EN0 szerint

Megbízhatósági osztály	A $\beta$ minimális értékei	
	1 éves referencia-időszak	50 éves referencia-időszak
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

4. táblázat:

A  $\beta$  ajánlott értékei a különböző határállapotok esetén az EN0 szerint

Határállapot	Előírányzott $\beta$ megbízhatósági index	
	1 év	50 év
Teherbírási	4,7	3,8
Fáradási		1,5 – 3,8
Használhatósági (irreverzibilis)	2,9	1,5

5. táblázat: A  $\beta$  és a  $p$  közötti összefüggés

$p$	10-1	10-2	10-3	10-4	10-5	10-6	10-7
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

### 2.2.5. Az EN0 szerinti ellenőrzési szintek

Annak érdekében, hogy az előzőekben előírányzott megbízhatósági szint érvényesüljön a tervező, vagy megrendelő az EN0 alapján előírja a megvalósítási tervek, illetve a kivitelezés ellenőrzésének a követelményeit. A szerkezet rendeltetéséből és értékéből eredő jelentőség szerint felvehető RC1-RC3 megbízhatósági osztályoktól függően kell meghatározni az ún. tervellenőrzési (DSL1-DSL3), illetve helyszíni ellenőrzési (IL1-IL3) szinteket a 6. és 7. táblázat adatai alapján.

Az EN0 lehetőséget ad arra, hogy az RC2 szokványosnak nevezhető megbízhatósági osztálytól eltérő RC1 (kisebb), vagy RC3 (nagyobb) megbízhatósági követelményeket az RC2 szerinti parciális tényező mértezési eljárás keretében is figyelembe vegye a tervezés. Ekkor az RC2 szerinti hatások (illetve igénybevételek) számításához egyéként alkalmazott parciális tényezőket a 8. táblázatban szereplő  $K_{Fi}$  szorzó-tényezővel szorozottan kell számításba venni.

6. táblázat:

Tervellenőrzési szintek (DSL) (design supervision levels)

Tervellenőrzési szintek	Jellemzők	Ajánlott minimális követelmények a számítások, a tervlapok és a műszaki leírások ellenőrzéséhez
DSL3 az RC3-mal összhangban	Kibővített ellenőrzés	Független ellenőrzés: A tervezőtől független szervezet által végzett ellenőrzés
DSL2 az RC2-vel összhangban	Szokásos ellenőrzés	A működési szabályzat szerinti felelős tervezőtől független személyek által végzett ellenőrzés.
DSL1 az RC1-gyel összhangban	Szokásos ellenőrzés	Önellenőrzés: A tervező által végzett ellenőrzés

7. táblázat: A helyszíni ellenőrzés szintjei (IL) (inspection levels)

Tervellenőrzési szintek	Jellemzők	Követelmények
IL3 az RC3-mal összhangban	Kibővített ellenőrzés	Független ellenőrzés:
IL2 az RC2-vel összhangban	Szokásos ellenőrzés	A működési szabályzat keretei között végzett ellenőrzés.
IL1 az RC1-gyel összhangban	Szokásos ellenőrzés	Önellenőrzés

8. táblázat: A hatásokra vonatkozó  $K_{Fi}$  tényező (factor for action)

A hatásokra vonatkozó $K_{Fi}$ tényező	Megbízhatósági osztály		
	RC1	RC2	RC3
$K_{Fi}$	0,9	1,0	1,1

## 3. Tartószerkezetek méretezése a parciális tényező eljárással

### 3.1. Az eljárásról általában

A parciális tényező módszer lényegében a hazánkban eddig használatos osztott biztonsági tényező eljárás továbbfejlesztett változata. Eszerint a szerkezetet úgy kell megtervezni, hogy az előírányzott tervezési élettartam alatt azok megfelelő megbízhatósággal és gazdaságosan legyenek alkalmasak a rendeltetészerű használatra, vagyis megfelelő legyen a teherbírájuk, használhatóságuk és a tartósságuk, a kiváltó okhoz képest aránytalan mértékben ne károsodjanak rendkívüli körülmények között (esetleges robbanás, ütközés, rendkívüli hó- és szélhatás, továbbá emberi mulasztás következtében).

### 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. táblázat szerinti tervezési élettartamot.

#### 3.3. A határállapot-koncepció ismérvei

Az erőtani követelmények teljesülésének ellenőrzéséhez – az előírányzott tervezési élettartam mellett – az EN0 teherbírási és használhatósági határállapotokat definiál. A határállapotok megfelelőségét a feltételezett tervezési állapotokban kell igazolni. A tervezési állapotok lehetnek tartós, ideiglenes és rendkívüli állapotok. Az időtől függő, halmozódó jellegű hatások esetén a határállapotok (pl. a fáradás) igazolásakor a használati élettartamot is figyelembe kell venni.

#### 3.3.1. A tervezési- és határ-állapotok

##### 3.3.1.1. Tervezési állapotok:

- a tartós tervezési állapotok, a szokásos használat körülményeit definiálják,
- az ideiglenes tervezési állapotok, a tartószerkezet rövid ideig tartó használatát (például a megvalósítás, javítás állapotát) jelentik,
- a rendkívüli tervezési állapotok, a tartószerkezetre ható kivételes körülmények (tűzhatás, robbanás, ütközés, meteorológiai hatás rendkívüli értéke, vagy helyi) károsodásának következményeit írják le.
- a szeizmikus tervezési állapotok, melyek szeizmikus hatással terhelt szerkezet működési körülményeit írják le.

##### 3.3.1.2. Teherbírási határállapotok:

- a helyzeti állékonyság megszűnése, amikor a tartószerkezet, vagy annak egy része, mint merev test egyensúlyát veszti,
- a túlzott mértékű alakváltozás bekövetkezése, 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.

##### 3.3.1.3. Használhatósági határállapotok:

- a tartószerkezetnek, vagy tartószerkezeti elemnek a szokásos használati körülmények közötti használhatóságával (jelentős lehajlással és túlzott repedezettséggel)
- az emberek komfortérzetével
- az építmény külső megjelenésével (burkolatok, nem tartószerkezeti elemek károsodásával) kapcsolatos határállapotok.

Az előzőeken túlmenően megkülönböztünk továbbá reverzibilis és irreverzibilis használhatósági határállapotokat.

#### 3.3.2. Határállapot-koncepció szerinti tervezés alapelve

A határállapot koncepció szerint minden lehetséges tervezési állapotban igazolni kell, hogy

az alkalmazott tartószerkezeti és tehermodellek alapján eljárva, a hatások, az anyag-, vagy termékjellemzők és a geometriai méretek tervezési értékeit alkalmazva, az adott határállapot túllépése nem következik be.

##### 3.3.2.1. Karakterisztikus és reprezentatív értékek

A hatás és ellenállás fent említett és az alábbiakban részletezett tervezési értékeinek gyakorlati meghatározásának kiinduló adata, a *karakterisztikus érték* (3. ábra).

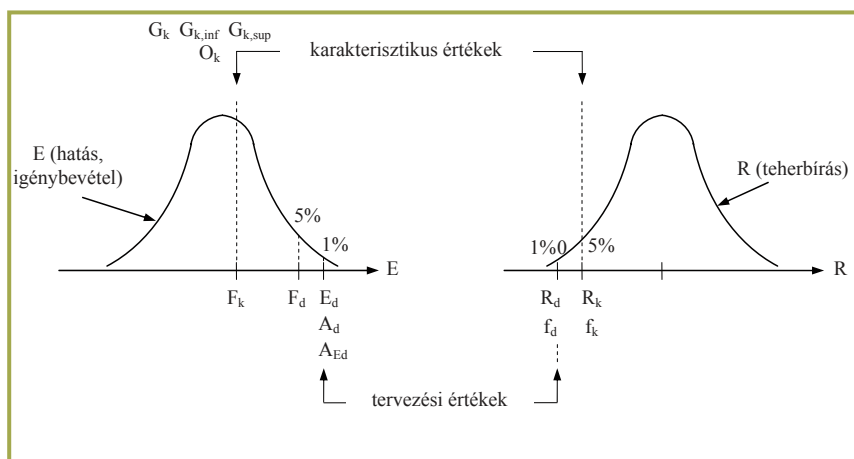
- A hatások esetén a *karakterisztikus érték* a hatás jellegétől függően a tervezett élettartamra prognosztizált állandó- és esetleges tehermaximumok adott referencia időszakra vonatkoztatott alsó-, vagy felső küszöbértéke, vagy várható értéke, melynek jelölése:  $F_k(G_k; G_{k,inf}, G_{k,sup}, Q_k)$ , A reprezentatív érték az  $F_k$  hatásnak a határál Ez lehet lapot igazolásakor alkalmazott értéke.
  - $\Psi_0 F_k$  kombinációs érték,
  - $\Psi_1 F_k$  gyakori érték,
  - $\Psi_2 F_k$  kvázi állandó érték,
 ahol  $\Psi_1$  a kombinációs tényező (lásd: Melléklet).
- 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  $a_{nom}$ .

##### 3.3.2.2. A tervezési érték

A tervezési érték az adott rendeltetésű épület tartószerkezeténél vállalható  $p_{opt}$  kockázatnak a hatás és az ellenállás oldalára való szétosztásának figyelembevételével a hatások és ellenállások tervezéskor alkalmazott értéke (3. ábra)

– a teherbírás esetében számításba vett tervezési értékek

- állandó és esetleges hatásoknál a  $G_k$ , illetve  $G_{k,inf}$ ,  $G_{k,sup}$  továbbá a  $Q_k$  karakterisztikus értékek és a vonatkozó  $\gamma_G$  illetve



3. ábra: A teher és az ellenállás sűrűségfüggvényei

- Az ábrában, a fentiekben szereplőkön kívüli jelölések:
- $G_k$  - az állandó teher karakterisztikus értéke (50%-os valószínűségi (átlag) érték),
  - $Q_k$  - a esetleges teher karakterisztikus értéke (adott referencia időszakra vonatkoztatott adott %-os küszöbérték),
  - $F_k$  - az egyedi hatás karakterisztikus értéke,
  - $F_d$  ( $G_d, Q_d$ ) - az egyedi hatás tervezési értéke ( $\approx 15\%$ ),
  - $E_d$  - a hatás-, vagy teher-csoport tervezési értéke ( $\approx 199\%$ ),
  - $A_d$  - a rendkívüli hatás (pl. ütközés, rendkívüli meteorológiai hatás (pl. hóteher) tervezési értéke,
  - $A_{Ed}$  - a földrengési hatás tervezési értéke,
  - $R_{k,fk}$  - a teherbírás, a szilárdság karakterisztikus értéke (5%)
  - $R_{d,fd}$  - a teherbírás, a szilárdság tervezési értéke ( $\approx 1\%$ ),

$\gamma_{G,inf}$ ,  $\gamma_{G,sup}$ ,  $\gamma_Q$  parciális (biztonsági) tényező szorzata, mint egy adott (általában: 95 %-os) küszöbértéknek megfelelően,

- b) a komoly következményekkel járó *rendkívüli hatás* (például: földrengés, vagy meteorológiai hatás rendkívüli értéke) esetén az előírt  $A_{dr}$  vagy  $A_{Ed}$  érték, vagy rendelkezésre álló adatbázis esetén számítható (általában: 99 %-os) küszöbérték,
- c) az ellenállási paramétereknél (például: beton, betonacél szilárdság, vagy pl. a helyzeti állékonyságnál a támfal tömege) a karakterisztikus értéknek egy  $\gamma_R(\gamma_c, \gamma_s)$  parciális (biztonsági) tényezővel osztott értéke, (általában: 1,0 %-os küszöbérték).
- a használhatóság esetében figyelembe vett számítási értékek:
- d) hatás oldalán az állandó hatások és az esetleges hatások közül a domináns hatás karakterisztikus értéke, a nem domináns esetleges hatások esetében a vizsgált állapot szempontjából mérhető küszöbérték eredményező  $\Psi_i(\Psi_0 > \Psi_1 > \Psi_2) \leq 1,0$  kombinációs tényezőkkel képzett  $\Psi_i \cdot Q_{ki}$  reprezentatív érték,
- e) ellenállás oldalán a paraméterek karakterisztikus értéke.

**Megjegyzés:** A  $G_{k,inf}$ ,  $G_{k,sup}$  az állandó hatások alsó és felső karakterisztikus értékét (általában 5 %, mint alsó-, vagy 95 %-os, mint felső, becsült küszöbértékek) akkor vesszük figyelembe, ha a  $G$  az ellenállásban játszik szerepet és/vagy a várható érték (pl. talaj esetén) az átlagosnál nagyobb bizonytalansággal becsülhető meg,

### 3.4. A hatás tervezési értéke (a hatáskombinációk)

A továbbiakban az  $E_{dr}$  illetve az  $E_{ser}$  tehercsoportok EN0 szerinti értelmezésével általában a tartószerkezeteket illetően foglalkozunk, de megjegyzések formájában a geotechnikai hatásokra is kitérünk.

A szilárdsággal összefüggő teherbírási határállapotok vizsgálatához a hatáskombinációk a következők szerint adhatók meg.

- a) A tartós és ideiglenes tervezési állapothoz, mint alapkombináció

$$E_{d,1} = \gamma_{Sd} \left[ \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} "+" \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}) "+" \gamma_P P_k "+" "+" \gamma_{Q,i} Q_{k,i} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right] \quad (13)$$

vagy részletes erőtani vizsgálat esetén a kombinációs összehasonlításnál:

$$E_{d,1} = \gamma_{Sd} \cdot \max \left\{ \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} "+" \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}) "+" \sum_{j \geq 1} (\xi_j \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} "+" \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}) "+" \right.$$

$$\left. "+" \gamma_P P_k "+" \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (13/a)$$

$$\left. "+" \gamma_P P_k "+" \gamma_{Q,i} Q_{k,i} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (13/b)$$

- b) A rendkívüli tervezési állapot vizsgálatához a hatáskombináció:

$$E_{d,2} = \gamma_{Sd} \left[ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,sup} "+" G_{k,j,inf}) "+" P_k "+" A_d "+" \right.$$

$$\left. "+" (\Psi_{1,1} \text{ vagy } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right], \quad (13/c)$$

- c) A szeizmikus állapothoz a hatáskombináció:

$$E_{d,3} = \gamma_{Sd} \left[ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,sup} "+" G_{k,j,inf}) "+" P_k "+" A_{Ed} "+" \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right] \quad (13/c)$$

ahol

- $\gamma_{Sd}$  – a számítási modell megbízhatóságával, vagy a szerkezet szokványostól való eltéréseivel összefüggésben, tervezői mérlegeléssel választott kiegészítő parciális tényező, (pl.  $K_{fi}$  tényező a 7. táblázat szerint)
- „+” – a „kombináció előjeles összegezéssel” kifejezést jelöli,
- $G_{k,j,sup}$ ,  $G_{k,j,inf}$  – a j-edik állandó hatás alsó vagy felső karakterisztikus értéke,
- $P_k$  – 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,
- $\xi$  – csökkentő tényező, értéke általában 0,85,
- $\gamma_{G,j,sup}$ ,  $\gamma_{G,j,inf}$  – a j-edik állandó hatás alsó vagy felső parciális tényezője, általában:  $\gamma_{G,j,sup} = 1,35$  és  $\gamma_{G,j,inf} = 1,00$ ,
- $\gamma_P$  – a feszítés parciális tényezője,
- $\gamma_{Q,1}$  – 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 (ütközés, tűzhatás és a kivételes mértékű meteorológiai hatás) tervezési értéke,
- $A_{Ed}$  – a szeizmikus hatás tervezési értéke,
- $\Psi_{0,i}$ ,  $\Psi_{1,i}$ ,  $\Psi_{2,i}$  – a kombinációs tényezők.

**Megjegyzések:**

- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$  és  $\Psi_{2,1} Q_{k,1}$  között a rendkívüli esemény bekövetkezte (ütközés, tűzhatás, vagy rendkívüli esemény, illetve tervezési helyzet szerinti körülményektől függően kell választani. ( $\Psi_{1,1} > \Psi_{2,1}$ )
- az ECO szerint a geotechnikai hatások esetén az (13) összefüggésben  $\gamma_i$  tényező értéke:
  - *mervevtestnek tekintett tartószerkezet, vagy tartószerkezeti rész helyzeti állékonyságának vizsgálatához:*  $\gamma_{G,j,sup} = 1,0$ ;  $\gamma_{G,j,inf} = 0,9$  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  $\gamma_{G,j,sup} = 1,35$ ;  $\gamma_{G,j,inf} = 1,15$  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:*  $\gamma_{G,j,sup} = \gamma_{G,j,inf} = 1,0$  és  $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,30$ , ha a Q hatása kedvezőtlen, ha nem, akkor  $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0$ .
- a kivételes mértékű
  - *hóteher* mint rendkívüli hatás [16]:  $s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k$ , ahol az MSZ EN 1991-1-3:2005 szerint  $s_k \geq 1,25$  kN/m<sup>2</sup> a hóteher karakterisztikus értéke és  $C_{esl} = 2,0$ , továbbá
  - *szélhatás* [17]: a határoló fal, ablakok esetleges helyi tönkremenetelét feltételezve az ellenállást biztosító teherviselő szerkezetre a szél nyomás és szívás együttes értéke hat, mint rendkívüli hatás.

**Megjegyzés:** az anyagok parciális tényezője általában betonhoz:  $\gamma_c = 1,5$ , acélra  $\gamma_s = \gamma_p = 1,15$ , de a rendkívüli tehercsoportra vonatkozó ellenállás számításához a parciális tényező a betonra:  $\gamma_c = 1,2$ , az acélra  $\gamma_s = \gamma_p = 1,0$ .

### 3.4.2. A használhatósági határállapotokhoz tartozó hatáskombinációk

#### 3.4.2.1. A terhek karakterisztikus kombinációja

- a) A terhek karakterisztikus kombinációja (az irreverzibilis határállapotok vizsgálata keretében a 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), például lakó- és középület esetén:

$$E_{ser,a} = \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

(14/a)

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

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

$$E_{ser,b} = \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

(14/b)

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

$$E_{ser,c} = \sum (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

(14/c)

### 3.5. A teherbírás tervezési értéke

#### 3.5.1. Az anyag- vagy termékjellemzők tervezési értékei

Az anyag-, vagy termékjellemző  $X_d$  tervezési értékét (általában: 1%-os küszöbérték) a következő általános összefüggéssel lehet meghatározni (3. ábra):

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (15)$$

- $X_k$  - az anyag-, vagy termékjellemző karakterisztikus értéke (általában: 5 %-os küszöbérték)
- $\eta$  - az átszámítási tényező várható értéke, mely
- a térfogati és mérethatást,
  - a nedvességtartalom és a hőmérséklet hatását, és
  - más, egyéb lényeges paraméterek hatását veszi figyelembe.
- $\gamma_m$  - az anyag-, vagy termékjellemző parciális tényezője, mely
- az anyag-, vagy termékjellemző karakterisztikus értéktől való kedvezőtlen irányú eltéréseinek lehetőségét;
  - az átszámítási tényező véletlenszerű pontatlanságait veszi figyelembe.

**Megjegyzés:** az  $\gamma$  átszámítási tényező figyelembe vehető még: implicit módon, a karakterisztikus értékben, vagy a  $\gamma_m$  helyett  $\gamma_M$  alkalmazásával (lásd: később)

Az  $X_d$  tervezési érték a következő módszerek alapján is meghatározható:

- mért fizikai jellemzők alapján, vagy
- kémiai összetétel alapján, vagy

- megelőző tapasztalatok alapján,
- vagy európai szabványok, vagy más, dokumentumok alapján

#### 3.5.2. A geometriai méretek tervezési értékei

Tartószerkezetek geometriai méreteinek tervezési értékei (az igénybevételekhez és/vagy az ellenálláshoz) meg- egyeznek a névleges értékekkel:

$$a_d = a_{nom} \quad (16)$$

Ha a geometriai méreteltérések (pl. az alkalmazott terhek támadáspontjának, vagy a támaszok elhelyezésének pontatlansága) megbízhatóságot jelentősen befolyásolják (pl. másodrendű hatások esetén), akkor a geometriai méretek tervezési értékét a következőképpen kell felvenni:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a, \quad (17)$$

ahol:

- $\Delta a$  - a karakterisztikus, vagy a névleges értéktől való kedvezőtlen irányú eltérés lehetőségét;
- több geometriai méreteltérés egyidejű felléptének halmozódó hatását veszi figyelembe.
  - Másfajta méreteltérések hatását a parciális tényezőkkel kell számításba venni:
  - az igénybevétel-oldalon ( $\gamma_f$ ), és/vagy
  - az ellenállás-oldalon ( $\gamma_M$ ) alkalmazásával.

**Megjegyzés:** A megvalósításra vonatkozó mérettűréseket a kivitelezési szabványok tartalmazzák.

#### 3.5.3. Az ellenállás tervezési értéke

Az ellenállás  $R_d$  tervezési értéke (általában a teherbírás 1%-os küszöbértéke):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (18)$$

módon írható fel (3. ábra), ahol az előzőekben értelmezett jelöléseken túlmenően:

$\gamma_{Rd}$  - az ellenállás parciális tényezője, mely az ellenállás számításához alkalmazott modell és a geometriai méretek bizonytalanságait veszi figyelembe, ha azokat a globális modell nem tartalmazta,

$X_{d,i}$  - az i-edik anyagjellemző tervezési értéke.

