

Román Zsolt¹ – Vigh László Gergely²

ACÉLSZERKEZETŰ IRODAHÁZ TERVEZÉSE KÜLSŐ ROBBANÁSTERHERRE³

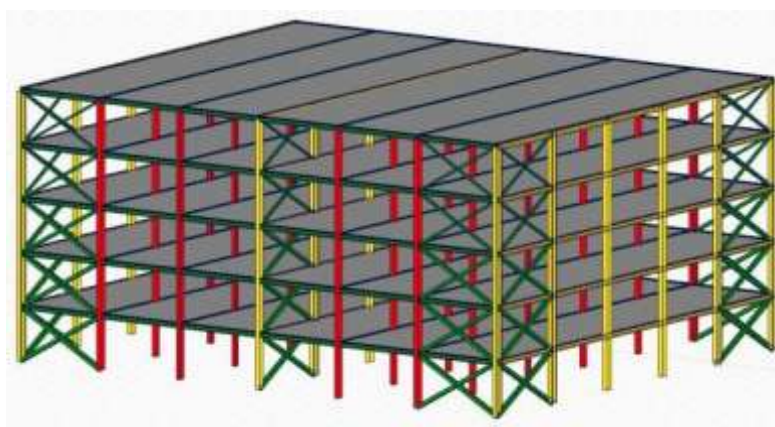
A rendkívüli terhekre történő tervezés eddig itthon elhanyagolt részét képezi a robbanástérhekre történő méretezés. E cikk keretein belül ismertetésre kerül a tervezési folyamat főbb részeinek összegzése. Az épület először hagyományos terhekre lett megtervezve, valamint magyarországi földrengési hatásra. Ezután egy terrorista támadást feltételezve robbanási hatásra lett vizsgálva az épületet. Az emberélet védelmét szem előtt tartva, és a szerkezeti vizsgálatok alapján belátjuk, hogy a szabványos védőtávolságoknak létjogosultságuk van, valamint robbanásálló üvegezés is szükséges. A módosítások után a dinamikai méretezési eljárás kerül elvégzésre, és kimutattuk hogy a szerkezet megfelel. Ehhez disszipatív, energiaelnyelő kereteket kellett tervezni.

DESIGN OF AN AIRPORT OFFICE BUILDING FOR EXTERIOR BLAST LOADING

Structure design for external explosions caused by terrorist attacks is quite an unusual and new part of structural engineering. Within this study, the details of the design procedure will be presented. The building was first designed to withstand conventional loads including hungarian seismic effects. Then we assume a terrorist attack (car bomb) and check the building for this. Considering protection of human life and the structural integrity, we show that safety distances are required, together with blast resistant glazing. After carrying out the required modifications we do a dynamic design calculation and show that the structure is adequate. This required the frames to be designed as dissipative.

AZ ÉPÜLET ISMERTETÉSE

A vizsgált épület egy 6 méteres raszterű, 30 m*36 m alapterületű, 5 szintes, 17 m magas épület. Az 1. ábrán látható az épület térbeli nézete, a 2. ábrán az általános alaprajz.