Az ellenállás (18) szerinti  $R_d$  tervezési értéke a következőképpen egyszerűsíthető:

$$R_d = R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (19)$$

ahol:

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \times \gamma_{m,i}$$

Az ellenállás tervezési értékét közvetlenül is meg lehet határozni az anyag, vagy a termék (pl. acélszerkezet, kísérlettel segített tervezés esetén) ellenállásának karakterisztikus értékéből, a következők szerint:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (20)$$

### 3.6. Teherbírási határállapotok

#### 3.6.1. Általános elvek

##### 3.6.1.1. A teherbírási határállapotok

A szilárdság kimerülésével összefüggő teherbírási határállapotok definíciója az EN0 szerint:

- EQU (static equilibrium): A merev testnek tekintett tartószerkezet vagy bármely tartószerkezeti rész *helyzeti állékonyságának* elvesztése, amikor:
  - az egy forrásból származó hatások értékének, vagy térbeli eloszlásának kismértékű változása jelentős következményekkel jár, és
  - az építőanyagok, vagy a talaj szilárdsága általában nem domináns.
- STR (structure): A tartószerkezet vagy a tartószerkezeti *elem szilárdsági tönkremenetele* vagy túlzott mértékű alakváltozása, beleértve az alaptesteket, cölöpöket, résfalakat stb., amikor a tartószerkezet építőanyagainak szilárdsága domináns.
- GEO: Az *altalaj törése*, vagy túlzott mértékű alakváltozása, ahol a talaj, vagy a kőzet szilárdsága az ellenállásban jelentős szerepet játszik.
- FAT: A tartószerkezet, vagy a tartószerkezeti elemek *fáradási törése*.

A helyzeti állékonyság határállapotának vizsgálata során igazolni kell, hogy:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (21)$$

ahol:

- $E_{d,dst}$  – a destabilizáló hatásokból származó igénybevételek tervezési értéke;  
 $E_{d,stab}$  – a stabilizáló hatásokból származó igénybevételek tervezési értéke.

Egy keresztmetszet, egy tartószerkezeti elem, vagy egy kapcsolat törési, vagy túlzott alakváltozás bekövetkezte miatti határállapotának (STR és/vagy GEO) vizsgálata során igazolni kell, hogy:

$$E_d \leq R_d, \quad (22)$$

ahol:

- $E_d$  – az igénybevételek (belső erő, nyomaték, vagy a belső erőket, nyomatékokat tartalmazó vektormennyiség) tervezési értéke,  
 $R_d$  – a megfelelő ellenállás tervezési értéke.

### 3.7. Használhatósági határállapotok

#### 3.7.1. A használhatóság igazolása

A használhatósági követelmények teljesüléséhez igazolni kell, hogy:

$$E_d \leq C_d, \quad (23)$$

ahol:

- $C_d$  – az adott használhatósági követelményhez tartozó korlát tervezési értéke;  
 $E_d$  – a használhatósági követelményben előírt, és a vonatkozó hatáskombináció alapján meghatározott igénybevételből származó elváltozás tervezési értéke.

#### 3.7.2. Használhatósági követelmények

A használhatósági követelmények igazolásakor számításba vett alakváltozásokat a vonatkozó építési mód figyelembevételével, valamint a megrendelő, vagy a nemzeti hatóság egyetértésével kell meghatározni.

**Megjegyzés:** Más használhatósági követelmények, mint pl. a repedéstágasság, a feszültségek, vagy az alakváltozások korlátozása, vagy a csúszási ellenállás tekintetében a vonatkozó anyagszabvány EC előírásai mérvadóak.

#### 3.8. Az erőtani követelmények

Az erőtani (teherbírási, használhatósági) követelmény teljesülésének vizsgálatára szolgáló kiinduló adatok

- a teherbírás ellenőrzéséhez (3. ábra)
  - a hatás  $F_k$  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 Dd tönkremeneteli állapotjellemző,
  - a tűzállósággal kapcsolatban a  $T_R$  ellenállás-megmaradási és  $T_E$  értékmentési idő.

A teherbírási követelmények teljesülnek, ha az

$$E_d(M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed}, T_{Ed}) \leq R_d(M_{Rd}, N_{Rd}, V_{Rd}, T_{Rd}), \quad (24)$$

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (25)$$

$$D_d \leq 1,0, \quad (26)$$

$$T_E \leq T_R, \quad (27)$$

feltételek teljesülnek.

**Megjegyzés:**

- Az  $M_{Rd}$ ,  $N_{Rd}$ ,  $V_{Rd}$  és  $T_{Rd}$  (hajlító nyomaték, normálerő, nyírási erő, továbbá csavaró nyomatéki) ellenállások képzésének módját a vonatkozó anyagszabványok tartalmazzák.
- A helyzeti állékonyságra, a fáradási és tűzállósági vizsgálatokra a továbbiakban nem térünk ki, e feladatokkal más kiadványok és az egyes anyagszabványokkal foglalkozó dolgozatok tárgyalják.

- a használhatóság ellenőrzéséhez

A 3.4.2.1. pont szerinti tehercsoportosítások szerint számítható hatások:

- $\sigma_{E,ser}$  – 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 (oadm, yadm, wadm) korlátértékek, azaz

$$\sigma_{E,ser} \leq \sigma_{adm} \quad (28)$$

$$y_{E,ser} \leq y_{adm} \quad (29)$$

$$w_{E,ser} \leq w_{adm} \quad (30)$$

feltételek, teljesülnek.

**Megjegyzés:** A  $\sigma_{E,ser}$ ,  $y_{E,ser}$  és  $w_{E,ser}$  (a normálfeszültség, alakváltozás, repedéstágasság) meghatározásának módját, a számítás részleteit e kiadvány anyagszabványokkal kapcsolatos dolgozatai tárgyalják.



9. táblázat: Az épületekre vonatkozó  $\Psi$ -tényezők ajánlott értékei

Hatás	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Épületek hasznos terhei</b> kategóriák szerint (lásd az EN 1991-1-1-et)			
A kategória: lakások, lakóépületek	0,7	0,5	0,3
B kategória: irodák	0,7	0,5	0,3
C kategória: gyűlekezésre szolgáló területek	0,7	0,7	0,6
D kategória: üzletek	0,7	0,7	0,6
E kategória: raktárak	1,0	0,9	0,8
F kategória: járműforgalom, járműsúly $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
G kategória: járműforgalom, $30\text{kN} < \text{járműsúly} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
H kategória: tetők	0	0	0
<b>Épületek hőterhei</b> (lásd az EN 1991-1-3-at)*			
Finnország, Izland, Norvégia, Svédország	0,7	0,5	0,2
A többi H >1000 m tengerszint feletti magasságban lévő CEN Tagállam	0,7	0,5	0,2
A többi H $\leq 1000$ m tengerszint feletti magasságban lévő CEN Tagállam	0,5	0,2	0
<b>Épületek szélterhei</b> (lásd az EN 1991-1-4-et)	0,6	0,2	0
<b>Hőmérsékleti (nem tűz) hatások</b> épületekben (lásd az EN 1991-1-5-öt)	0,6	0,5	0
MEGJEGYZÉS A $\Psi$ -tényezőket a Nemzeti Mellékletben lehet megadni. * A következőkben nem említett országokban a helyi adottságok szerint kell meghatározni.			

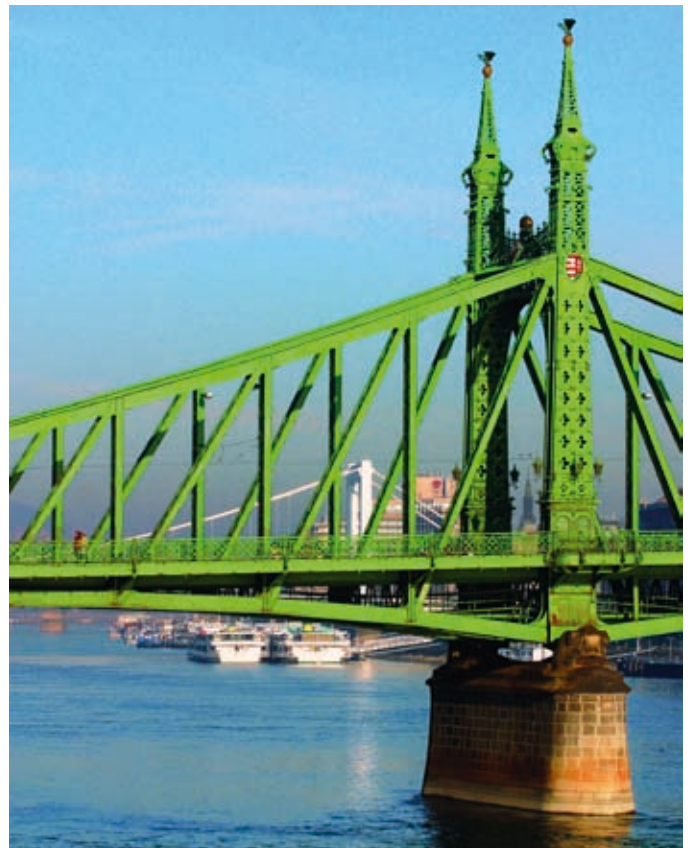
## Összefoglalás

Az EN 1990 Eurocode (EN0) a tartószerkezetek tervezésének alapjait foglalja össze. Az EN0 definiálja a tartós, ideiglenes, rendkívüli, szeizmikus tervezési állapotokat. Értelmezi a méretezés alapelveit, a szerkezeti biztonságra, a teherbírásra, a használhatóságra és a tartósságra, továbbá a tervezett élettartamra vonatkozó tervezési követelményeket. Az új szerkezetek tervezéséhez használható EN0 a megbízhatósági módszerre épül és határállapot koncepció keretében a parciális tényezők módszerét alkalmazza. Az EN0 a megbízhatósági kérdésekben elvi útmutatást ad más műszaki előírások készítői számára az abban részletesen nem tárgyalt egyéb hatások (szerkezet típusok, anyagok és szerkezetek) figyelembe vételéhez. E mellett az EN0 tájékoztató az ipari partnerek, a tervezők, a kivitelezők, és az illetékes hatóságok számára is (9. táblázat).

## Irodalom

- [1] Kazinczy G.: Kísérletek befalazott tartókkal. Betonszemle 1914. II. évf. 4., 5. és 6. szám, 68-71., 83-87-, 101-104. old.
- [2] Mayer, M.: Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Genzkräften austatt nach zulässigen Spannungen, Verlag von Julius Springer, 1926. Berlin.
- [3] Kazinczy G.: Az anyagok képlékenysége jelentősége a tartószerkezetek teherbírása szempontjából, Budapest, Egyetemi Nyomda, 1942.
- [4] Gvozgyev, A.: A szerkezetek teherbírásának számítása a határegyensúly alapján. Gosztróizdat, 1949. Moszkva.
- [5] Moe, A. J.: Analisis of safety. Publication preliminaire du III. Congres de I.A.J.P.C pp. 625. Liege. 1948.
- [6] Korányi I.: A szerkezetek biztonsága. Magyar Közlekedés, Mély- és Vízépítés I. évfolyam 2. szám. 70-85. old. 1949.
- [7] MSZ EN 1990 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai (2003. augusztus 1.-én közzétett angol nyelvű változatának 2004 év május 1.-én megjelent magyar nyelvű változata).
- [8/a] Ideiglenes Közúti Hídszabályzat. Budapest 1950.
- [8/b] Vasúti Hídszabályzat. Budapest 1951.

- [9] Gábory P., Menyhárd I., Rózsa M.: Vasbetonszerkezetek új méretezési módja. A biztonsági tényezőkön és a törési elméleten alapuló számítási módszer. Építőipari Könyv és Lapkiadó és Építéstudományi Intézet. Budapest, 1951.
- [10] Menyhárd I.: A magasépítési vasbetonszabályzati-kiegészítés magyarázata. Építőipari Könyv és Lapkiadó és Építéstudományi Intézet. Budapest, 1951.
- [11] Közúti Hídszabályzat. Közlekedés- és Postaügyi Minisztérium. Budapest 1956.
- [12] Farkas Gy.- Huszár Zs.- Kovács T.- Szalai K.: Betonszerkezetek Eurocode szerinti tervezése. Terc könyvkiadó, Budapest, 2006 június (sajtó alatt)
- [13] Szalai K.: Vasbetonszerkezetek Műegyetemi Kiadó. Budapest, 1987, 1997.
- [14] Szalai K.: A beton parciális tényezőjének összetevői. Beton 2002. április X. évf. 4. szám
- [15] MSZ EN 1991-2 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 2. rész: Hidak formai terhei
- [16] MSZ EN 1991-1-3 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 1-3. rész: Általános hatások. Hóteher
- [17] EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on Structures - General actions-Part1-4: Wind action



## Summary

### BASICS OF STRUCTURAL DESIGN ACCORDING TO THE EUROCODE

The EN 1990 Eurocode (EN0) summarises the basics of structural design. It provides definitions for permanent, transient, accidental as well as seismic design situation. It explains the design criteria for dimensioning principles, structure safety, structural resistance, serviceability, durability and fire resistance. The EN0 used for design of new structures is based on the reliability method and within the idea of limit states it applies the method of the partial safety factors. Supplying principal instructions in reliability, the EN0 helps those who make some other kinds of technical regulations to take into consideration otherwise not discussed effects, such as structures and materials. Besides, the EN0 provides information to industrial partners, designers, contractors and competent authorities as well.

## Bevezetés

Az Eurocode (EC) szabványok hazai bevezetése kapcsán készült cikksorozat [1], [2] keretében az alábbiakban az MSZ EN 1991 Eurocode 1: „A tartószerkezeteket érő hatások” szabványcsoport előírásait foglaljuk össze. A hidak terheivel a cikksorozat vonatkozó dolgozata [11] foglalkozik.

Az MSZ EN 1991 Eurocode: „A tartószerkezeteket érő hatások” szabályzat az alábbi részekből áll:

- Sűrűségek, önsúly és az épületek hasznos terhei (MSZ EN 1991-1-1)
- Tűznek kitett tartószerkezeteket érő hatások (MSZ EN 1991-1-2)
- Hóteher (MSZ EN 1991-1-3)
- Szélhatás (MSZ EN 1991-1-4)
- Hőmérsékleti hatások (MSZ EN 1991-1-5)
- Terhek és terhelő alakváltozások a megvalósítás során (MSZ EN 1991-1-6)
- Rendkívüli hatások (MSZ EN 1991-1-7)
- Hidak forgalmi terhei (MSZ EN 1991-2)
- Daruk és gépi berendezések hatása (MSZ EN 1991-3)
- A silókat és tartályokat érő hatások (MSZ EN 1991-4)

Az alábbiakban részletesen összefoglaljuk a „Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei”, a „Hóteher”, továbbá a „Szélhatás” előírásait.

## 1. Erőtani és környezeti hatások

### 1.1. A tartószerkezeteket érő hatások

Az MSZ EN 1990 Eurocode szerint [2], [3] a hatások esetei:

#### – az időbeni változásuk szerint, mint:

- állandó hatások (G), olyan hatás, mely egy adott referencia-időszakon belül nagy valószínűséggel mindvégig működik és nagyságának időbeni változása elhanyagolható, vagy ez a változás mindvégig egyirányú (monoton) egészen addig, amíg a hatás el nem ér egy bizonyos határértéket; például a tartószerkezetek, rögzített berendezések és útburkolatok önsúlya, feszítés;
- esetleges hatások (Q), olyan hatás, mely nagyságának időbeni változása nem hanyagolható el és nem is monoton; például a hasznos teher, a szélteher vagy a hóteher;
- rendkívüli hatások (A), rövid ideig működő, de jelentős nagyságú hatás, mely a tervezési élettartam során egy adott tartószerkezeten várhatóan nem lép fel; például robbanás vagy járműütkezés.

**Megjegyzés:** Bizonyos hatások, például a szeizmikus hatás és a hóteher, a tartószerkezet tervezett helyétől függően rendkívüli és/vagy esetleges teherként, a víz által előidézett hatások a víznyomás nagyságának időbeni változásától függően állandó és/vagy esetleges teherként is figyelembe vehetők.

#### – származásuk szerint:

- közvetlen hatásokat: tartószerkezetre ható erők, terhek,
- közvetett hatásokat: kényszer-alakváltozások, vagy kényszer-gyorsulások, melyeket pl. a hőmérséklet-változás, nedvességtartalom-változás, egyenlőtlen támaszmozgás, vagy földrengés okoz. A közvetett hatások vagy állandó hatások (például támaszelmozdulás), vagy változó hatások (például a hőmérsékleti hatások), és ennek megfelelően kezelendők.

#### – térbeli változásuk szerint:

- rögzített hatások, például önsúly;
- nem rögzített hatások, például helyzetét változtató hasznos teher, szélteher vagy hóteher.

#### – jellegük, és/vagy a szerkezeti válasz szerint:

- statikus hatások, amelyek a szerkezetben vagy szerkezeti elemekben nem okoznak jelentős gyorsulásokat;
- dinamikus hatások, amelyek a szerkezetben vagy szerkezeti elemekben jelentős gyorsulásokat okoznak, megjegyezve, hogy a hatások dinamikus következményei sok esetben kvázi-statisztikus hatásokból számíthatók.

### 1.2. A hatások reprezentatív és karakterisztikus értékei

A hatásokat modellekkel lehet leírni, ebben a hatás nagyságát a legáltalánosabb esetben egy skalár jellemzi, amely többféle reprezentatív értéket vehet fel.

Valamely hatás reprezentatív értéke általában az  $F_k$  karakterisztikus érték, melyet a várható érték, felső vagy alsó érték, illetve névleges érték formájában kell megadni.

Valamely állandó hatás karakterisztikus értékét a következők szerint kell meghatározni:

- ha a G változása csekély, akkor elegendő egyetlen  $G_k$  értéket használni;
- ha a G változása nem csekély, két értéket kell használni, egy  $G_{k,sup}$  felső értéket és egy  $G_{k,inf}$  alsó értéket.

A legtöbb esetben feltételezhető, hogy a G változékonysága csekély, ha a tervezési élettartam során a G nem változik jelentősen, és relatív szórása legfeljebb 0,1.

Ha a tartószerkezet nagyon érzékeny a G változékonyságára (például a feszített betonszerkezetek egyes típusai), két értéket kell használni akkor is, ha a relatív szórás kicsi.

A legtöbb esetben a következőket lehet feltételezni:

- $G_k$  a közepes érték;
- $G_{k,inf}$  a 0,05 kvantilise,  $G_{k,sup}$  pedig a 0,95 kvantilise G-nek, mint valószínűségi változónak. Feltételezhető, hogy G normális eloszlást követ.

A tartószerkezet önsúlya a legtöbb esetben egyetlen karakterisztikus értékkel jellemezhető, mely a névleges geometriai méretek-ből és az átlagos térfogatsúlyokból számítható.

Esetleges hatások esetén a  $Q_k$  karakterisztikus érték a következők közül valamelyiknek felel meg:

- a felső értéknek, melyet a hatás nagysága a referencia-időszak alatt előírányzott valószínűséggel nem halad meg, vagy pedig az alsó értéknek, melynél a hatás nagysága a referencia-időszak alatt előírányzott valószínűséggel nem kisebb;
- a névleges értéknek, amely abban az esetben írható elő, ha nem ismert a hatás eloszlásfüggvénye.

A meteorológiai hatások karakterisztikus értéke az egy éves referencia-időszak alapulvételével az időben változó részre megadott 0,02 meghaladási valószínűségi érték, ami úgy értelmezhető, mint az 50 évre vonatkozó éves maximumok 50%-os valószínűségi értéke.

Több összetevőből álló hatások esetén a hatás karakterisztikus

<sup>1</sup> Tudományos munkatárs, MTA Mérnöki Szerkezetek Kutatócsoport

<sup>2</sup> Egyetemi docens, BME alovas@mail.bme.hu

<sup>3</sup> MTA Doktor, Professor Emeritus, BME szalai@vbt.bme.hu

<sup>4</sup> A hazai fogalmi rendszerben eddig használatos „terhelőerők és hatások” megnevezésnek az EC előírásokban a „hatások” megfogalmazás felel meg. [11].

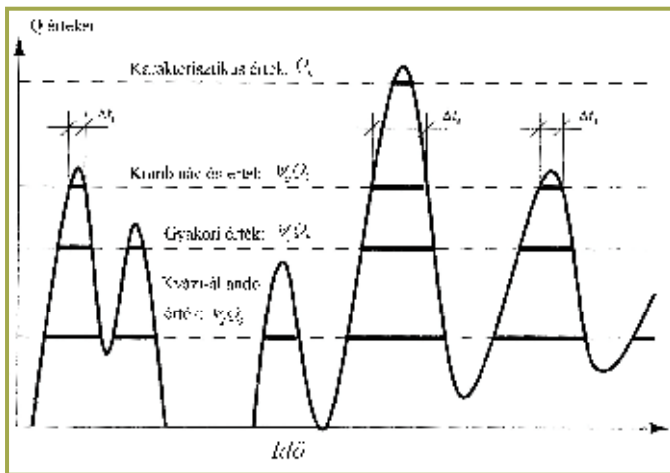
értékének szerepét értékcsoportok töltik be, melyek közül a számítás során egyszerre egyet kell figyelembe venni.

### 1.3. Az esetleges hatások reprezentatív értékei

Az esetleges hatások leggyakoribb reprezentatív értékei a  $\Psi$  ( $\Psi_0 > \Psi_1 > \Psi_2$ ) kombinációs tényezők felhasználásával meghatározható (1. ábra):

- kombinációs érték, melyet általában a  $\Psi_0 Q_k$  szorzattal számítunk, és amelyet a teherbírési határállapotok, és az irreverzibilis használhatósági határállapotok igazolásához kell alkalmazni. A kombinációs érték figyelembe veszi annak a csökkent valószínűségét, hogy több független hatás egyszerre legkedvezőtlenebb értékével lép fel.
- gyakori érték, melyet általában a  $\Psi_1 Q_k$  szorzattal számítunk, és amelyet (rendkívüli hatásokat is magában foglaló) teherbírési határállapotok, és a reverzibilis használhatósági határállapotok igazolásához kell alkalmazni. Például épületek esetén a gyakori érték az az érték, melyet a hatás a referencia-időszak 0,01 részében halad meg.
- kvázi-állandó érték, amelyet általában a  $\Psi_2 Q_k$  szorzattal számítunk, és amelyet (rendkívüli hatásokat is magában foglaló) teherbírési határállapotok, és a reverzibilis használhatósági határállapotok igazolásához kell alkalmazni. Az időtől függő hatások számításakor szintén a kvázi-állandó értékeket kell használni. Például épületek földemterhei esetén a kvázi-állandó érték rendszerint az az érték, melyet hatás a referencia-időszak 0,5 részében halad meg.

A  $\Psi_1$ -tényezők EC szerint ajánlott értékeit az épületekre a [2] és hidakra vonatkozóan, pedig a [12] tanulmány közli.



1. ábra: Az esetleges hatások reprezentatív értékei

### 1.4. A hatás tervezési értéke

Az 1.2 és 1.3 szerinti a reprezentatív és a karakterisztikus érték a hatások tervezési értékének és a hatások kombinációinak meghatározásához használatosak.

Egy-egy hatás  $F_d$  tervezési értékét kifejező általános képlet:

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad (1)$$

ahol  $F_{rep}$  - a hatás reprezentatív értéke

$$F_{rep} = \Psi F_k \quad (2)$$

módon meghatározva, továbbá:

$F_k$  - a hatás karakterisztikus értéke,

$\gamma_f$  - a vizsgált hatásra vonatkozó parciális tényező, amely figyelembe veszi:

- a hatások kedvezőtlen eltéréseinek lehetőségét,
- a hatások pontatlan modellezésének lehetőségét,

- a hatáskövetkezmények számításának bizonytalanságait,

$\Psi$ - a kombinációs tényező, melynek értéke:  $\Psi_0, \Psi_1$ , vagy  $\Psi_2$ .

**Megjegyzés:** a tartószerkezeteket érő hatások csoportosításával [2] és [12] dolgozat foglalkozik

## 2. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei

### 2.1 Az építőanyagok és a tárolt anyagok testsűrűsége

Az MSZ EN 1991 Eurocode:1-1 „A tartószerkezeteket érő hatások” szabályzat az épületek és építőmérnöki szerkezetek tartószerkezeti tervezése során figyelembe veendő hatások közül először is az építőanyagok és tárolt anyagok testsűrűségét foglalja táblázatokba. A betonra vonatkozó (MSZ EN 206-1 szerinti) testsűrűségi értékeket az 1. táblázatban mutatjuk be.

1. táblázat: Betonra vonatkozó térfogatsúlyok

Beton	Testsűrűsége [kg/m <sup>3</sup> ]
könnyűbeton	
D1,0 testsűrűségi osztály	≥ 800 és ≤ 1000
D1,2 sűrűségi osztály	>1000 és ≤ 1200
D1,4 sűrűségi osztály	>1200 és ≤ 1400
D1,6 sűrűségi osztály	>1400 és ≤ 1600
D1,8 sűrűségi osztály	>1600 és ≤ 1800
D2,0 sűrűségi osztály	>1800 és ≤ 2000
normálbeton*	2000 és 2600
nehézbeton	≥ 2800
vasbeton és feszített beton	adott sűrűségi oszt +100
friss beton	adott sűrűségi oszt +100

\*a helyi anyagoktól függően a testsűrűsége az adott tartományban változhat.

A további táblázatok tartalma: Építőanyagok - habarcsok, falazatok, faanyagok, fémek, egyéb anyagok; hidak anyagai, tárolt anyagok - építőanyagok és építési anyagok; tárolt termékek - mezőgazdasági anyagok, élelmiszerek, folyadékok, szilárd tüzelőanyagok, ipari és általános anyagok.

A Magyar Nemzeti Melléklet tartalmazza a jártos hazai falazati típusok testsűrűségi értékeit.

### 2.2. Önsúly

Az építmények önsúlya magában foglalja:

- a tartószerkezeti elemek, úgymint elsődleges tartószerkezet és az alátámasztó szerkezetek, hidak esetén pl. hossz-tartók, szerkezeti lemezek, ferdekábelek, stb.;
- a nem tartószerkezeti elemek, pl. tetőszerkezet fedése, burkolatok és felületképzések, válaszfalak és bélésfalazatok, karfák, biztonsági korlátok, mellvédek és szegélykövek, falburkolatok, álmennyezetek, hőszigetelések, híd-tartozékok;
- rögzített gépészeti berendezések, pl. liftek és mozgólépcsők berendezései, fűtő, szellőztető, légkondicionáló és elektromos berendezések, csövek (a tartalmuk nélkül), fő- és elosztókábelek;
- a föld- és az egyéb feltöltések súlyát is.

Az építmények önsúlyát a legtöbb esetben egyetlen karakterisztikus értékkel kell megadni, amit a névleges méretek és a sűrűségek karakterisztikus értékei alapján kell meghatározni.

A mozgatható válaszfalakkól származó terheket esetleges teherként kell kezelni.

### 2.3. Az épületek hasznos terhei

Az épületek hasznos terhei a használatból származnak, a használati körülmények az alábbiak:

- szokásos emberi használat;
- bútorok és egyéb mozgatható tárgyak (pl. mozgatható válaszfalak, tárolt anyagok, tartályok tartalma, stb.);
- járművek;
- ritkán fellépő körülmények, mint pl. átrendezés vagy felújítás során emberek, vagy bútorzat koncentrált elhelyezkedése, tárgyak mozgása vagy felhalmozása.

Az alábbiakban leírt hasznos teher modellje egyenletesen megoszló teher, vonal mentén megoszló teher, koncentrált teher, vagy ezek kombinációja.

A hasznos terhet a tartószerkezet tervezése során nem rögzített hatásként kell figyelembe venni, és a hatásfelület azon részén kell működni feltételezni, mely a vizsgált igénybevétel szempontjából a legkedvezőtlenebb.

A Magyar Nemzeti Melléklet tartalmazza a nemzetileg meghatározott paramétereket.

#### 2.3.1. Az EC1 szerinti szerkezeti kategóriák

A lakó-, a szociális, a kereskedelmi és az irodaépületek födém- és tetőterületeit részekre kell osztani és a használat jellege szerint osztályba kell sorolni. Az osztályozástól függetlenül a dinamikus hatásokat is figyelembe kell venni, ha azok jelentősek (2a, 2b és 2c táblázatok).

2./a táblázat:

Födémek, erkélyek és lépcsők hasznos terhei épületek esetén

Osztályba sorolás	Tipikus használat	Példák
A	Háztartási és tartózkodási célra használt területek	lakóházak és lakások helyiségei; kórházak szobái és kórtermei; szállodák és szállók szobái; konyhák és mellékhelyiségek
B	Irodaterületek	
C	Emberek gyülekezésére alkalmas területek (az A, B, és D osztályban felsorolt területek kivételével)	C1: Asztalokkal ellátott födémterületek, stb. pl.: iskolák, kávéházak, vendéglők, éttermek, olvasó-termek, porták födémterületei
		C2: Rögzített ülőhellyel ellátott födémterületek pl.: templomok, színházak, mozik, konferenciatermek, előadótermek, gyűléstermek, várótermek, vasúti várótermek födémterületei
		C3: Emberek mozgását akadályozó tárgyak nélküli födémterületek pl.: múzeumok, kiállítótermek, stb. födémterületei; köz-épületek, irodaépületek, szállodák, kórházak és vasút-állomások előkertjeinek közlekedési célú födémterületei
		C4: Testmozgásra használt födémterületek pl.: tánctermekek, tornatermek, színpadok
		C5: Jelentős tömeg összegyűlékezésre szolgáló födémterületek pl.: nyilvános eseményeket befogadó épületek, mint pl. hangversenytermek, sportcsarnokok, beleértve azok lelátóit, teraszait és közlekedési célú födémterületeit, vasúti peronok
D	Üzletek, bevásárló-központok	D1: Általános kiskereskedelmi üzletek födémterületei
		D2: Bevásárlóközpontok födémterületei

2./b táblázat:

Tárolási és ipari célú födémterület-használati osztályok, épületek járműforgalmi és parkolási célú födémterületei

Osztályba sorolás	Tipikus használat	Példák	
E	E1	Olyan födémterületek, ahol áruk felhalmozódása várható, beleértve ezek megközelítési útjait is	Tárolási célra használt födémterületek, beleértve a könyvek és egyéb iratok tárolását is
	E2	Ipari használat	
F	Járműforgalmi és parkolási célra használt födémterületek könnyű járművek ( $\leq 30$ kN összsúly, és a vezetőüléssel kívül $\leq 8$ ülés) számára	garázsok; parkolók, parkolóházak	
G	Járműforgalmi és parkolási célra használt födémterületek közepesen nehéz járművek (két tengelyen $> 30$ kN, $\leq 160$ kN összsúly) számára	megközelítési utak; szállítási útvonalak, tűzoltófelszerelések megközelítési útjai ( $\leq 160$ kN összsúlyú járművek)	

2./c. táblázat: A tetők osztályozása

Osztályba sorolás	Tipikus használat
H	A szokásos fenntartási és javítási munkáktól eltekintve nem járható tetők
I	Az A-D födémterület-osztályoknak megfelelő célra igénybe vett tetők
K	Különleges célokra, mint pl. helikopter-leszállóhelyként használt tetők

Az F osztályúra tervezett födémterületek megközelítését a tartószerkezetbe épített eszközökkel fizikailag korlátozni kell. Az F és G osztályúra tervezett födémterületeket megfelelő figyelemztető jelzésekkel kell ellátni.

A helikopter-leszállóhelyként működő és tetőkkel és targoncák közlekedésére tervezett födémekkel kapcsolatos részletre ez az ismertetés nem terjed ki. A vonatkozó részletek megtalálhatók a MSZ EN 1991-1-1 szabványban.

#### 2.3.2. A födémterületek hasznos terhei

A hasznos terhek számításba veendő értékeit 60-110 évvel ezelőtt csak konvenciók, vagy durva becslések alapján állapították meg. A konvenciók az idők során mindig úgy módosultak, hogy a számításba veendő értékek folyamatosan csökkentek ld. Bölscei [8]:

A 3. és 5. táblázatokban szerepelnek az EC (EN 1991-1-1) eredeti ajánlásai és a Nemzeti Mellékletben (MSZ EN 1991-1-1 NM) előírt értékek. Ahol a táblázatokban az EC (EN 1991-1-1) a terhekre egy tartományt ad meg, ott a nemzeti mellékletek számára ajánlott érték aláhúzva szerepel. Mint megfigyelhető a Magyar Nemzeti Melléklet az ajánlásokat általában elfogadja.

Az „A”, „B”, „C”, „D” épület-osztályok esetében használható esetleges jellegűnek tekintendő födém-terhek karakterisztikus értékeit (az eddigi hazai szóhasználat szerint: a terhek alapértékeit) 4. táblázatban adjuk meg. A táblázatban adott  $Q_k$  koncentrált terhet jelent, amit 50 mm oldalhosszúságú négyzet felületen egyedül ( $q_k$ -tól függetlenül) működni kell venni, a szerkezet bármely pontján. A két teher nem egyidejű alkalmazása esetén ajánlott értékek aláhúzva jelennek

3. táblázat: Magyar előírások szerinti hasznos terhek [kN/m<sup>2</sup>]

A helyiség rendeltetése	Az előírás kiadási éve			
	1984	1927	1936	1953
Lakóhelyiség	300	250	200	150
Iskola	400	300	200	300
Kórház	-	300	200	200
Irodaház	400	300	200	200

4. táblázat:

Födémek, erkélyek és lépcsők hasznos terhei épületek esetén

Osztályba sorolás	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]		Q <sub>k</sub> [kN]	
	EN 1991-1-1 ajánlás	MSZ EN 1991-1-1 NM	EN 1991-1-1 ajánlás	MSZ EN 1991-1-1 NM
<b>A osztály</b>				
Födémek	1,5-2,0	2,0	2,0-3,0	2,0
Lépcsők	2,0-4,0	2,0	2,0-4,0	2,0
Erkélyek	2,5- 4,0	2,5	2,0-3,0	2,0
<b>B osztály</b>	2,0-3,0	3,0	1,5-4,5	4,5
<b>C osztály</b>				
C1	2,0-3,0	3,0	3,0-4,0	4,0
C2	3,0-4,0	4,0	2,5-7,0 (4,0)	4,0
C3	3,0-5,0	5,0	4,0-7,0	4,0
C4	4,5-5,0	5,0	3,5-7,0	7,0
C5	5,0-7,5	5,0	3,5-4,5	4,5
<b>D osztály</b>				
- D1	4,0-5,0	4,0	3,5-7,0 (4,0)	4,0
- D2	4,0-5,0	5,0	3,5-7,0	7,0

meg (4. táblázat).

A q<sub>k</sub>-t az általános hatásokból származó igénybevételek meghatározásához, a Q<sub>k</sub>-t a helyi hatások vizsgálatához kell alkalmazni.

A nagyobb összefüggő födém-terület esetében, ha azt egyetlen használó veszi igénybe, akkor a táblázati q<sub>k</sub> egyenletesen megoszló terhet az A-tól E-ig terjedő épület-osztályokban csökkenteni lehet

$$\alpha_A = 5/7 * \psi_0 + A_0/A \quad (3/a)$$

szorzótényező (2. ábra) alkalmazásával,

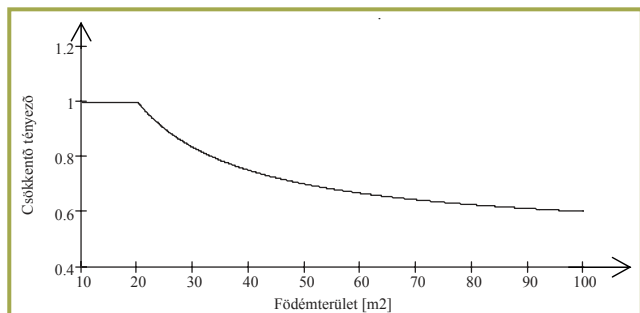
ahol:

ψ<sub>0</sub> - az EN 1990 A1. mellékletének A1.1. táblázata szerinti kombinációs tényező. Az A-D kategóriában ψ<sub>0</sub> = 0.7.

Az E kategóriában (5/a táblázat) ψ<sub>0</sub> = 1.

A<sub>0</sub> = 10,0 m<sup>2</sup>

A - a terhelt födémterület



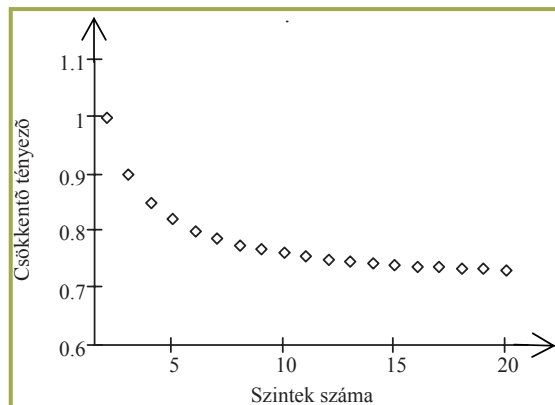
2. ábra: Az α<sub>A</sub> csökkentő tényező a födémterület függvényében (ψ<sub>0</sub> = 0.7).

A függőleges tartórészek esetében, ahol több födémről

származó hasznos teher mértékadó, akkor a terhek

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\Psi_0}{n} \quad (3/b)$$

csökkentő tényezővel (3. ábra) szorozhatók.



3. ábra: Az α<sub>n</sub> csökkentő tényező a szintszám függvényében

Az „E”, „F”, „G” épület-osztályok esetében használható födém-terhek karakterisztikus értékeit 5/a táblázat tartalmazza. Ebben megadjuk az EC (EN 1991-1-1) eredeti ajánlásait, valamint a Nemzeti Mellékletben (MSZ EN 1991-1-1 NM) szereplő értékeket. A járművel járható födémek F osztályában a jármű összsúly ≤ 30 kN, míg a G osztályban 30 kN < jármű

5/a táblázat: Tárolási célú födémterületek hasznos terhei

Osztályba sorolás	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]		Q <sub>k</sub> [kN]	
	EN 1991-1-1 ajánlás	MSZ EN 1991-1-1 NM	EN 1991-1-1 ajánlás	MSZ EN 1991-1-1 NM
E1	7,5	7,5	7,0	
F	1,5-2,5	2,5	10-20	20
G	5,0	5,0	40-90	90

összsúly ≤160 kN.

Olyan födémterületeken, melyek tárolási célokat szolgálnak, a függőleges terhek karakterisztikus értékét a sűrűség és a rakodási magasság felső tervezési értékének figyelembevételével kell felvenni. Ha a tárolt anyag a falakat, stb. vízszintes erővel terheli, akkor a vízszintes erőt az MSZ EN 1991-4 alapján kell meghatározni.

Iratok és könyvek tárolására szolgáló födémterületek terheit a terhelt terület nagysága, a könyvrekesszek magassága és a megfelelő sűrűségértékek figyelembevételével kell meghatározni.

Különböző ipari célú födémterületek terheit az előírt használat jellege és a telepítendő berendezések figyelembevételével kell meghatározni. Ahol gépi berendezéseket, mint pl. darukat, mozgó gépeket, stb. telepítenek, ott ezek tartószerkezetre gyakorolt hatását az EN 1991-3 szerint kell meghatározni.

A nem járható – H födémterület-osztályba tartozó – tetők hasznos terheinek legkisebb Q<sub>k</sub> és q<sub>k</sub> karakterisztikus értékeit

5/b táblázat:

H födémterület-használati osztályba tartozó tetők hasznos terhei

Osztályba sorolás	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]		Q <sub>k</sub> [kN]	
	EN 1991-1-1 ajánlás	MSZ EN 1991-1-1 NM	EN 1991-1-1 ajánlás	MSZ EN 1991-1-1 NM
H	0.4	1.0	0.4	1.0

az 5/b. táblázat tartalmazza.

Az 5/b. táblázatban megadott minimális értékek nem veszik figyelembe a fenntartási munkák során fellépő, ellenőrizetlen építőanyag-felhalmozódás lehetőségét.

Külön vizsgálatokat kell végezni tetők esetén az egymástól függetlenül működőnek feltételezett  $Q_k$  koncentrált teher és a  $q_k$  egyenletesen megoszló teher figyelembevételével.

A külön héjalás nélküli tetőszerkezeteket úgy kell megtervezni, hogy egy 50 mm oldalhosszúságú, négyzet alakú területen működő 1,5 kN nagyságú terhet képesek legyenek elviselni. Az alakzatban, vagy szakaszosan fektetett héjalást hordó tető tartószerkezeti elemeit úgy kell megtervezni a  $Q_k$  koncentrált teherre, hogy az a teherelosztó elemek figyelembevételével meghatározott hatékony területen működik.

### 2.3.3 Korlátok, mellvédek és válaszfalak vízszintes terhei

A válaszfalak vízszintes terhét és a nem magasabb, mint 1,20 m magasan működő, ember okozta vízszintes korlát-terhet az alábbi, 6. táblázatban adjuk meg a hozzátartozó födém-osztály függvényében. Nyilvános események színhelyéül szolgáló stadionokat,

6. táblázat: Elválasztó falak és mellvédek vízszintes terhei

Osztályba sorolás	$q_k$ [kN/m]	
	EN 1991-1-1 ajánlás	MSZ EN 1991-1-1 NM
A	0,2-1,0 (0,5)	0,5
B és C1	0,2-1,0 (0,5)	0,5
C2-C4 és D	0,8-1,0	1,0
C5	3,0-5,0	3,0
E	0,8-2,0	2,0

gyülekező helyeket stb. C5 osztályúnak kell tekinteni.

Nyilvános események során túlszűfoltta válható területeken, pl. sportstadionok, lelátók, színházak, gyűléstermek vagy előadótermek, a vonal menti terhet a C5 födémterület-osztálynak megfelelően kell felvenni.

## 3. Épületek szélterhe

### 3.1. A szélterhelés tervezési értéke

Az alábbi ismertetés legfeljebb 100 m magasságú, zárt épületek szélterhének felvételével és meghatározásának módjával foglalkozik. Az EC-1 szerint az ilyen magasságú épületek dinamikai hatásokra nem érzékenyek, így ezen ismertetés nem tárgyalja a szél dinamikus hatásait; ezen kívül nem foglalkozik a szélsúlylódás kérdéseivel sem.

Az EC-1 szerint a szél hatásai a felületre merőleges szélterhelés, vagy szélerők formájában modellezhetők. A továbbiakban csak a felületi szélterheléseket tartalmazó modell kerül ismertetésre.

Az épületekre ható szélterhelés két összetevője az épület külső felületeire működő ún. külső nyomás és a belső felületekre működő ún. belső nyomás. Mivel egy zárt épületben a belső nyomás az épület egészének erőtan vizsgálatkor önmagában egyensúlyi erőrendszert képez, így a továbbiakban csak a külső nyomások tárgyalására kerül sor.

Egy épület adott külső felületére működő szélterhelés tervezési értéke:

$$W_d = \gamma_w W_e \quad (4)$$

ahol:

$w_e$  az épület külső felületén működő szélterhelés karakterisztikus értéke,

$\gamma_w$  a szélhatás parciális tényezője,  $\gamma_w = 1,5$ .

Megjegyezzük, hogy a szélterhelés illetően is fölmerülhet rendkívüli tervezési helyzet. Ilyen eset, ha valamely zárt tekinthető épület ablakai, ajtói viharban nyitva maradnak. Ekkor azok a homlokzat olyan szerkezeti elemek szokásos körülmények között csak egyoldali szélterhelésnek vannak kitéve, egyszerre kapnak egyik oldalukon szélterhelést, míg a más oldalukon szélszívást. Az épületen belüli szerkezeti elemek, pl. nyitott ablakkal szemben lévő válaszfal, mely szokásos körülmények között nem lenne kitéve szélterhelésnek ilyen esetben egyoldali szélterhelést, vagy szélszívást kap.

### 3.2. Az épület külső felületein működő szélterhelés a terepadottságokkal összefüggésben

Az EC a szélterhelés karakterisztikus értékét 0.02 valószínűségi túllépésben határozza meg. Ezen szélterhelés ismétlődésére 50 éven-

7. táblázat: Beépítettség kategóriák

Beépítettség kategóriák	
0.	Nyílt tenger, parti terület, kitéve a tenger felől fújó szél hatásának
I.	Tavak; szélirányban legalább 5 km hosszú tó; sima szárazföldi terület, akadályok nélkül
II.	Mezőgazdasági terület kerítésekkel, elsősorban mezőgazdasági építményekkel, házakkal vagy fákkal
III.	Külvárosi vagy ipari övezet; állandó erdők
IV.	Városi övezet, ahol a földfelület legalább 15 % -át olyan épületek fedik, amelyek átlagos magassága legalább 15 m

ként kell számítani.

A szélterhelés a szélsősebességből valamilyen  $z$  magasságban az alábbi összefüggéssel számítható:

$$q_p = q_b c_e(z) \quad (5)$$

ahol:

$q_b$  az átlagos torlónyomás, ami egyben a szélterhelés karakterisztikus értékét jelenti és a következőképpen számítható:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (6)$$

melyben:

$\rho$  a levegő tengerszint feletti magasságtól, hőmérséklettől és légköri nyomástól függő sűrűsége, általános esetben értéke 1,25 kg/m<sup>3</sup>-nek tetelezhető fel;

$v_b$  a szélsősebesség referenciaértéke, mely az EN 1991-2-4 4.2 fejezetében meghatározott körülményekre vonatkozik. Magyarország területén ennek értékét – ha részletesebb vizsgálat nem készül – 20 m/s-ra kell felvenni.

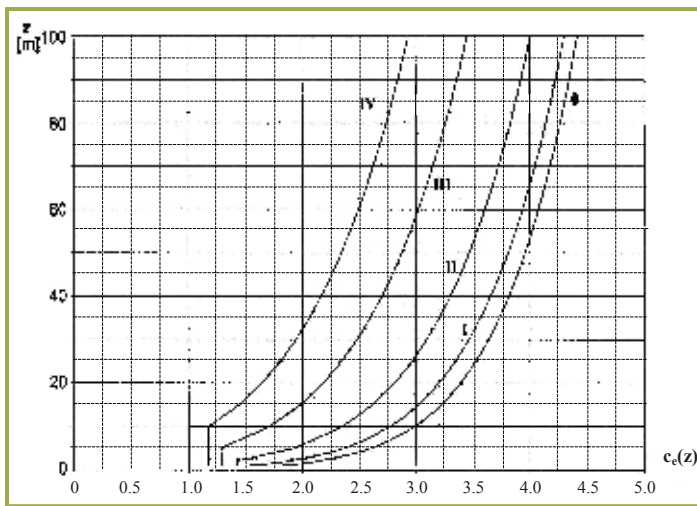
A fenti értékeket behelyettesítve, Magyarország területén  $q_b = 0,25$  kN/m<sup>2</sup> veendő számításba.

$z$  referencia magasság (értéke az épület geometriai alakjától függ, tárgyalására 3.3 pontban) a külső nyomás számításához a 4. ábra szerint;

$c_e(z)$  a helyszíntényező, melynek értékét a terep tulajdonságai (beépítettség kategóriák, terep tagoltsága) és a  $z$  terepszint feletti, ún. referenciamagasság függvényében lehet meghatározni a 7. táblázat szerinti besorolás mellett a 4. ábra alapján.

A beépítettség kategóriákat a 7. táblázat tartalmazza:

Hegyvidéken, ahol a szélsősebességet a terep tagoltsága jelentősen befolyásolja, egy  $c_t(z)$  ún. topográfiai tényezőt is figyelembe kell venni  $c_e(z)$  számításakor (4. ábra).



4. ábra: A  $c_e(z)$  helyszíntényező értéke

A szélhatás modellezésének, valamint a  $v_b$  szélesség számításának itt nem tárgyal további részleteit az EN 1991-1-4 szabvány 4. fejezete tartalmazza.

### 3.3. Épületek külső nyomási tényezői

Az épületek külső felületeire ható szélnyomás:

$$w_e = q_p(z_e) c_p \quad (7)$$

ahol:

- $z_e$  az a) pont szerinti referencia magasság,
- $q_p(z_e)$  referencia magasságtól függő szélnyomás,
- $c_{pe}$  a külső nyomási tényező, értékeit épületek esetére e fejezet tartalmazza. Ennek további részleteit az EN 1991-1-4 szabvány 7. fejezetében találhatók.

Épületek, és azok egyes részein figyelembe veendő  $c_{pe}$  külső nyomási tényező azon A felület nagyságának függvényében határozható meg, amelyre a szélnyomás (szélszívás) nagyságát számítani akarjuk. Az összefüggés a következő:

$$\begin{aligned} c_{pe} &= c_{pe,1} & \text{ha } A \leq 1 \text{ m}^2; \\ c_{pe} &= c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A & \text{ha } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2; \\ c_{pe} &= c_{pe,10} & \text{ha } 10 \text{ m}^2 \geq A, \end{aligned}$$

ahol:

- $c_{pe,1}$  ill.  $c_{pe,10}$  az  $A = 1 \text{ m}^2$  ill.  $A = 10 \text{ m}^2$  terhelt felülethez tartozó  $c_{pe}$  értékek, a számszerű értékeiket a következő táblázatok tartalmazzák.

A vizsgált épület szerkezeti elemire ható összegzett szél-erő az alábbi:

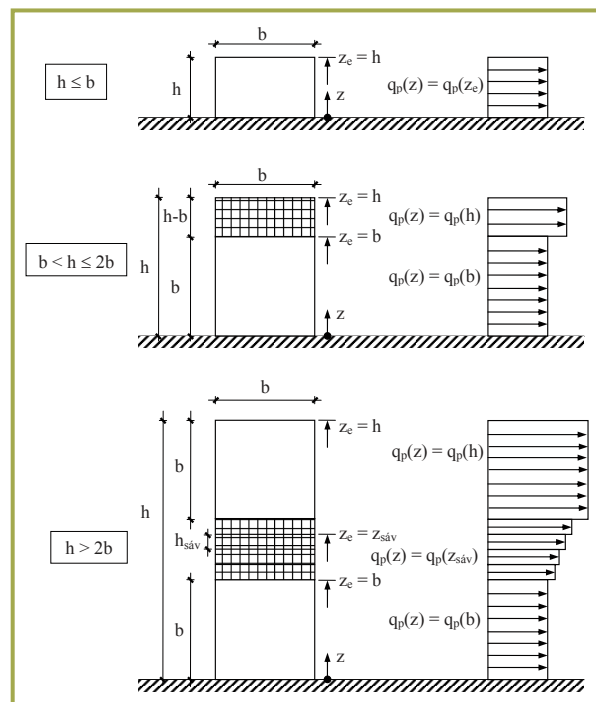
$$F_w = c_s c_d \sum_{\text{felület elemek}} w_e A_{ref} \quad (8)$$

ahol:

- $c_s c_d$  szerkezeti tényező, mely a méret tényező ( $c_s$ ) és a szélhatás dinamikus tényezőjének ( $c_d$ ) szorzata. E szorzat értéke szokványos esetekben 1. Az ettől eltérő esetekre vonatkozó szabályozást a EN 1991-1-4 szabvány 6. fejezete tartalmazza.
- $A_{ref}$  az egyes részterületek nagysága.

A széltámadta oldalfal magassága mentén értelmezett különböző zónák nagyságát és az egyes zónákban figye-

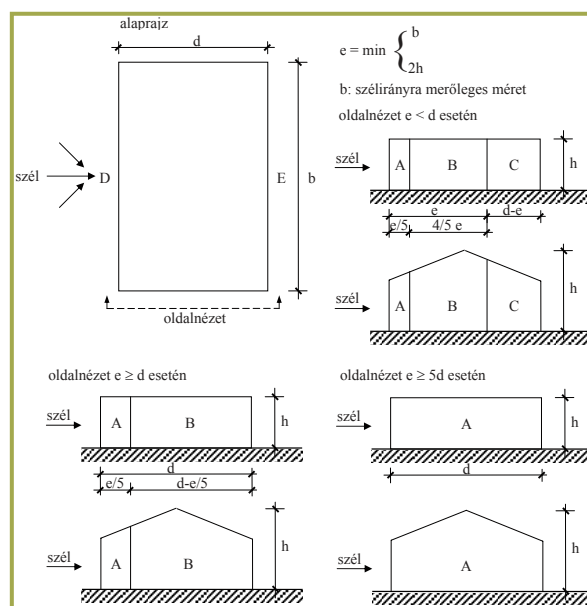
lembe veendő  $z_e$  referenciamagasságot az 5. ábra szerint kell felvenni a széltámadta oldalfal  $h/b$  aránya alapján, ahol  $h$  a széltámadta oldalfal magassága,  $b$  pedig a szél irányára merőleges szélességi méret.



5. ábra: A  $z_e$  referenciamagasság értékei téglalap alaprajzú épületek

- A széltámadta oldalfalat  $h \leq b$  estén egységesen kell kezelni.
- Ha  $b < h \leq 2b$ , akkor az oldalfalat két részre kell osztani.
- Ha  $h > 2b$  akkor az oldalfalat több részre kell osztani. A felső és az alsó rész magassága a  $b$  mérettel egyezik, a kettő között sávokat veszünk fel az ábrával összhangban.

A 6. ábra alaprajzi nézetében értelmezett A, B, C, D és E zóná-hoz tartozó  $c_{pe,1}$  ill.  $c_{pe,10}$  tényezők a 8. táblázatban találhatók.



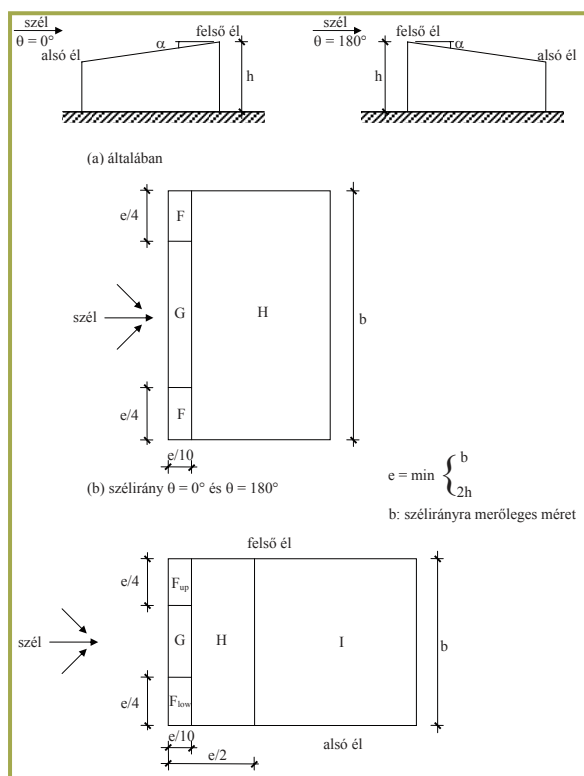
6. ábra: Téglalap alaprajzú épületek zónái szélterherre a  $c_{pe}$  tényezők meghatározásához

Az A, B és C zónák önmagukban egyensúlyi erőrendszert alkotnak, ezért a teljes épület merevítő rendszerének az ábrán megadott irányú szélteherre történő vizsgálatkor az ezekre ható szélteher figyelmen kívül hagyható.

A  $d/h = 1$  ill.  $d/h = 10$  közé eső értékekre lineáris interpoláció alkalmazandó.

A szabályzat további részében a lapostetők, fél-nyereg-tetők és nyeregtetők vonatkozó alaprajzi zónáit, a szélirány értelmezését, a referenciamagasságot, és a  $c_{pe}$  külső nyomási tényezőit találjuk, közülük most a fél-nyeregtetőre vonatkozó adatokat adjuk meg.

A félnyeregtető alaprajzi zónái és a szélirány értelmezése a 7. ábrán látható. A referenciamagasságot  $z_e = h$ -ra kell felvenni, ahol  $h$  értelmezését ugyancsak a 7. ábra adja meg.



7. ábra: Félnyeregtetők alaprajzi zónái szélteherre

8. táblázat:

Téglalap alaprajzú épületek függőleges oldalainak  $c_{pe,1}$  és  $c_{pe,10}$  külső nyomási tényezői

Zóna	A		B		C		D		E	
$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,8	1,0		-0,7	

9/a táblázat:

Félnyeregtetők külső nyomási tényezői a tetőhajlás függvényében  $\theta = 90^\circ$  szélirányhoz

Zónák $\theta = 90^\circ$ szélirányhoz										
Tetőhajlás $\alpha$	$F_{felső}$		$F_{alsó}$		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,6	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Az egyes zónákra figyelembe veendő külső nyomási tényezők a 9. táblázatban található a tetőhajlás függvényében. Közbeső tetőhajlások esetén az azonos előjelű értékek között lineáris interpoláció alkalmazható.

#### 4. Épületek hőterhei

##### 4.1. A hőteher tervezési értéke

Az alábbi ismertetés épületek gyakrabban előforduló tetőszerkezeteken figyelembe veendő hőterhek felvételével és meghatározásának módjával foglalkozik 1500 m-t meg nem haladó tengerszint feletti magasságban.

Nem tárgyalja a tető szélén túlnyúló hó, a hófogók és az egyéb akadályok hőterheinek modellezését.

A tetők hőterhének tervezési értékét a következő összefüggés adja meg:

$$S_d = \gamma_s S \quad (9)$$

ahol:

- $S$  a vízszintessel a szög bezáró tetők vízszintes vetületére vonatkoztatott függőleges irányú hőteher alapértéke, lásd 4.1 fejezet,
- $\gamma_s$  a hőteher parciális tényezője,  $\gamma_s = 1,5$ .

##### 4.2. A hőteher alapértéke

A vízszintessel a szög bezáró tetők vízszintes vetületére vonatkoztatott függőleges irányú hőteher alapértéke – amennyiben szél hatására még nem történt átrendeződés – a következő összefüggésből kell számítani:

$$S = \mu_i C_e C_t S_k \quad (10)$$

ahol:

- $\mu_i$  a hőteher alak tényezője és ennek értékei nyeregtetők esetére a 4.3. pontban található.
- $A$  a talaj felszínének tengerszint feletti magassága [m]-ben.
- $C_e$  a szél miatti csökkentő tényező, értéke szokásos időjárási viszonyok esetén 1,0.
- $E$  tényező 1,0-nél kisebb értékeivel vehető figyelembe az erőteljes szél hőterhet csökkentő hatása.
- $C_t$  a hőmérsékleti csökkentő tényező, értéke szokásos

hőszigetelésű tetők esetén 1,0.  $E$  tényező 1,0-nél kisebb értékeivel vehető figyelembe a tetőn keresztüli intenzív hővesztés hőterhet csökkentő hatása.

$S_k$  a felszíni hőteher karakterisztikus értéke.

Az  $S_k$  felszíni hőteher karakterisztikus értékét Magyarország területén a következő összefüggés adja:

$$S_k = 0,25 \left( 1 + \frac{A}{100} \right) \left[ \frac{kN}{m^2} \right] \quad (11)$$

de: Magyarországon 1,25 kN/m<sup>2</sup>.

A hőteher alsó korlátja Magyarországon 1,25 kN/m<sup>2</sup>, mely 400 m tengerszint feletti magasságnak felel meg.

##### 4.3. A hőteher alak tényezői

A következő ismertetés a nyeregtetők alak tényezőit tárgyalja és nem foglalkozik a donga alakú tetők alak

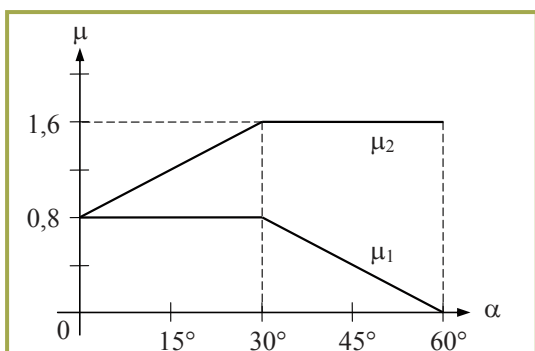


9/b táblázat: Félnyereg tetők külső nyomási tényezői a tetőhajlás függvényében  $\theta = 0^\circ$  és  $\theta = 180^\circ$  szélirányhoz.

Tető-hajlás $\alpha$	Zónák $\theta = 0^\circ$ szélirányhoz						Zónák $\theta = 180^\circ$ szélirányhoz					
	F		G		H		F		G		F	
	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	+0,0		+0,0		+0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

tényezőivel, valamint a tetőmagasság hirtelen változása és a tetőből kiálló akadályok miatt létrejövő hófelhalmozódáshoz tartozó alaki tényezőkkel.

A nyereg tetők következőkben ismertetésre kerülő változataihoz tartozó  $\mu_1$  alaki tényezők összefoglalása a 8. ábrán illetve a 10. táblázatban látható, ahol  $\mu$  a tetősík vízszintessel bezárt hajlásszöge:



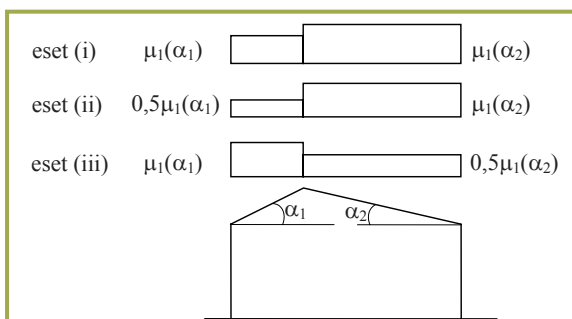
8. ábra: Nyereg tetők alaki tényezőinek összefoglalása.

A táblázatban:

$\mu_1$  alaki tényező a félnyereg- és nyereg tetőknel,

$\mu_2$  alaki tényező az összekapcsolódó nyereg tetőknel játszik szerepet.

A figyelembe veendő teherelrendezéseket a 9. ábra mutatja, a hozzájuk tartozó alaki tényezők számítási összefüggéseit és értékeit a 10. táblázat tartalmazza.



9. ábra: Nyereg tetők hóterhének teherelrendezései

Az (i) jelű a szélhatás nélküli, míg az (ii) és az (iii) jelű a szél hatására módosult teheresetet mutatja. Ezek közül értelemszerűen a vizsgált hatás szempontjából mértékadót kell kiválasztani.

Hasonlóan a félnyereg tetők esetéhez ha a tetőn attikafal, hófogó vagy egyéb, a hó lecsúszását akadályozó szerkezet van, akkor a hóterhelés  $\mu$  alaki tényezőjének minimális értéke 0,8.

10. táblázat:

Nyereg tetők hóterhének alaki tényezői a tetőhajlás függvényében

A tető hajlásszöge	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
$\alpha_1$ alaki tényező	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0,0
$\alpha_2$ alaki tényező	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6	-

## 5. Példák a födémek teherkombinációira

### 5.1. Teherkombináció lakóépületi közbenső födém szint esetén

Alkalmazzuk a fenti kombinációkat gyakorlati esetekhez kapcsolódóan. Az alábbi példákban szereplő állandó - ill. esetleges terhek karakterisztikus értékek.

Tekintsünk először egy lakóépület valamely közbenső födémét. Az illető szerkezeti elem kategóriába sorolása a 2.a. táblázat szerint „A”, így a födém egyenletesen megoszló terhének karakterisztikus értéke a 4. táblázat szerint:  $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ . A födém legyen 15 cm vasbeton lemez, rajta valamilyen úsztatott padló szerkezet található, alsó oldalra 1.5 cm vakolatot hordtak fel. A födém önsúlyának karakterisztikus értéke  $g_k = 5.5 \text{ kN/m}^2$ . Részletes erőtan vizsgálatához a teher  $p_d$  tervezési értékét kell meghatározni. Felhasználva a parciális - és kombinációs tényezők vonatkozó értékeit (MSZ EN 1990) a födémteher  $p_d$  tervezési értékére az alábbi módon aktualizálható:

$$p_d = \max \left\{ \begin{aligned} &\gamma_{Gj,\text{sup}} g_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,q} q_k = 1.35 g_k + 1.5 \cdot 0.7 q_k \\ &\xi_j \gamma_{Gj,\text{sup}} g_k + \gamma_Q q_k = 0.85 \cdot 1.35 g_k + 1.5 q_k \end{aligned} \right. \quad (12/a)$$

A fenti összefüggésben foglalt két kombináció közül a nagyobb értéket adó felső lesz a mértékadó:

$$p_d = 9.525 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (12/b)$$

### 5.2. Teherkombináció irodaépületi közbenső födém szintre feszített betonszerkezet esetén

A második példa egy nagy-teres irodaépület feszített belső födémje. Ekkor az önsúly és a hasznos teher mellett külpontos feszítőerő is működik. Mivel a terhek eltérő jellegűek ezért a kombinációk csak az igénybevételekkel képezhetők. A lemez valamely pontjában (és valamelyik irányban) a mértékadó axiális igénybevételek tervezési értékei ( $m_d$  fajlagos nyomaték és  $n_d$  fajlagos normálerő) az alábbi kombinációkból határozható meg:

$$(m_d; n_d) = \max \left\{ \begin{array}{l} m(\gamma_P M_k); n(\gamma_{Gj, \text{sup}} g_k + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \psi_0 q_k) \\ m(\gamma_P M_k); n(\xi_j \gamma_{Gj, \text{sup}} g_k + \gamma_P P_k + \gamma_Q q_k) \end{array} \right. \quad (13)$$

A fenti kombinációban a kerek zárójelek előtti m ill. n azt fejezi ki, hogy a teherkombináció különböző típusú összetevőiből meg kell határozni a fajlagos nyomatókót és a fajlagos normálerőt.

Feszített szerkezeti elemet, a feszítőerő időben lejátszódó veszteségei miatt a feszítőerő ráengedésekor ( $t = 0$ ) és az élettartam végén ( $t = \infty$ ) is ellenőrizni kell. A feszítőerő ráengedésekor még nincs hasznos teher, ezért várhatóan a negatív nyomatók lesz kritikus. Végállapotban, amikor a feszítőerő némileg csökkent és a hasznos teher jelen van, akkor a pozitív nyomatók a veszélyesebb. Ennek megfelelően a  $t = 0$  időpontban:

$$(m_d; n_d)_{t=0} = \max \left\{ \begin{array}{l} m(1.1M_{k,t=0}); \\ m(1.1M_{k,t=0}); \\ n(1.35g_k + 1.1P_{k,t=0} + 1.5 \cdot 0.7 q_k) \\ n(0.85 \cdot 1.35g_k + 1.1P_{k,t=0} + 1.5 q_k) \end{array} \right. \quad (14)$$

és a  $t = \infty$  időpontban:

$$(m_d; n_d)_{t=\infty} = \max \left\{ \begin{array}{l} m(0.9M_{kt=\infty}); \\ m(0.9M_{kt=\infty}); \\ n(1.35g_k + 0.9P_{k,t=\infty} + 1.5 \cdot 0.7 q_k) \\ n(0.85 \cdot 1.35g_k + 0.9P_{k,t=\infty} + 1.5 q_k) \end{array} \right. \quad (15)$$

kombinációk adják a vizsgálandó igénybevétel-párok tervezési értékeit, melyeket a vizsgált keresztmetszet teherbírási vonalával kell összevetni.

### 5.3. Járható lapos tetőfödém

#### 5.3.1. Tetőfödém teher tervezési értéke a teherbírási határállapot vizsgálatához

A következő példa egy lakóépület járható lapos tetőfödémje. A födémre – végleges állapotban – szél- és hőteher hat. A teherbírási határállapot ellenőrzésére szolgáló kombinációban vizsgálandó, hogy hasznos –, a szél- vagy a hőteher kiemelése ad-e nagyobb értéket.

$$p_d = \max \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{G, \text{sup}} g_k + \gamma_Q \psi_0 q_k + \gamma_Q \psi_{0,w} w_k + \gamma_Q \psi_{0,s} s_k \\ \xi \gamma_{G, \text{sup}} g_k + \gamma_Q q_k + \gamma_1 \psi_{0,w} w_k + \gamma_Q \psi_{0,s} s_k \\ \xi \gamma_{G, \text{sup}} g_k + \gamma_Q w_k + \gamma_Q \psi_{0,q} q_k + \gamma_Q \psi_{0,s} s_k \\ \xi \gamma_{G, \text{sup}} g_k + \gamma_Q s_k + \gamma_Q \psi_{0,q} q_k + \gamma_Q \psi_{0,w} w_k \end{array} \right. \quad (16/a)$$

A megfelelő parciális és kombinációs tényezőkkal:

$$p_d = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.35g_k + 1.5 \cdot 0.7 q_k + 1.5 \cdot 0.6w_k + \\ 0.85 \cdot 1.35g_k + 1.5 q_k + 1.5 \cdot 0.6w_k + \\ 0.85 \cdot 1.35g_k + 1.5 w_k + 1.5 \cdot 0.7q_k + \\ 0.85 \cdot 1.35g_k + 1.5 s_k + 1.5 \cdot 0.7q_k + \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} + 1.5 \cdot 0.6s_k &= 1.35g_k + 1.05 q_k + 0.9w_k + 0.9s_k \\ + 1.5 \cdot 0.6s_k &= 1.15g_k + 1.5 q_k + 0.9w_k + 0.9s_k \\ + 1.5 \cdot 0.6s_k &= 1.15g_k + 1.5 w_k + 1.05q_k + 0.9s_k \\ + 1.5 \cdot 0.6w_k &= 1.15g_k + 1.5 s_k + 1.05q_k + 0.9w_k \end{aligned} \quad (16/b)$$

Megjegyezzük, hogy amennyiben az önsúly nem mutatkozna egyértelműen dominánsnak, akkor még további két alese-

tet is meg kellene vizsgálni. Nem feledkezhetünk meg a hőteherre vonatkozó rendkívüli tervezési helyzetről sem. Az ennek megfelelő hatáskombináció:

$$p_{d, \text{rendkívüli}} = \gamma_{G, \text{sup}} g_k + C_{es1} s_k = 1.35g_k + 2s_k \quad (17)$$

Ebben a kombinációban a födém hasznos terhének valamint a széltehernek az egyidejűségi tényezője 0. A (16) és a (17) kombináció nem vonható össze, mivel rendkívüli tervezési helyzetben a teherbírási oldalon az anyagszilárdságra vonatkozó parciális tényezők eltérőek, így a számított igénybevételeket más ellenállásokkal kell összehasonlítani.

#### 5.3.2. A teher tervezési értéke a tetőfödém függőleges etolódásának vizsgálatához

Ha a tetőfödém lehajlását szeretnénk vizsgálni, akkor az ehhez szükséges kvázi-állandó kombinációt az alábbi módon kell összeállítani.

$$g_{ser(c)} = g_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} = g_k + \psi_{2,q} q_k + \psi_{2,w} w_k + \psi_{2,s} s_k \quad (18/a)$$

A hasznos megoszló födémteher kombinációs tényezője  $\Psi_{2,q} = 0.3$ . A lehajlás számításában a meteorológiai terhek nem játszanak szerepet, azaz  $\Psi_{2,s} = \Psi_{2,w} = 0$ . Így a lehajlás számítására szolgáló teher:

$$g_{ser,c} = g_k + 0.3 q_k \quad (18/b)$$

#### Irodalom

- [1] Farkas György dr.: A tartószerkezeti Eurocode-ok. Közúti és Mélyépítési Szemle 56. évfolyam 2006. május. Budapest.
- [2] Farkas Gy.- Lovas A.- Szalai K.: A tartószerkezeti tervezés alapjai Eurocode szerint. Közúti és Mélyépítési Szemle 56. évfolyam 2006. május. Budapest.
- [3] MSZ EN 1990 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai (2003. augusztus 1.-én közzétett angol nyelvű változatának 2004. év május 1.-én megjelent magyar nyelvű változata).
- [4] Gulvanessian H., Calgaro J. A., Holicky M.: Designers' Guide to EN 1990, Eurocode: Basis of Structural Design. Thomas Telford, London, 2002.
- [5] MSZ EN 1991-1-1 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 1–1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei.
- [6] MSZ EN 1991-1-3 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 1–3. rész: Általános hatások. Hőteher
- [7] EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on Structures - General actions-Part1–4: Wind action
- [8] Szalai Kálmán: Vasbetonszerkezetek Műegyetemi Kiadó. Budapest, 1997.
- [9] Bölskei E., Dulácska E.: Statikusok könyve. Műszaki Könyvkiadó. Budapest, 1974.
- [10] Massányi T., Dulácska E.: Statikusok könyve. Műszaki Könyvkiadó. Budapest, 1989.
- [11] Útgyi Műszaki Előírások ÚT 2–3.401:2004. Közúti hidak tervezése. Általános előírások. MAUT Budapest. 2004.
- [12] Kovács Tamás: Közúti hidak terhei az Eurocode szerint. Közúti és Mélyépítési Szemle 56. évfolyam 2006. ?. Budapest.

#### Summary

#### ACTIONS ON STRUCTURES

After a global outline of the actions according to the Eurocode the authors define the representative and characteristic values of these actions and the concept of their design values. Besides classification of the buildings into load categories the paper gives an exposition of the floor-slab classes and their imposed loads. After this the paper gives a detailed review of the snow load and wind load and with the aid of some illustrating examples gives their design values in Hungarian conditions.

## 1. Bevezetés

A tartószerkezetek tervezésére vonatkozó közös európai szabványrendszer, az Eurocode (EC) Magyarországon a 2009-2010. években válik teljeskörűvé azért, hogy a jelenleg hatályos szabványügyi kötelezettségek szerint a Magyar Szabványügyi Testületnek az Eurocodeval ellentétes nemzeti szabványokat ezen időszakban vissza kell vonnia [1].

A jelen cikk az Eurocode szerinti tartószerkezeti tervezést bemutató cikksorozatba illeszkedik, témája a közúti hidak tervezés során figyelembe veendő terhek és hatások bemutatása, azok egyidejűségére és a belőlük képzett hatáskombinációk összeállítására vonatkozó szabályok ismertetése. Ennek keretében elsősorban a közúti hidak forgalmi terheinek és alkalmazási szabályainak részletes tárgyalására kerül sor, míg a tervezés alapjaival, valamint a nem kifejezetten hidakra jellemző hatásokkal kapcsolatban az említett cikksorozat megelőző részeire támaszkodik ([1]-[3]). A közúti hidak tervezésekor szintén figyelembe veendő, de nem a közúti forgalomból származó hatásokat és azok alkalmazási szabályait a jelen cikk csak hivatkozás formájában említi, azok részletes ismertetése és értelmezése a [4] irodalomban található meg. A közúti hidak tervezésének és egyben a jelen cikknek a témakörét teljes egészében az [5]-[12] Eurocode szabványok fedik le.

A közelmúltban több dolgozat készült a jelen cikkhez kapcsolódó témakörben. Ezek egyik része csupán a közúti hidak Eurocode szerinti tervezésekor figyelembe veendő hatásokat ismertette, elemezte és értelmezte [13]-[15]. Mások a közúti (elsősorban vasbeton) hidak hatályos magyar előírások és az Eurocode szerinti tervezésekor figyelembe veendő hatások és erőtan követelmények összehasonlításával foglalkoztak, továbbá az ezekből lezűrhető általános következtetéseket fogalmazták meg [16]-[19].

## 2. A hidak tervezésének alapjai

A tartószerkezetek tervezésének Eurocode szerinti alapelveit [2] tartalmazza. Más tartószerkezetekhez hasonlóan a hidak tartószerkezetét is a határállapot-konceptió alapján a parciális tényezők módszerének alkalmazásával kell megtervezni.

A tervezés során teherbírási és használhatósági határállapotokat kell megkülönböztetni. Az egyes határállapotokhoz rendelt alapvető követelményeket [2] tartalmazza.

A végleges létesítésű hidak előírányzott tervezési élettartama 100 év.

### 2.1. Tervezési állapotok

A tervezési állapotok megkülönböztetésével a vizsgált tartószerkezet alapvető működési körülményeit, ill. e működési körülmények közötti különbségeket lehet jellemezni. A tervezés során általában négy tervezési állapotot kell megkülönböztetni, melyek hidak esetén a következők lehetnek:

- tartós tervezési állapot (üzemszerű működési körülmények)
- ideiglenes tervezési állapot (átmeneti, rövid ideig tartó, nem üzemszerű működési körülmények, pl. építés, átépítés, felújítás, megerősítés, stb.)

- rendkívüli tervezési állapot (kivételes esetekben előforduló működési és használati körülmények, pl. ütközések)
- szeizmikus tervezési állapot (földrengés esetén).

A teherbírási határállapotokra vonatkozó erőtan követelmények teljesülését mindegyik tervezési állapotban igazolni kell. A használhatósági határállapotokat csak bizonyos, előírt tervezési állapotokban kell igazolni.

### 2.2. A hatások reprezentatív és tervezési értékei

A parciális tényezők módszere szerint az erőtan követelmények általában a hatás-oldali jellemzők (általában igénybevételek) tervezési értékeinek és az ellenállás-oldali jellemzők (általában igénybevételek) tervezési értékeinek az összehasonlítását jelentik [2].

A hatás-oldali igénybevételeket ill. azok tervezési értékét az egyes hatások reprezentatív ( $F_{rep}$ ) ill. tervezési ( $F_d$ ) értékéből és a geometriai méretek névleges ( $a_{nom}$ ) ill. tervezési ( $a_d$ ) értékéből kell meghatározni általánosan elfogadott statikai módszerek alkalmazásával. A hatások reprezentatív és tervezési értékeinek értelmezését [2] tartalmazza.

A hatás-oldali jellemzők előállításakor a hatásokat (általában a belőlük származó igénybevételeket) – tekintettel a hatások egyidejűségére és az eredő hatásoldali jellemző (általában igénybevétel) előírányzott előfordulási valószínűségére – hatáskombinációkba kell csoportosítani. A hatások a hatáskombinációkban reprezentatív értékekkel szerepelnek. Egy hatásnak több reprezentatív értéke van, a hozzá tartozó előfordulási valószínűség mértékétől függően [2].

## 3. Hidakat terhelő erők és hatások

A hidakat terhelő hatások lehetnek állandó, esetleges, rendkívüli és szeizmikus hatások.

### 3.1. Állandó jellegű terhelő erők és hatások

Állandó jellegű terhelő erőn és hatáson olyan hatást kell érteni, mely a tartószerkezet tervezési élettartama során nagy valószínűséggel (~85%) mindvégig működik és nagyságának időbeni változása elhanyagolható, vagy ez a változás – egy bizonyos határtérték eléréséig – mindvégig monoton.

Ha az állandó hatás változékonysága (pl. önsúly) elhanyagolható, akkor annak karakterisztikus értékét a várható értékkel (vagy a névleges méretekből meghatározott értékkel) kell azonosnak tekinteni ( $G_k$ ).

a az állandó hatás változékonysága nem hanyagolható el (pl. földnyomás), akkor egy alsó ( $G_{k,inf}$ ) és egy felső ( $G_{k,sup}$ ) karakterisztikus értéket kell meghatározni a hatás változékonyságának mértékétől függően. Általában megfelelő, ha az alsó karakterisztikus értéket az 5%-os, a felső karakterisztikus értéket a 95%-os kvantilisban határozzák meg. Erre vonatkozó adatok hiányában általában a

$$G_{k,inf} = 0,95 G_k \quad \text{és} \quad G_{k,sup} = 1,05 G_k$$

összefüggések alkalmazhatók.

<sup>1</sup> okl. építőmérnök, egyetemi adjunktus, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke  
kovacst@vbt.bme.hu

Közúti hidak esetén ha ilyen fellép, akkor állandó hatásként általában

- a tartószerkezeti és nem tartószerkezeti elemek önsúlyát
- földnyomást
- víznyomást
- támaszmozgásokat
- az időben lejátszódó lassú alakváltozások (a beton zsugorodása és kúszása, az acélok relaxációja) következményeit
- saruellenállást
- feszítést

kell figyelembe venni.

A tartószerkezeti és nem tartószerkezeti elemek önsúlyának  $G_k$  karakterisztikus értékét az anyagok térfogatsúlyai és a névleges geometriai méretek alapján kell meghatározni. Ha az önsúly egyes összetevői (pl. a nem tartószerkezeti elemek önsúlya) esetén a térfogatsúlyok vagy a geometriai méretek bizonytalansága számottevő, akkor célszerű lehet az önsúly alsó ( $G_{k,inf}$ ) és felső ( $G_{k,sup}$ ) karakterisztikus értékeinek az alkalmazása.

A földnyomások meghatározásakor a talajjellemzők változékonyságára tekintettel kell lenni. Emiatt sok esetben indokolt lehet a földnyomás alsó ( $G_{k,inf}$ ) és felső ( $G_{k,sup}$ ) karakterisztikus értékeinek az alkalmazása. A vízszintes földnyomások mértékének meghatározásakor a terhelt szerkezet elmozdulási lehetőségeire kiemelt figyelmet kell fordítani.

A hidak tartószerkezeteit terhelő talajvíznyomás értékeit a fizikailag lehetséges talajvízszint-viszonyok figyelembevételével kell meghatározni. A tartószerkezetet tartósan körülvevő áramló víz esetén a víz áramlásából származó víznyomásokat megfelelő modell alapján kell meghatározni.

A tervezés során a hidak támaszainak várható süllyedéseire és ez alapján az egyes támaszok között fizikailag lehetséges süllyedés-különbségekre tekintettel kell lenni. Az egyes támaszok közötti relatív süllyedéskülönbségeket minden esetben a vizsgált hatás szempontjából legkedvezőtlenebb kombinációnak megfelelően kell feltételezni. A támaszok várható süllyedéseinek mértékét a talajmechanikai szakvélemény figyelembevételével célszerű felvenni, amelyben megadott értéket karakterisztikus értéknek ( $G_{set,k}$ ) lehet tekinteni. Ha a süllyedések kialakulása során a tartószerkezet statikai váza változik, akkor a támaszsüllyedésnek csak azt a részét kell figyelembe venni, mely a tartószerkezetben igénybevételt okoz.

Betonhidak esetén a beton zsugorodásából és kúszásából származó lassú alakváltozásokat és azoknak a tartószerkezet erőjátékára gyakorolt hatásait általában figyelembe kell venni. A feszítőacélok relaxációjának hatását általában csak a feszítőerő aktuális értékének meghatározásakor kell figyelembe venni.

A mozgó és a fix saruk ellenállásából származó (vízszintes) erőket az alépítmények tervezése során mindig, a felszerkezet tervezés során akkor, ha az abból származó hatás jelentős, figyelembe kell venni. A saruellenállást akkor kell állandó jellegű hatásként tekinteni, ha a más, állandó jellegűnek tekintett hatás (pl. zsugorodás) következtében jön létre.

### 3.1.1. Feszítés

Betonhidak esetén a feszítéséből származó hatásokat állandó hatásként kell tekinteni.

A teherbírási határállapotok vizsgálata során a feszítés esetében általában elegendő egyetlen, a hatásos (effektív) feszítőerő várható értékével azonos karakterisztikus értéket alkalmazni ( $P_k = P_{k,t}(x) = P_{m,t}(x)$ ), melynek tervezési értékét az adott határállapot jellegétől függő mértékű parciális tényező figyelembevételével kell meghatározni.

A használhatósági határállapotok vizsgálata során ha a feszítőerőt a szerkezet üzemszerű működése során közvetlenül nem lehet mérni a hatásos feszítőerő esetleges bizonytalanságaira való tekintettel általában célszerű a feszítőerő alsó ( $P_{k,inf}$ ) és felső ( $P_{k,sup}$ ) karakterisztikus értékét alkalmazni. A feszítőerő alsó és felső karakterisztikus értékének felvételét

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \quad \text{és} \quad P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x)$$

formában célszerű felvenni, ahol  $P_{m,t}(x)$  a feszítőerő várható értéke a  $t$  időpontban (a betonozás időpontjától számítva) a vizsgált helyen (a feszítés helyétől mért  $x$  távolságban). Az  $r_{k,sup}$  ill. az  $r_{k,inf}$  értékeit előfeszítés, vagy tapadásmentes feszítés esetén 1,05-re ill. 0,95-re, tapadásos utófeszítés esetén pedig 1,10-re ill. 0,90-re célszerű felvenni.

Külső kábeles feszítés esetén a feszítésnek a tartószerkezet alakváltozása miatt megváltozott külpontosságára tekintettel kell lenni.

## 3.2. Esetleges hatások

Egy esetleges hatásnak ( $Q$ ) összesen négy reprezentatív értéke van, melyek az előfordulási valószínűség nagysága alapján különböznek egymástól. Ezek (jelöléssel együtt) a következők:

- karakterisztikus érték  $Q_k$
- kombinációs érték  $\Psi_0 Q_k$
- gyakori érték  $\Psi_1 Q_k$
- kvázi-állandó érték  $\Psi_2 Q_k$

ahol a  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  és  $\Psi_2$  az ún.  $\Psi$ -tényezők a 9. táblázat szerint.

A kombinációs értéket más esetleges hatásokkal való egyidejűség figyelembevételére kell alkalmazni, a gyakori érték az adott hatás üzemszerű működési körülmények között fellépő mértékét modellezi, míg a kvázi-állandó érték a hatás tartós részének figyelembevételére szolgál.

Meteorológiai jellegű hatások esetén (szélhatás, hőmérsékleti hatás) a karakterisztikus érték általában az egy éves referenciaidőszakhoz tartozó, 0,02 meghaladási valószínűségű érték (mely 50 éves vissztérési időnek felel meg).

A hidak főtartószerkezeteinek vizsgálatánál figyelembe veendő forgalmi terhermodellek (lásd a 4.3. szerinti 1. és 2. tehermodell) karakterisztikus értékei 50 éves referenciaidőszakhoz tartozó 0,05 meghaladási valószínűségű értékek (melyek 1000 éves vissztérési időnek felelnek meg). Ugyanezen tehermodellek gyakori értékei 1 hét vissztérési időhöz meghatározott értékek.

A kvázi-állandó érték általában az adott referenciaidőszakhoz tartozó 0,5 meghaladási valószínűségű érték. Emiatt pl. hidak forgalmi terhei és a meteorológiai terhek esetén a kvázi-állandó érték általában zérus vagy nincs értelmezve.

Közúti hidak tervezése során esetleges hatásként

- tartós és ideiglenes tervezési általában a
  - hidak (közúti forgalomból származó) és a hídfők mögötti töltések forgalmi terheit
  - szélhatást
  - hőmérsékleti hatásokat
  - jég, az áramló víz és a hullámverés által okozott hatásokat
  - saruellenállást
  - az építési terheket
  - fáradást okozó hatásokat
- rendkívüli tervezési állapotban (rendkívüli hatások) a fentiek kívül általában
  - a híd alatt vagy a hídon áthaladó járműveknek a híd tartószerkezeteivel való ütközéséből és
  - a hídon áthaladó járművek kerekeinek a gyalogjárdán

- vagy a kerékpárúton való megjelenéséből
- szeizmikus tervezési állapotban (szeizmikus hatás)
  - a földrengésből származó hatásokat kell figyelembe venni.

A következőkben csak a közúti hidak járműforgalmából származó, tartós, ideiglenes és rendkívüli tervezési állapotokban figyelembe veendő hatásokat és azok alkalmazási szabályait tárgyaljuk. A tervezés során figyelembe veendő további (meteorológiai, építési, fáradást okozó) hatások ismertetését a [4] tartalmazza.

#### 4. Járműforgalomból származó hatások közúti hidak esetén

Az  $L \leq 200$  m terhelt hosszal rendelkező közúti hidak tervezésénél forgalmi (hasznos) teherként az

- útpályán (kocspályán) a közúti forgalom hatását leíró függőleges és vízszintes tehermodelleket,
- a közúti hidak gyalogjárdáin pedig a 4.5. pont szerinti teherket kell alkalmazni.<sup>2</sup>

A fáradásvizsgálathoz külön fáradási tehermodelleket kell figyelembe venni.

Mindegyik tehermodell tartalmazza a forgalomból származó dinamikus hatást, azaz külön dinamikus tényező alkalmazására (egyedi, az illetékes hatóság által külön előírt esetektől eltekintve) nincs szükség.

A forgalmi terhekből származó hatás több-összetevőjű hatás, vagyis a megadott hatáskombinációkban a forgalmi terhek függőleges és vízszintes modelljei nem önmagukban, hanem ún. forgalmi tehercsoportokba (gr1...gr5) rendezve szerepelnek. A forgalmi tehercsoportok összeállításának szabályait a 4.6. pont tartalmazza.

Az e forgalmi tehercsoportok eredményeként adódó forgalmi hatást a továbbiakban, mint egyetlen esetleges hatást kell az egyidejűsége vonatkozó kombinációs szabályok szerint a többi esetleges hatással kombinálni.

##### 4.1. Terhelési osztályok

A hídon várható forgalom összetételétől, sűrűségétől és az áthaladó járművek sajátosságaitól függően a közúti hidak terhelési osztályba sorolását az  $\alpha$  és  $\beta$  terhelési osztályba sorolási tényezőkkel kell elvégezni, melyek értékei Magyarország területén a következők:

- I. terhelési osztály (autópályák, országos főutak és Budapest

1. táblázat: Az útpálya felosztása forgalmi sávokra

Az útpálya szélessége (w)	A forgalmi sávok (egész) száma (nl)	Egy forgalmi sáv szélessége	A fennmaradó terület szélessége
$w < 5,4$ m	$nl = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$nl = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$nl = \text{int}(w/3)^*$	3 m	$w - 3$ nl

2. táblázat: Az 1. tehermodell karakterisztikus értékei

Sáv	Megoszló teher	
	$q_{ik}$ (vagy $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{ik}$ [kN]
1. sáv	9,0	300
2. sáv	2,5	200
3. sáv	2,5	100
Többi sáv	2,5	0
Fennmaradó terület	2,5	0

hídjai):

$$\alpha_{Qi} = 1,0 \quad (i = 1,2,3)$$

$$\alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 1,0$$

- II. terhelési osztály (az alsóbbrendű országos utak, a Budapesten kívüli városok főforgalmi és forgalmi útjain lévő hidak):

$$\alpha_{Q1} = 0,8; \quad \alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = 1,0$$

$$\alpha_{q1} = 0,8; \quad \alpha_{q_{i(i \geq 2)}} = \alpha_{qr} = 1,0$$

- III. terhelési osztály (községek forgalmi útjai és egyéb önkormányzati utak, közforgalmú magánutak):

$$\alpha_{Qi} = 0,6; \quad (i = 1,2,3)$$

$$\alpha_{q1} = 0,6; \quad \alpha_{q_{i(i \geq 2)}} = \alpha_{qr} = 1,0$$

ahol  $i$  a 4.2. pont szerint a forgalmi sáv sorszámát jelöli,

továbbá

$$\beta_Q = \alpha_{Q1}$$

A fenti  $\alpha$  tényezőket a 4.3.1. pontban szereplő 1. tehermodell, a  $\beta$  tényezőt pedig a 4.3.2. pontban szereplő 2. tehermodell (azonos indexű) karakterisztikus értékeinek szorzótényezőiként kell alkalmazni.

#### 4.2. Forgalmi sávok

A tehermodellek alkalmazásához az útpályát forgalmi sávokra kell osztani a következő 1. táblázat szerint.

Ha a hídon az útpálya szélessége változik, a forgalmi sávok száma a következő:

- 1, ahol  $w < 5,4$  m;
- 2, ahol  $5,4 \text{ m} \leq w < 9$  m;
- 3, ahol  $9 \text{ m} \leq w < 12$  m.

Ha egy útpályát egy középső, rögzített elválasztó szerkezet fizikailag két részre oszt, a fenti sávfelosztást mindegyik útpálya-részre külön el kell végezni. Ha az elválasztó szerkezet eltávolítható, akkor a teljes útpályaszélességet alapul véve kell a sávfelosztást végrehajtani.

A sávokat a vizsgált hatás szempontjából, a rajtuk elhelyezett tehermodellek kedvezőtlen hatásának mértéke alapján számolni kell. A legkedvezőtlenebb hatást eredményező sáv száma 1, a második legkedvezőtlenebb hatást eredményező 2, stb.. A fennmaradó terület több részletben is kiosztható.

Ha egy felszerkezeten fizikailag két különálló részre osztott útpálya található, – a fentiek szerint külön-külön elvégzett sávfelosztás után – egyetlen sávszámozást kell alkalmazni. Ha a két különálló útpálya külön felszerkezeten helyezkedik el, a felszerkezet tervezése során mindkét útpálya sávjait külön kell számolni.

Ha két különálló felszerkezetet egyetlen alépítmény (pl. hídfő) támaszt alá, akkor az alépítmény tervezése esetén a két útpályára egyetlen sávszámozást kell alkalmazni.

#### 4.3. Függőleges tehermodellek

Az alábbi tehermodellekben a függőleges terhek karakterisztikus értékekkel szerepelnek.

Az egyes tehermodellek megkülönböztetése az alapján történik, hogy mely tervezési állapotban és milyen jellegű vizsgálatra (általános vagy helyi) alkalmazhatók.

- 1. tehermodell (LM1): A közúti személy és teherforgalom hatásait írja le. Tartós és ideiglenes tervezési állapotban veendő figyelembe, általános és helyi vizsgálatra egyaránt.
- 2. tehermodell (LM2): Az igen rövid tartószerkezeti elemek fellépő dinamikus hatást modellezi. Tartós és ideiglenes tervezési állapotban, csak helyi vizsgálatra kell figyelembe venni.

<sup>2</sup> A 200 m-nél nagyobb terhelt hosszak esetén alkalmazandó tehermodelleket az adott műtárgy esetén egyedileg lehet előírni.

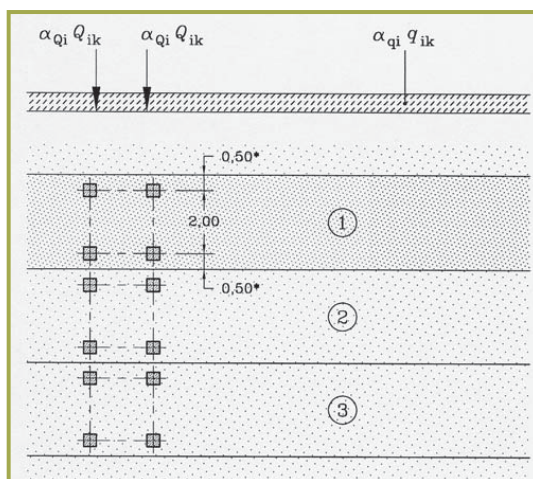
- 3. tehermodell (LM3): Különleges járművek modellje. Csak ideiglenes tervezési állapotban, általános és helyi vizsgálatra alkalmazható.
- 4. tehermodell (LM4): Embertömegmodell. Csak ideiglenes tervezési állapotban, kizárólag általános vizsgálatra alkalmazható.

#### 4.3.1. Az 1. tehermodell (LM1)

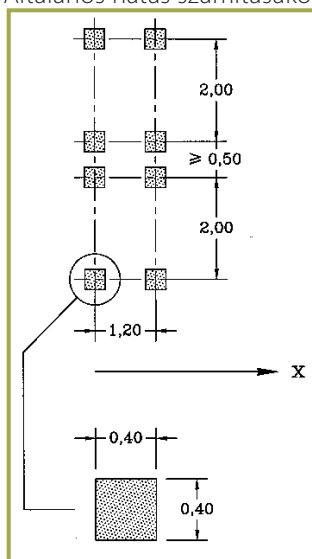
A tehermodell két azonos tengelyű, sávonként különböző össz súlyú koncentrált járműterhekből (ikertengelyek, Tandem System, TS) és sávonként (ill. maradó területenként) különböző intenzitású, egyenletesen megoszló terhekből (Uniformly Distributed Load, UDL) áll.

Az ikertengelyek tengelysúlyai:  $\alpha_{Q_i} Q_{ik}$ , (az egy tengelyeken lévő keréksúlyok azonosak); az egyenletesen megoszló terhek intenzitása:  $\alpha_{q_i} q_{ik}$  ill.  $\alpha_{q_r} q_{rk}$ , ahol  $i$  a sáv sorszámát jelenti. A koncentrált és megoszló terhek karakterisztikus értékei a 2. táblázatban találhatók.

A koncentrált kerékterher az 1. ábra szerinti érintkezési felületen egyenletesen megoszlnak tekinthető, és a pályaszerkezeten keresztüli szétterjedése a szerkezeti lemez közép vonaláig terjedően  $45^\circ$ -osnak tételezhető fel.



Általános hatás számításakor



Helyi vizsgálatok esetén

1. ábra: Az 1. tehermodell alkalmazása

Az általános hatás számítása során a terhek mértékadó elhelyezésekor az ikertengelyeket a sávok hossz tengelyei mentén mozognak kell feltételezni, a megoszló terhet pedig csak a sáv kedvezőtlen hatást eredményező részén kell működtetni.

Helyi vizsgálatok esetén az ikertengelyeket nem kell a sávok tengelyvonalában elhelyezni, azok kerekeinek tengelyei keresztirányban legfeljebb 0,5 m-re megközelíthetik egymást.

Az általános hatás számítására és a helyi vizsgálatok esetére egy gyakori elhelyezési példát, az iker-tengely geometriai méreteit és a kerekek felfekvési felületének méreteit az 1. ábra mutatja  $w_1 = 3,0$  m sáv szélesség esetén.

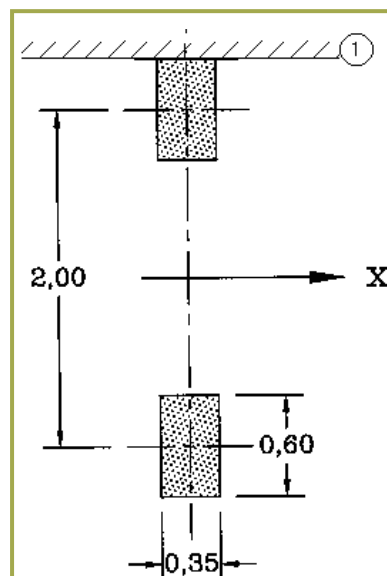
Alternatív egyszerűsítési lehetőségek az általános hatás számítása során:

- A 2. és a 3. sz. sávban lévő ikertengely helyettesíthető egyetlen, a 2. sz. sávban elhelyezett ikertengellyel, melynek tengelysúlya:  $(\alpha_{Q_2} 200 + \alpha_{Q_3} 100)$  kN.
- 10 m-nél nagyobb támaszköz esetén az ikertengelyek mindegyik sávban velük azonos súlyú, egytengelyű járművel helyettesíthetők. Ekkor az egyes sávokon működő tengelysúlyok:
  - $\alpha_{Q_1} 600$  kN az 1. sávban;
  - $\alpha_{Q_2} 400$  kN a 2. sávban;
  - $\alpha_{Q_3} 200$  kN a 3. sávban.

#### 4.3.2. A 2. tehermodell (LM2)

E tehermodell egyetlen  $\beta_Q Q_{ak} = \beta_Q 400$  kN tengelysúlyból, vagy ha az mértékadó, akkor egyetlen  $\beta_Q 200$  kN nagyságú koncentrált erőből áll a 2. ábra szerinti geometriai méretekkel. A tengelyterher keréksúlyai azonosak. E modell az útpályán bárhol elhelyezkedhet.

A koncentrált kerékterher az ábra szerinti érintkezési felületen egyenletesen megoszlnak tekinthető, és a pályaszerkezeten keresztüli szétterjedése a szerkezeti lemez közép vonaláig terjedően  $45^\circ$ -osnak tételezhető fel.



2. ábra: A 2. tehermodell

#### 4.3.3. A 3. tehermodell (LM3)

E tehermodellhez tartozó járműmodellek olyan különleges járművek hatásait írják le, melyek a közúti forgalomban csak engedéllyel közlekedhetnek. A különleges járműveket (azok geometriai és súlyadatait) nemzetileg egyedi módon lehet meghatározni, erre vonatkozóan az EC ajánlott járműveket ad meg.

Az EC által ajánlott modellek 150, 200 vagy 240 kN tengelysúlyú, a 3. táblázatban és a 3. ábrán látható tengelyrendezésű és geometriai méretű járművekből állnak, ahol  $n$

3. táblázat: A különleges járművek ajánlott modelljei

Összsúly	150 kN súlyú tengelyek	200 kN súlyú tengelyek	240 kN súlyú tengelyek
600 kN	600/150		
	n = 4x150		
	e = 1,50 m		
900 kN	900/150		
	n = 6x150		
	e = 1,50 m		
1200 kN	1200/150	1200/200	
	n = 8x150	n = 6x200	
	e = 1,50 m	e = 1,50 m	
1500 kN	1500/150	1500/200	
	n = 10x150	n = 1x100 + 7x200	
	e = 1,50 m	e = 1,50 m	
1800 kN	1800/150	1800/200	
	n = 12x150	n = 9x200	
	e = 1,50 m	e = 1,50 m	
2400 kN		2400/200	2400/240
		n = 12x200	n = 10x240
		e = 1,50 m	e = 1,50 m
		2400/200/200	
		n = 6x200 + 6x200	
3000 kN			
		3600/200	3600/240
		n = 18x200	n = 15x240
		e = 1,50 m	e = 1,50 m
			3600/240/240
		n = 8x240 + 7x240	
		e = 7x1,5 + 12 + 6x1,5 m	

a tengelyek számát, e pedig a tengelytávolságot jelenti. Az egyes modellek jelölései dőlt betűvel szerepelnek. A különleges járművek útpályán való elhelyezkedésére vonatkozóan az EC részletes szabályokat ad meg.

A tervezés során azt lehet feltételezni, hogy a különleges járművek vagy kis sebességgel ( $\leq 5$  km/h), vagy szokásos (70 km/h) sebességgel közlekednek. Szokásos sebességgel közlekedőnek feltételezett különleges járművek esetén a különleges járműre a következő dinamikus tényezőt kell figyelembe venni.

$$\varphi = 1,4 - \frac{L}{500} \geq 1,0$$

ahol L a kedvezőtlen hatást eredményező terhelt hossz [m]-ben.

A különleges járművek fentiek szerint feltételezett sebességétől függően az egyes modellek útpályán való elhelyezkedésére és azoknak a nem különleges járművekkel való egyidejűségére (4.6. pont) vonatkozóan az EC további szabályokat ad meg.

#### 4.3.4. A 4. tehermodell (LM4)

E tehermodell egy  $q_{fk} = 5,0$  kN/m<sup>2</sup> intenzitású, egyenletesen megoszló teherből áll. E terhet az útpálya vizsgált hatás szempontjából kedvezőtlen részén kell működtetni.

#### 4.4. Vízszintes tehermodellek

Forgalmi hatásként fékező- és gyorsítási erőket és centrifugális erőket kell figyelembe venni.

A vízszintes tehermodellekben szereplő alábbi mennyiségek karakterisztikus értékeket jelentenek.

##### 4.4.1. Fékező- és gyorsítási erők

Az útpálya szintjében, a híd hossz tengelyének irányában működő  $Q_{tk}$ -val jelölt fékező- vagy gyorsítási erő nagysága:

$$\alpha_{Q\ell} 180 \text{ kN} \leq Q_{tk} = 0,6 (2 \alpha_{Q\ell} Q_{\ell k}) + 0,10 \alpha_{q\ell} q_{\ell k} w_{\ell} L \leq 900 \text{ kN}$$

ahol L a függőleges teherrel terhelt hossz,  $w_{\ell}$  pedig az 1. sz. sáv szélessége.

E teher bármelyik sáv tengelyében működhet, kis különbség esetén azonban az útpálya tengelyében működőnek is feltételezhető. A függőleges teherrel terhelt hosszon vonal mentén egyenletesen megoszlóként veendő figyelembe.

##### 4.4.2. Centrifugális erők

Az útpálya szintjében, az ívben fekvő híd hosszának tetszőleges pontjában, a hídtengelyre merőleges irányban működő,  $Q_{tk}$ -val jelölt koncentrált centrifugális erő nagyságát a hídtengely vízszintes r sugarának függvényében a 4. táblázat adja meg.

4. táblázat: A centrifugális erők nagysága

ha $r < 200$ m	$Q_{tk} = 0,2 Q_v$ [kN]
ha $200 \leq r \leq 1500$ m	$Q_{tk} = 40 Q_{v/r}$ [kN]
ha $r > 1500$ m	$Q_{tk} = 0$

ahol  $Q_v$  az 1. tehermodell összes ikertengelyeinek súlya,

$$\text{azaz: } Q_v = \sum_{i=1}^{\max 3} \alpha_{Q_i} (2 Q_{ik}).$$

A híd hossz tengelyével nem párhuzamos irányú fékezés hatását a következő,  $Q_{\ell k}$ -val egyidejűleg működő,  $Q_{trk}$  keresztirányú fékezőerővel lehet figyelembe venni. A  $Q_{trk}$  keresztirányú fékezőerő legkisebb értékét a következőképpen kell felvenni:

$$Q_{trk} = \begin{cases} 0,25 Q_{\ell k} & \text{ha } r < 200 \text{ m} \\ 0,25 Q_{\ell k} \frac{1500 - r [\text{m}]}{1300} & \text{ha } 200 \text{ m} \leq r < 1500 \text{ m} \\ 0 & \text{ha } r > 1500 \text{ m} \end{cases}$$

#### 4.5. Közúti gyalogjárdák, kiemelt szegélyávok és kerékpárutak terhe

A közúti hídon lévő gyalogjárdákat és kerékpárutakat egy  $q_{fk} = 5,0$  kN/m<sup>2</sup> karakterisztikus értékű, egyenletesen megoszló teherrel (UDL), vagy – ha ez kedvezőtlenebb – egy 0,1 m oldalhosszúságú négyzetfelületen megoszló,  $Q_{trwk} = 10$  kN nagyságú, koncentrált erővel kell terhelni.

A kiemelt szegélyávot e teherrel nem kell terhelni, ha a kocsi pályája felőli szélén vezetőkortlát van, vagy ha a hídon járda van, és azt a kiemelt szegélyávtól főtartó vagy kortlát választja el.

A megoszló teher az 5. táblázat szerinti gr1a tehercsoportban (az 1. tehermodellel egyidejűen) figyelembe vett kombinációs értéke:

$$q_{fk}^* = 1,0 \text{ kN/m}^2.$$

A koncentrált teher pályaszerkezeten keresztüli szétterjedése a szerkezeti lemez középvonaláig terjedően 45°-osnak tételezhető fel.

5. táblázat: A forgalmi tehercsoportok összeállítása

		ÚTPÁLYA						GYALOGJÁRDÁK ÉS KERÉKPÁRUTAK
A teher típusa		Függőleges erők				Vízszintes erők		Csak függőleges erők
Teherrendszer		LM1 (TS és UDL rendszerek)	LM2 (egyetlen tengely)	LM3 (különleges járművek)	LM4 (embertömeg teher)	Fékező és gyorsítási erők	Centrifugális és egyéb keresztirányú erők	Egyenletesen megoszló teher
Teher- csoportok	gr1a	Karakterisztikus értékek						Kombinációs érték
	gr1b		Karakterisztikus érték					
	gr2	Gyakori érték				Karakterisztikus érték	Karakterisztikus érték	
	gr3							Karakterisztikus érték
	gr4				Karakterisztikus érték			Karakterisztikus érték
	gr5	Gyakori érték		Karakterisztikus érték				

#### 4.6. Forgalmi tehercsoportok

A forgalmi tehercsoportokat külön kell definiálni a tartós és az ideiglenes tervezési állapotokban.

##### 4.6.1. Tartós tervezési állapot

A forgalmi terhek függőleges és vízszintes tehermodelljeit, valamint a gyalogjárdák és kerékpárutak terheit a gr1a, gr1b, gr2, ..., gr5-tel jelölt forgalmi tehercsoportokba kell sorolni az 5. táblázat szerint (az egyes tehercsoportok domináns összetevőit kiemeltük.)

A 2. tehermodellt (gr1b) semmilyen más forgalmi teherrel nem szabad egyidejűnek feltételezni.

##### 4.6.2. Ideiglenes tervezési állapot

Ideiglenes tervezési állapot esetén ugyanazokat a forgalmi tehercsoportokat, változatlan összetételben kell alkalmazni, mint a tartós tervezési állapot esetére, egyetlen kivétellel. Az 5. táblázatban tartós tervezési állapotra megadott gr1 tehercsoportban az 1. tehermodell ikertengelyeinek karakterisztikus értékei helyett azok 0,8-szorosát kell figyelembe venni. Minden egyéb reprezentatív érték változatlan.

##### 4.6.3. A tehermodellek reprezentatív értékei

Az egyes tehermodellek reprezentatív értékei a  $\Psi$  kombinációs tényezők alkalmazásával állíthatók elő. Pl. a gr2 tehercsoportban szereplő 1. tehermodell gyakori értéke az 1. tehermodell összetevőinek (a TS és az UDL tehernek) a 9. táblázat alapján rájuk vonatkozó  $\Psi_1$  kombinációs tényezőkkel való szorzása révén állítható elő (az iker-tengelyhez és a megoszló teherhez más-más kombinációs tényező tartozik).

##### 4.6.4. A forgalmi tehercsoportok reprezentatív értékei

Az egymást kölcsönösen kizáró forgalmi tehercsoportokat a 3.1. és 3.2. pontokban szereplő hatáskombinációkban a megfelelő reprezentatív értékekkel egyetlen esetleges teherként kell figyelembe venni. A forgalmi tehercsoportok reprezentatív értékei a következők:

- A forgalmi tehercsoportok karakterisztikus értékei: Azonosak az 5. táblázatban megadott gr1 tehercsoportokkal.
- A forgalmi tehercsoportok gyakori értékei: Azonos az 1. tehermodell gyakori értéke, vagy a 2. tehermodell gyakori értéke, vagy a közúti gyalogjárdák, kerékpárutak gyakori értéke közül a

legkedvezőtlenebbikkel.

- A forgalmi tehercsoportok kvázi-állandó értéke: Általános esetben értéke zérus.

#### 4.7. A hídfők mögötti töltésekre ható terhek

A hídfők és a hídfőkhöz csatlakozó szárnyfalak, támfalak és egyéb, talajjal érintkező szerkezetek méretezésekor a hídfő mögötti útpályán a függőleges és a vízszintes terheket kell figyelembe venni.

##### 4.7.1. Függőleges terhek

A hídfők mögötti (a háttöltés feletti) útpályán az 1. tehermodellt kell figyelembe venni, melynek során az ikertengelyek súlyát egy 3,0 m széles és 2,2 m hosszú téglalap alakú felületen egyenletesen megoszló teherként ( $q_{eq}$ ) szabad működtetni.

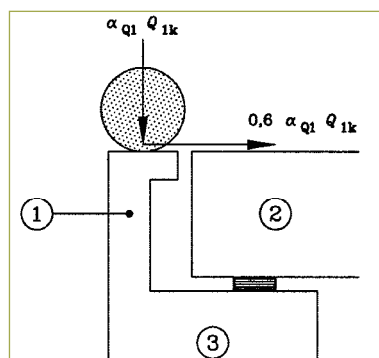
A függőleges erők háttöltésben való szétterjedésének függőlegessel bezárt szögét – erre vonatkozó egyéb előírás hiányában –  $30^\circ$ -nak lehet feltételezni.

E helyettesítő teher számításba vétele során a híd vagy terheletlen, vagy azon csak az 1. tehermodell szerinti megoszló terhet (UDL) szabad alkalmazni, ha ez utóbbi megoszló teher a vizsgált igénybevételek szempontjából kedvezőtlenebb, mint a terheletlen híd esete.

##### 4.7.2. Vízszintes terhek

A hídfők mögötti (a háttöltés feletti) útpályán vízszintes terhet nem kell figyelembe venni.

A térdfalak méretezése során egy  $0,6\alpha_{q1}Q_{1k}$  karakterisztikus értékű, az 1. tehermodell  $\alpha_{q1}Q_{1k}$  súlyú, függőleges tengelyterhével egyidejűleg működő, hosszirányú vízszintes (fékező)erőt is figyelembe kell venni a 3. ábra szerint.



3. ábra: A térdfalra működő erők



Ez esetben a hídfő mögötti (háttöltés feletti) útpályán függőleges irányú forgalmi terhet nem kell figyelembe venni.

#### 4.8. Rendkívüli hatások

A közúti hidak tervezése során figyelembe veendő rendkívüli hatások származhatnak

- a híd alatt áthaladó járműveknek a híd valamelyik tartószerkezeti elemével való ütközéséből,
- a hídon áthaladó járműveknek a kiemelt szegélyhez, korláthoz, terelőfalhoz vagy a híd tartószerkezetéhez történő ütközéséből,
- a hídon áthaladó járművek kerek(ei)nek a gyalogjárdán vagy kerékpárúton való váratlan megjelenéséből.

A rendkívüli hatásokat csak rendkívüli tervezési állapotban kell figyelembe venni. A rendkívüli hatásoknak csak tervezési értékük van.

##### 4.8.1. A híd alatt áthaladó járművek ütközéséből származó erők

A járművek ütközőerejét figyelembe kell venni, ha az alátámasztások, a keretlábak, továbbá a tartószerkezet végső elemei (pl. portál, végoszlop) helyzetükből kifolyólag vagy a következőkben foglaltak szerint a járművek nekiütközésétől nincsenek védve.

A 3.1. pont szerinti hatáskombinációkban a megtámasztó szerkezeti elemekre működő, jelen pont szerinti ütközési erőkkel egyidejűleg szereplő forgalmi tehercsoport 4.6.4. pont szerinti gyakori értékét kell figyelembe venni.

A tervezés során a híd alatt elhaladó járműveknek a híd tartószerkezetével történő ütközése figyelembevételekor általában a közúti és vasúti járműveknek a híd megtámasztó szerkezeti elemeivel és a híd felszerkezetével való ütközését kell figyelembe venni. Ezek közül a következőkben a leggyakoribb esetet, a híd alatt elhaladó közúti járműnek a híd megtámasztó elemeivel való ütközését tárgyaljuk, míg a többi esetet a [4] ismerteti.

A közúti hidak hídpilléreinek vagy egyéb megtámasztó szerkezeteinek közúti járművel való ütközésekkel szembeni védelmével kapcsolatban a következőket kell figyelembe venni:

- Ha a szerkezeti elemet a forgalmi sávtól legalább 0,4 m mély árok vagy 3,0 m széles forgalommentes sáv vagy biztonsági vezetőkorlát választja el, akkor elegendő a következőkben megadott ütközőerő 0,5-szeresével számolni.
- Ha a szerkezet helyzeténél fogva vagy külön ebből a célból készített, legalább 0,25 m magas és legalább 0,50 m széles, az erre vonatkozó előírásoknak megfelelő kialakítású biztonsági vezetőkorlattal ellátott kiemelt szegéllyel a közúti járművek ütközésétől védve van, akkor ütközőerővel számolni nem kell.

6. táblázat: A híd alatt áthaladó közúti járművek ütközéséből származó erők

A forgalom jellege	Az ütköző jármű típusa	$F_{d,x}$	$F_{d,y}$
		[kN]	[kN]
Autópálya	Tehergépjármű	1000	500
Országút	Tehergépjármű	750	375
Városi terület	Tehergépjármű	500	250
Udvarok, parkolóházak (< 20 km/h)	Személygépjármű	50	25
	Tehergépjármű	150	75

a) Az  $F_{d,x}$  erőt a jármű tervezett haladási irányában, az  $F_{d,y}$  erőt arra merőlegesen kell működtetni.

A közúti járművekkel való ütközésből származó erőket a 6. táblázat szerint kell felvenni, ha az ütköző jármű tervezett haladási iránya és a vizsgált megtámasztó szerkezeti elem tehetetlenségi főengelye által bezárt szög legfeljebb  $10^\circ$ . Ha a bezárt szög nagyobb, mint  $10^\circ$ , akkor a ferde hajlításra tekintettel kell lenni. Ez utóbbi esetben a vizsgálat közelítően úgy is elvégezhető, hogy az ütközési erőket a vizsgált megtámasztó szerkezeti elem tehetetlenségi főirányban működtetik, de ekkor mindkét főirányban végzett vizsgálat során a jármű tervezett haladási irányában megadott (nagyobbik) ütközési erőt ( $F_{d,x}$ ) kell működtetni.

Az egymásra merőleges irányban működő  $F_{d,x}$  és  $F_{d,y}$  ütközési erőket nem kell egyidejűnek feltételezni. Az ütközési erőket tehergépjárművel való ütközés esetén a terepszint felett 1,25 m magasságban, személygépjárművel való ütközés esetén a terepszint felett 0,5 m magasságban kell működtetni.

##### 4.8.2. A hídon áthaladó járművek ütközéséből származó erők

A hídon áthaladó járművek ütközéséből ütközőerők léphetnek fel

- a járművisszatartó rendszer elemein (korlátok, terelőfalak),
- a tartószerkezet elemein,
- a kiemelt szegélyen.

###### 4.8.2.1. Ütközőerő a jármű-visszatartó rendszer elemein

Az e bekezdésben szereplő ütközési erőkkel egyidejűleg a felszerkezeten más esetleges terhet nem kell figyelembe venni és az ütközési erőket az alátámasztó tartószerkezet szempontjából rendkívüli tehernek kell tekinteni.

Az útpálya mentén elhelyezett korlátokat (terelőfalakat) azok visszatartási fokozatától függően meg kell feleltetni

7. táblázat: Ütközési erők a jármű-visszatartó rendszer elemein

Korlát-osztály	Vízszintes erő [kN]
A	100
B	200
C	400
D	600

a következő 7. táblázatban szereplő korlátosztályoknak. Az ütközőerőket keresztirányban 0,5 m hosszú vonal mentén működő vízszintes erőt az adott korlát felső síkja alatt 100 mm-re vagy az útpálya erőként, illetve a gyalogjárda szintje felett 1,0 m-re lévő szintek közül az alacsonyabb szintben kell működtetni.

A vízszintes irányú ütközési erővel csak akkor kell egyidejűleg függőleges erőt is működtetni, ha ez a vizsgált tartószerkezet szempontjából kedvezőtlenebb hatást eredményez. Ez esetben a függőleges erő mértékét  $0,75q_{01}Q_{1k}$  értékre kell felvenni.

A korlát (terelőfal) bekötését és az azt megtámasztó tartószerkezetet a bekötés teherbírása 1,25-szörösének megfelelő rendkívüli teherre kell méretezni.

#### 4.8.2.2. Ütközőerő a tartószerkezet elemein

Az e bekezdésben szereplő ütközési erőkkel egyidejűleg más esetleges terhet nem kell figyelembe venni.

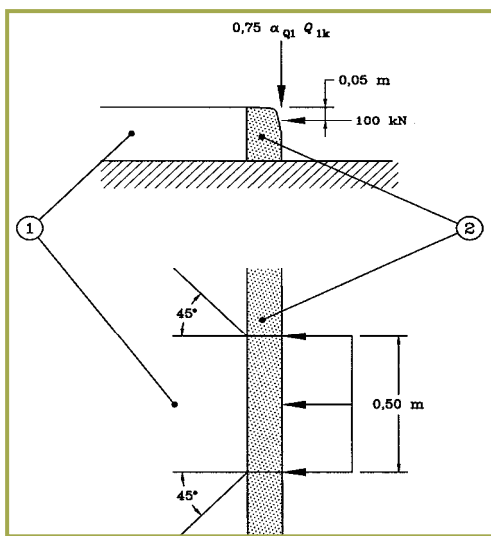
Az útpálya szintje felett elhelyezkedő tartószerkezeti elemek hídon áthaladó közúti járművekkel való ütközésével szembeni védelmével kapcsolatban a 4.8.1. pont szerint kell eljárni. A fenti védelem hiányában az ütközési erők nagyságát és támadáspontját szintén a 4.8.1. pont szerint kell felvenni.

#### 4.8.2.3. Ütközőerő a kiemelt szegélyen

A kiemelt szegélynek ütköző jármű hatását egy, a 4. ábra szerinti 100 kN nagyságú erővel kell figyelembe venni.

Ezt az erőt általában egy 0,5 m hosszúságú vonal mentén működőnek kell tekinteni, mely a kiemelt szegélyen keresztül adódik át a tartószerkezeti elemekre. Merev szerkezeti elemek esetén a teher szétterjedését általában 45°-osnak kell feltételezni.

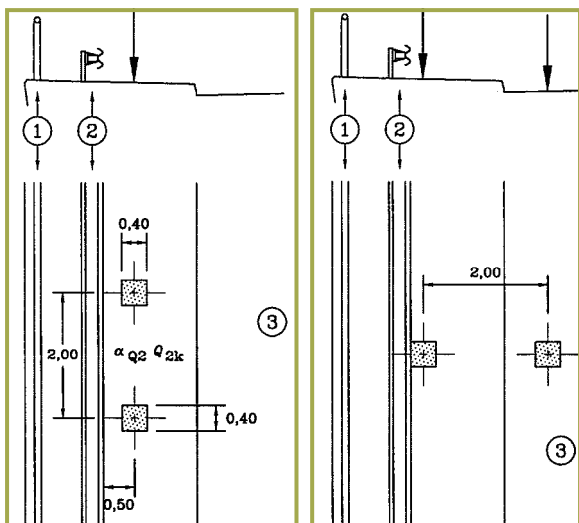
Ha az kedvezőtlenebb, akkor az ütközési erővel egyidejűleg egy  $0,75\alpha_{Q1}Q_{1k}$  nagyságú függőleges forgalmi terhet is figyelembe kell venni.



4. ábra: Járművek ütközése a kiemelt szegélyhez

#### 4.8.3. Jármű a gyalogjárdaon vagy a kerékpárúton

Megfelelő vissztartási fokozatú korlát vagy terelőfal vagy legalább 0,25 m magas kiemelt szegély alkalmazása esetén a korlát vagy a terelőfal mögött a gyalogjárdaon vagy kerékpárúton jármű megjelenésére nem kell számítani.



5. ábra: Közúti hidak gyalogjárdaín vagy a kerékpárútjain figyelembe veendő rendkívüli járműterhek

A fentiek megléte esetén a gyalogjárda vagy kerékpárút nem védett részén, valamint korlát (terelőfal) hiányában a felszerkezet széléig terjedő zónában egy  $\alpha_{Q2}Q_{2k}$  nagyságú tengelyterhet úgy kell elhelyezni és irányítani az 5. ábra szerint, hogy az a korlát környezetében a legkedvezőtlenebb hatást eredményezze

E teherrel egyidejűleg a hídon más esetleges terhet feltételezni nem kell.

### 5. A hatáskombinációk összeállítása

Közúti hidak tervezése során a teherbírási határállapotok erőtani követelményeinek teljesülését az összes tervezési állapotban, a használhatósági határállapotok erőtani követelményeinek teljesülését csak tartós és ideiglenes tervezési állapotokban kell igazolni.

A hatáskombinációk képzése során

- tartós és ideiglenes tervezési állapotban az állandó, illetve tartós jellegű terhelő erőket és hatásokat, továbbá az esetleges jellegű terhelőerőket és hatásokat kell figyelembe venni.
- rendkívüli tervezési állapotban az állandó, az esetleges és a rendkívüli hatásokat is figyelembe kell venni
- szeizmikus tervezési állapotban az állandó, az esetleges és a szeizmikus hatásokat kell figyelembe venni

a valóságban lehetséges legkedvezőtlenebb összeállításban, a forgalmi terhek esetében tekintettel a 4.6. pont szerinti forgalmi tehercsoportokra és a 5.3. pontban megadott egyidejűségi szabályokra is.

#### 5.1. Teherbírási határállapotok

E vizsgálat során igazolni kell, hogy a figyelembe veendő terhekből és terhelő hatásokból az alábbi módon összeállított hatás-oldali jellemző (általában igénybevétel) tervezési értéke ( $E_d$ ) nem nagyobb, mint a teherbírás tervezési értéke ( $R_d$ ), azaz:

$$E_d \leq R_d$$

A hatás oldali jellemző (általában igénybevétel)  $E_d$  tervezési értékét a [2]-ben szereplő, teherbírási határállapothoz tartozó hatáskombinációk eredményeként kell előállítani.

A fáradás részletes vizsgálatához a [4]-ben ismertetett külön tehermodellek állnak rendelkezésre.

A földrengésvizsgálat során figyelembe veendő szeizmikus hatást, a szeizmikus tervezési állapot szerinti követelményeket és a földrengésvizsgálat módját [20] és [21] tartalmazza.

A teherbírási határállapotok (a fáradási határállapot kivételével) erőtani követelményeinek igazolásakor a hatás-oldali jellemző (általában igénybevétel) tervezési értékének ( $E_d$ ) meghatározásához (a [2] szerinti összefüggésekben szereplő  $\gamma_{sd} = 1,0$  feltételezésével) hidak esetén a következő hatáskombinációkat kell alkalmazni:

a) Tartós és ideiglenes tervezési állapotban:

- közelítő számítás esetén (alapkombináció)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

- részletes erőtani számítás esetén:

$$\max \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \right. \\ \left. \sum_{j \geq 1} (0,85 \gamma_{Gj, \text{sup}} G_{kj} + \gamma_{Gj, \text{inf}} G_{kj}) + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \right.$$

8. táblázat: Parciális tényezők a közúti hidak tervezéséhez

Hatás	Jelölés	Tervezési állapot	
		Tartós és Ideiglenes	Rendkívüli
Állandó hatások: tartószerkezeti elemek és nem tartószerkezeti elemek önsúlya, földnyomás, talajvíznyomás és felszíni víznyomás(*)			
kedvezőtlen	$Y_{Gsup}$	1,35	1,00
kedvező	$Y_{Ginf}$	1,00	1,00
Feszítőerő	$Y_P$	1,00(**)	1,00
Süllyedés	$Y_{Gset}$	1,00	
Forgalmi hatások	$Y_Q$	1,35	1,00
kedvezőtlen		0	0
kedvező			
Egyéb esetleges hatások	$Y_Q$	1,50	1,00
kedvezőtlen		0	0
kedvező			
Rendkívüli hatások	$Y_A$		1,00

(\*) A zsgorodás, mint állandó jellegű terhelő hatás biztonsági tényezője:  $\gamma_{ch}=1,0$ .

(\*\*) A legtöbb teherbírasi határállapotban a feszítőbetéttel bevitt feszítés kedvező hatású, ezért  $\gamma_{Pfav}=1,0$ .

Stabilitási vizsgálatoknál, ahol a feszítőerő növekedése kedvezőtlen hatású (pl. külső kábele feszítés)  $\gamma_{Punfav}=1,3$ .

Lokális vizsgálatoknál  $\gamma_{Punfav}=1,2$  értéket kell alkalmazni.

b) Rendkívüli tervezési állapotban:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

c) Szeizmikus tervezési állapotban:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

ahol:

- $G_{kj}$  a j-edik állandó hatás karakterisztikus értéke
- $P_k$  a feszítési hatás karakterisztikus értéke
- $Q_{k1}$  a kiemelt esetleges hatás karakterisztikus értéke
- $Q_{ki}$  a nem kiemelt, i-edik esetleges hatás karakterisztikus értéke
- $A_d$  a rendkívüli hatás tervezési értéke
- $A_{Ed}$  a szeizmikus hatás tervezési értéke
- $Y_G$  az állandó hatás parciális tényezője tartós és ideiglenes tervezési állapotban
- $Y_P$  a feszítés parciális tényezője tartós és ideiglenes

tervezési állapotban

$Y_Q$  az esetleges hatás parciális tényezője tartós és ideiglenes tervezési állapotban

$\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$  kombinációs tényezők a 9. táblázat szerint.

A parciális tényezők közúti hidakra vonatkozó értékeit a 8. táblázat tartalmazza. A  $\Psi$  tényezők közúti hidakra vonatkozó értékeit a 9. táblázat tartalmazza.

### 5.2. Használhatósági határállapotok

A használhatósági határállapotok erőtan követelményeit csak tartós és ideiglenes tervezési állapotban kell igazolni, e vizsgálatokhoz közúti hidak esetén a következő hatáskombinációt kell alkalmazni:

a) Karakterisztikus kombináció

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

b) Gyakori kombináció

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

c) Kvázi-állandó kombináció

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

A  $\Psi$  tényezők értékei a 9. táblázatban találhatók.

### 5.3. A forgalmi terhek más hatásokkal való egyidejűsége

A forgalmi tehercsoportok más hatásokkal (a többi esetleges hatással és az állandó hatásokkal) való egyidejűségét előíró, [6] szerinti szabályok (melyek elsősorban azon alapulnak, hogy a közúti járműforgalom és a meteorológiai hatások egyidejű előfordulásának valószínűsége korlátozott) a 8. és 9. táblázatokban megadott parciális és kombinációs tényezők számszerű értékeinek behelyettesítésével a következők:

9. táblázat: Kombinációs tényezők a közúti hidak tervezéséhez

Hatás	Jelölés		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Forgalmi terhek	gr1 (LM1)	lkertengely (TS)	0,75	0,75	0
		Megoszló és járdateher (UDL)	0,40	0,40	0
	gr1b	Egytengelyű modell (LM2)	0	0,75	0
	gr2 (vízszintes erők)		0	0	0
	gr3 (gyalogosforgalomból származó terhek)		0	0	0
	gr4 (LM4) (embertömeg)		0	0,75	0
	gr5 (különleges járművek)		0	0	0
Szélhatás	$F_{wk}$	Tartós tervezés állapotában	0,6	0,2	0
		Ideiglenes tervezés állapotában	0,8	-	0
	$F_w^*$		1,0	-	-
Hőmérsékleti hatás	$T_k$		0,6	0,6	0,5
Építési teher	$Q_c$		1,0	-	1,0

### 5.3.1. Teherbírási határállapot

Teherbírási határállapotban (a fáradási határállapot kivételével), tartós és ideiglenes tervezési állapotban:

$$\sum_{j \geq 1} (1,00 \text{ vagy } 1,35) G_{kj} + I,0 P_k + \begin{cases} 1,35 \text{ gr1a} + 1,5 \times \min(0,6 F_{wk}, F_w^*) \\ 1,35 \text{ gr1b} \\ 1,35 \text{ gr}i_{i=2,3,4,5} \\ 1,5 T_k + 1,35 (0,75 \text{TS} + 0,4 \text{UDL} + 0,4 q_{rk}^*) \\ 1,5 F_{wk} \end{cases}$$

(alapkombináció)

vagy részletes erőteni vizsgálat esetén:

$$\max \left\{ \begin{aligned} & \sum_{j \geq 1} (1,00 \text{ vagy } 1,35) G_{kj} + I,0 P_k + 1,35 (0,75 \text{TS} + 0,4 \text{UDL} + 0,4 q_{rk}^*) + 1,5 \times \min(0,6 F_{wk}, F_w^*) \\ & \sum_{j \geq 1} (1,00 \text{ vagy } 0,85 \times 1,35) G_{kj} + I,0 P_k + \begin{cases} 1,35 \text{ gr1a} + 1,5 \times \min(0,6 F_{wk}, F_w^*) \\ 1,35 \text{ gr1b} \\ 1,35 \text{ gr}i_{i=2,3,4,5} \\ 1,5 T_k + 1,35 (0,75 \text{TS} + 0,4 \text{UDL} + 0,4 q_{rk}^*) \\ 1,5 F_{wk} \end{cases} \end{aligned} \right.$$

ahol a TS ill. az UDL jelölés az 1. tehermodell (LM1) iker-tengelyeinek ill. a megoszló terheinek karakterisztikus értékeit jelöli. Ezen túlmenően  $T_k$  a hőmérsékleti hatás,  $F_{wk}$  és  $F_w^*$  a szélhatás karakterisztikus értékeit jelölik.

### 5.3.2. Használhatósági határállapot

a1) Karakterisztikus kombináció

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + (P_{k,inf} \text{ vagy } P_{k,sup}) + \begin{cases} \text{gr1a} + \min(0,6 F_{wk}, F_w^*) \\ \text{gr1a} + 0,6 T_k \\ \text{gr1b} \\ \text{gr}i_{i=2,3,4,5} + 0,6 T_k \\ T_k + (0,75 \text{TS} + 0,4 \text{UDL} + 0,4 q_{rk}^*) \\ F_{wk} \end{cases}$$

b) Gyakori kombináció:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + (P_{k,inf} \text{ vagy } P_{k,sup}) + \begin{cases} (0,75 \text{TS} + 0,4 \text{UDL} + 0,4 q_{rk}^*) + 0,5 T_k \\ 0,75 \text{ gr1b} \\ 0,75 \text{ gr4} \\ 0,6 T_k \\ 0,2 F_{wk} \end{cases}$$

c) Kvázi-állandó kombináció:

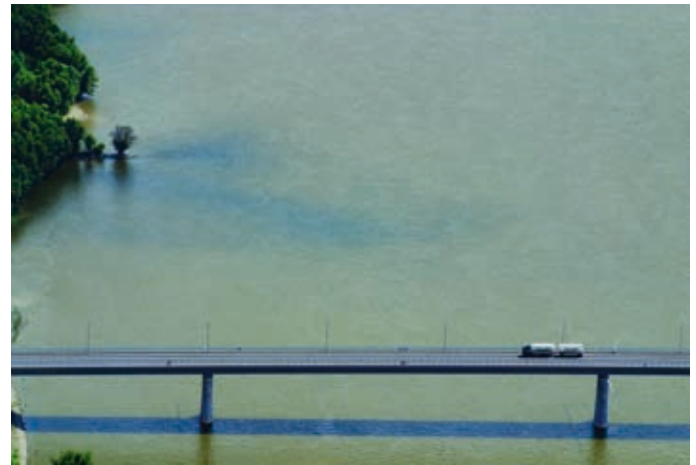
$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + (P_{k,inf} \text{ vagy } P_{k,sup}) + 0,5 T_k$$

### Irodalom

- [1] Farkas Gy.: A tartószerkezeti Eurocode-ok, Közúti és Mélyépítési Szemle, LVI. évf., 1. szám
- [2] Farkas Gy. - Lovas A. - Szalai K.: A tartószerkezeti tervezés alapjai az Eurocode szerint, Közúti és Mélyépítési Szemle, LVI. évf., 1. szám
- [3] Huszár Zs. Lovas A. - Szalai K.: A tartószerkezeti hatások az Eurocode szerint, Közúti és Mélyépítési Szemle, LVI. évf., 2. szám
- [4] Farkas Gy. - Huszár Zs. - Kovács T. - Szalai K.: Betonszerkezetek Eurocode szerinti tervezése, TERC, Budapest, 2006
- [5] MSZ EN 1990:2005 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai
- [6] MSZ EN 1990:2002/A1:2006 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai
- [7] MSZ EN 1991-1-1:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhe
- [8] MSZ EN 1991-1-4:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás
- [9] MSZ EN 1991-1-5:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások

1-5. rész: Általános hatások. Hőmérsékleti hatások

- [10] MSZ EN 1991-1-6:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-6. rész: Általános hatások. Hatások a megvalósítás során
- [11] MSZ EN 1991-1-7:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-7. rész: Általános hatások. Ütközésből és robbanásból származó rendkívüli hatások
- [12] MSZ EN 1991-2:2004 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 2. rész: Hidak forgalmi terhei
- [13] Kovács T.: Közúti hidak Eurocode szerinti forgalmi terhei, Közúti és Mélyépítési Szemle, 51. évf., 3. szám, 2001., Budapest, pp. 115-121.
- [14] Kovács T.: Közúti hidak Eurocode szerinti forgalmi terhei, A 41. Országos Hídmérnöki Konferencián elhangzó előadások tömörítetténei, Szolnok, 2000. október 11-13. pp. 32-35.
- [15] Szalai K. (főszerk.) - Farkas Gy. - Erdélyi A. - Loykó M. - Koris K. - Kovács T. - Péczely A.: Vasbetonhíd kézikönyv és tervezési segédlet, 2.1 fejezet: Hidak forgalmi terhei és hatásai, 1999., BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, Budapest, pp. 272-299.
- [16] Farkas Gy. - Kovács T. - Szalai K.: Hídszabályzatok, Mélyépítő Tükörcsill, 2003. június, Budapest, pp. 32-33.
- [17] Kovács T.: A közúti vasbeton hidak Eurocode szabványai, Betonévkönyv 2005 (főszerk.: Szalai K.), Magyar Betonszövetség, 2005, pp. 111-146.
- [18] Gulvanessian, H., Farkas, Gy., Kovács, T.: Comparative analysis on using Eurocode and two national codes in concrete bridge design, Revue française de génie civil, Vol.5-No.4, 2001, pp. 435-467.
- [19] Szalai K. - Kovács T.: Az MSZ szerinti teherbírási követelmények változása a XX. században, és azok összehasonlítása az Eurocode szerintiekkel, Vasbetonépítés, II. évf., 3. szám, 2000., Budapest, pp. 76-82.
- [20] MSZ EN 1998-1:2005 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok
- [21] MSZ EN 1998-2:2006 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése. 2. rész: Hidak



### Summary

#### ACTIONS ON HIGHWAY BRIDGES ACCORDING TO THE EUROCODE

This paper deals with the actions to be taken into account for the structural design of highway bridges. It introduces the traffic loads and the relevant application rules in detail. It also contains the rules for the combination of actions needed to determine the action effects in the design requirements, the specifications for the simultaneity of variable actions as well as the relevant partial and combination factors. The variable actions on highway bridges other than traffic loads are only summarized in this paper.

**Az IABSE szimpóziuma Budapesten**

Az 1929-ben alapított, zürichi székhelyű Nemzetközi Híd- és Szerkezetépítési Egyesület (angolul IABSE, németül IVBH, franciául AIPC) fennállása óta első alkalommal Budapesten tartotta szakos szimpóziumát, ezt megelőzően pedig az évente esedékes vezetőségi megbeszéléseket és közgyűlést. A szeptember 13. és 15. között lezajlott szimpózium helyszíne a Duna Intercontinental szálloda volt. A szervezési feladatokat az IABSE Magyar Nemzeti Csoportja és a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszéke egymással együttműködve látta el. A tudományos bizottságot dr. Farkas György, a szervező bizottságot dr. Dunai László vezette. A lebonyolítást az Assisztencia Kft. végezte.

A szimpózium rendezésének jogát a Magyar Nemzeti Csoport eredetileg 2005-re kapta, de a **fib**-szimpóziummal való ütközés elkerülése érdekében a két nemzetközi szervezet az IABSE-szimpóziumot 2006-ra tette át.

A szimpózium fő témája a következő volt: Válasz a holnap kihívásaira a szerkezetépítésben. Az egyes ülések témái: Az üveg alkalmazása; Szerkezettervezés és -elemzés; Szerkezetek vizsgálata és ellenőrzése; Szálerősítésű polimerek alkalmazása; Informatiótechnológia a mérnöki munkában; Újszerű megoldások; Helyreállítás, javítás és erősítés; Különleges szerkezetépítési problémák; A megbízhatóság értékelése; Új szerkezetek; Nagy teljesítőképességű anyagok; Földrengések hatása.

A bejelentkezett résztvevők száma több, mint 400 volt, ezen belül közel 50 magyar. A külföldiek közül az átlagot meghaladó számban voltak jelen Japánból, Kínából, az USA-ból, Svájcban és Németországból. A kísérő személyek száma 80 volt.

A megadott határidőre 47 országból közel 400 előadókivonat érkezett. Ezekből a tudományos bizottság 133 dolgozatot fogadott el szóbeli előadásra, 61-et pedig poszterkiállításon való bemutatásra.

A magyar előadók száma - beleértve a külföldi társszerzővel együttműködőket - tizenegy volt. A poszterek között 16 magyar szerzőt, ill. szerzőcsoportot láthattunk.

A nyitó- és záróünnepséget, tovább néhány kulcsfontosságú előadást az összes résztvevő jelenlétében tartottak meg, egyébként pedig három teremben párhuzamos előadások zajlottak.

A két és fél napos programon belül kb. két órában a munkacsoportok beszámolóit hangzottak el, másfél órában pedig a poszterek készítői álltak az érdeklődők rendelkezésére. Az utolsó nap délutánján a résztvevők hajóutazáson vettek részt, a budapesti Duna-hidak alulról történő megtekintésével.

A résztvevők megkapták a szimpózium anyagát könyvben és CD-n.

A szimpóziumot több hazai és nemzetközi intézmény és cég támogatta. A szakmai programot cégek kiállítása is színesítette.

A nemzetközi egyesület vezetői, valamint a résztvevők a rendezvényt szakmailag sikeresnek és jól szervezettnek minősítették.

**Dr. Träger Herbert**

**Hidak teljes élettartam költségelemzése**

Applying LCCA to Bridges

Adel Al-Wazeer, Bobby Harris, Christopher Nutakor  
Public Roads Vol. 69, No. 3, Nov/Dec 2005.  
(<http://www.tfhr.gov/pubrds/05nov/09.htm>)

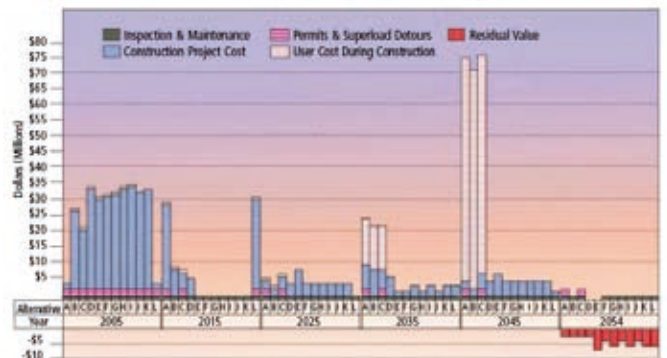
A teljes élettartam időszakára elvégzett költségelemzés egy olyan döntés-előkészítő gazdasági eszköz, amelynek segítségével az infrastruktúra projekt-változatok közül a legkedvezőbb kiválasztható. Egy erősen leromlott állapotú híd esetén a vizsgálat



1. ábra: A Grand River híd az I-90 autópályán (Ohio állam, USA)

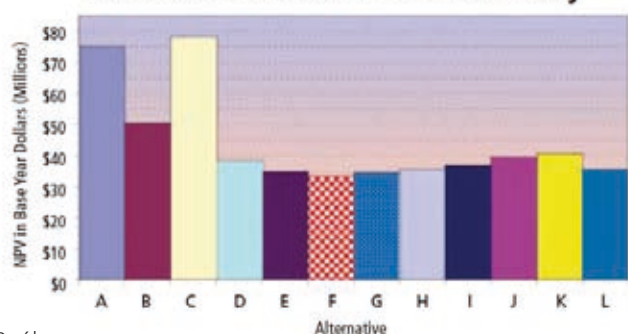
elvégzése lehetővé teszi a leghatékonyabb rehabilitációs stratégia megtalálását. A teljes élettartam költségelemzés elvégezhető híd-fenntartás, burkolatcsere, felszerkezet csere, szélesítés, megerősítés vagy teljes rekonstrukció figyelembevételével. A költségek vizsgálatába a hídkezelő tervezési, építési, fenntartási, rehabilitációs és rekonstrukciós költségei mellett a híd használóinak költségeit is be kell vonni. A nettó jelenértékre történő átszámítás eredményezi a különböző időpontokban jelentkező költségek összehasonlíthatóságát. A legalacsonyabb teljes élettartam költségű változat mellett azonban egyéb változatok is szóba jöhetnek környezeti vagy politikai szempontok alapján. A költségek becsléséhez jó

**Cashflow Timeline of Ohio LCC Study Alternatives**



2. ábra: Költségek időbeli alakulása a teljes élettartam költségelemzés változatokhoz (Ohio)

### Alternatives Comparison of Net Present Values for Ohio LCC Study



3. ábra:

Az egyes változatok nettó jelenértékeinek összehasonlítása (Ohio vizsgálat)

A-D meglévő szerkezet felújítása E-L új szerkezet építése

segítségét ad a Pontis hídgazdálkodási rendszer adatbázisa és elemző képessége. A hídkezelőkkel szembeni elvárás gazdaságos, hosszú élettartamú, alacsony fenntartási igényű hidak működtetése a forgalom minimális zavarásával. Az USA Útügyi Kutatási Programjának keretében a közelmúltban kifejlesztettek egy hidak teljes élettartamú költségelemzésére alkalmas szoftvert. Ohio államban ezzel a módszerrel határozták meg egy 1960-ban épült folyami híd felújításának módját. A vizsgált híd 265 m hosszú iker acélszerkezet egyenként 12,2 m szélességgel. A híd felszerkezetének rossz állapota sürgette a rehabilitációt. A hídmérnökök 50 éves időszakra 12 változatot elemeztek. Ebből 4 változat a meglévő szerkezet fenntartását, megerősítését, illetve szélesítését irányozta elő. A további 8 különböző változat teljes felszerkezet cserét vagy új hídszerkezet építést tartalmazott, ez utóbbi esetben 17 m szélességgel. Acél és beton szerkezetek egyaránt előfordultak a változatok között. A költségek között a már említettek mellett az építési lezárások és forgalomterelések miatti költség is szerepelt. Az elemzési időszak végére a szerkezet maradványértékét megbecsülték. A meglévő szerkezetből kiinduló változatok között a megerősítés és egyidejű szélesítés bizonyult a leghatékonyabbnak. Ezzel közel egyenértékű, esetenként kissé jobb megoldást eredményezett az új szerkezet építésének több változata. A döntés-előkészítő javaslat új acél vagy beton hídszerkezet építését tartalmazta az eredeti helyén. Az érzékenységi-vizsgálatok szerint a kétféle anyagú hídszerkezet közötti költségkülönbség a hibahatáron belül mozog. Összefoglalva: a hidak teljes élettartam költségelemzése olyan költségghatékony és optimális hosszú távú tervezést és gazdálkodást biztosít, amely az elérhető erőforrások legjobb kihasználását eredményezi.

G. A.

#### Közúti repedéskiöntés gyakorlati, interaktív objektum-orientált gépi látással

Practical, Interactive and Object-Oriented Machine Vision for Highway Crack Sealing

Xin Feng, Rene Mathurin, Steven A. Velinsky

Journal of Transportation Engineering

2005. 6. p. 451-459. á:10, t:-, h:20.

A cikk egy gépi látáson alapuló rendszert ismertet, mely a burkolat repedéseit azonosítja egy automatizált robotkaros repedéskiöntő gép számára. A rendszert a Kaliforniai Állami Egyetem Korszerű Közúti Fenntartási és Építési Technológiai Kutató Központja fejlesztette. Fő egysége egy nagy felbontású digitális kamera, amely mozgó vagy álló képeket vesz fel egy 3,7 x 4,3 m területen. A mozgóképeket a repedések megkeresésére használják fel, a nagyobb felbontású állóképek a robotkar útvonalának pon-

tos tervezését szolgálják. A rendszert felügyelő operátor fontos szerepet kap, mert ő jelöli ki a kiöntendő repedéseket. A teljesen automatizált rendszerhez képest az interaktív megoldás olcsóbb, egyszerűbb hardvert igényel, algoritmusai áttekinthetőbbek, fejlesztése és megvalósítása könnyebb, működtetése kényelmesebb, gyorsabb, pontosabb és megbízhatóbb. A rendszer vezérlése felhasználja a számítógépes grafika és az objektum-orientált programozás legújabb eredményeit. Az értékelő algoritmus biztosítja, hogy a már kiöntött repedéseket ne vegyék újból figyelembe. A belső hálózaton a kamera által felvett kép 2 másodperc alatt megjelenik az operátor előtt, 1 másodperc alatt korrigálja a gép a torzítást, mintegy 10 másodperc alatt felismeri és azonosítja a repedéseket az automatizált képfelismerés és az operátori beavatkozás együttműködésével, további 1 másodpercet igényel a robotkar optimális útvonalának tervezése, majd 10 másodperc alatt a gép elvégzi egy teljes sáv szélességű repedés kiöntését. Átfedéssel is végezhető a tevékenység, amíg a robotkar a repedés kiöntéssel van elfoglalva, az operátor már a következő képen dolgozhat. A bemutatott rendszer prototípusát Kaliforniában sikeresen használják a közutak burkolati repedéseinek kiöntésére.

G. A.

#### Rugalmas hagyományos burkolatalapok háromdimenziós dinamikus elemzése

Three-Dimensional Dynamic Analysis of Flexible Conventional Pavement Foundation

Bassam Saad, Hani Mitri, Hormoz Poorooshasb

Journal of Transportation Engineering

2005. 6. p. 460-469. á:7, t:5, h:29.

A cikkben ismertetett kutatás a hagyományos rugalmas útpályaszerkezet rendszerek dinamikus viselkedésének megismerésére irányul. Az egyes kerékekkel terhelt burkolaton a pályaszerkezet tervezés igényeinek megfelelően háromdimenziós véges elemes modellezéssel meghatározták az aszfaltbeton réteg alján keletkező fáradási feszültséget és az altalaj tetején létrejövő nyomvályú-képző feszültséget. A rugalmas-képlékeny alapréteg hatását és az altalaj feszültség hatására létrejövő rugalmas-képlékeny felkeményedését vizsgálták időben háromszög alakú dinamikus terhelés hatására. Az ADINA véges elemes modell negyedterében az aszfaltréteget 720 elemmel, az alapréteget 1080 elemmel és az altalajt 2160 elemmel vették figyelembe. A részletes paraméteres modell segítségével kimutatták az alapréteg szilárdságának és vastagságának, valamint az altalaj minőségének hatását a fáradási és a nyomvályú-képző feszültségek alakulására, valamint a függőleges felületi behajlásra. A rugalmas-képlékeny alapréteget a Ducker-Prager modell szerint, az altalajt a Cam Clay modell szerint vették figyelembe. Az alapréteg rugalmas-képlékeny viselkedése a lineárisan rugalmashoz képest 46%-kal növelte a nyomvályú-képző feszültséget, 28%-kal a maximális húzófeszültséget (fáradási feszültséget) az aszfaltbeton réteg alján és 30%-kal a függőleges felületi behajlást. Az altalaj minősége nem volt hatással a fáradási feszültségre. A jobb minőségű altalaj mintegy 60%-kal csökkentette a nyomvályú-képző feszültséget. A fáradási feszültség a nagyobb szilárdságú alapréteg esetén 31%-kal mérséklődött. Az alapréteg vastagságának felére csökkentése a fáradási feszültség 38%-os és a nyomvályú-képző feszültség 50%-os növekedését eredményezte.

G. A.



**I. helyezés** Mátyus Károly: Hídbelső



**II. helyezés** Dakó Andrea: Fekete-fehér



**III. helyezés** Virág Mihály: Út a tavaszba



**IV. helyezés** Tóth Viktor: Köd



**V. helyezés** André László: Május



**Különdíj** Tóth Viktor: A nap ereje

### **Közúti fotópályázat nyertesei**

Az idén Egerben rendezett, 34. Útügyi Napok keretében átadták az évente meghirdetett közúti fotópályázat elismerő okleveleit. Októberi lapszámunkban a „Közúti műtárgyak” kategória helyezettjeit, és a zsűri által különdíjban részesített felvételt mutatjuk be.

ÁRA | 300 FT

## REVUE OF ROADS AND CIVIL ENGINEERING

HUNGARIAN MONTHLY REVUE OF ROADS  
AND CIVIL ENGINEERING  
BUDAPEST

**A SZERKESZTÉSÉRT FELELŐS:** DR. KOREN CSABA

**SZERKESZTŐSÉG:** SZÉCHENYI ISTVÁN EGYETEM,

KÖZLEKEDÉSÉPÍTÉSI ÉS TELEPÜLÉSMÉRNÖKI TANSZÉK

UNIVERSITAS-GYŐR KHT.

9026 GYŐR, EGYETEM TÉR 1.; TEL.: 96 503 452; FAX: 96 503 451;

**E-MAIL:** KOREN@SZE.HU, TOTHZS@SZE.HU

**KIADJA:** MAGYAR KÖZÚT KHT. 1024 BUDAPEST, FÉNYES ELEK U. 7–13.

**DESIGN ÉS NYOMDAI MUNKA:** INSOMNIA REKLÁMÜGYNÖKSÉG KFT.

ELŐFIZETÉSBEN TERJESZTI A MAGYAR POSTA RT. HÍRLAP ÜZLETÁGA  
1008 BUDAPEST, ORCZY TÉR 1.

ELŐFIZETHETŐ VALAMENNYI POSTÁN, KÉZBESÍTŐKNÉL,

E-MAILEN: HIRLAPELOFIZETES@POSTA.HU, FAXON: 303 3440.

TOVÁBBI INFORMÁCIÓ: 06 80 444 444.

MEGJELENIK HAVONTA **600** PÉLDÁNYBAN.

KÜLFÖLDÖN TERJESZTI A „KULTÚRA” KÜLKERESKEDELMI VÁLLALAT  
(BUDAPEST 62, POSTAFIÓK 149).

INDEX 25 572 ISSN 1419 0702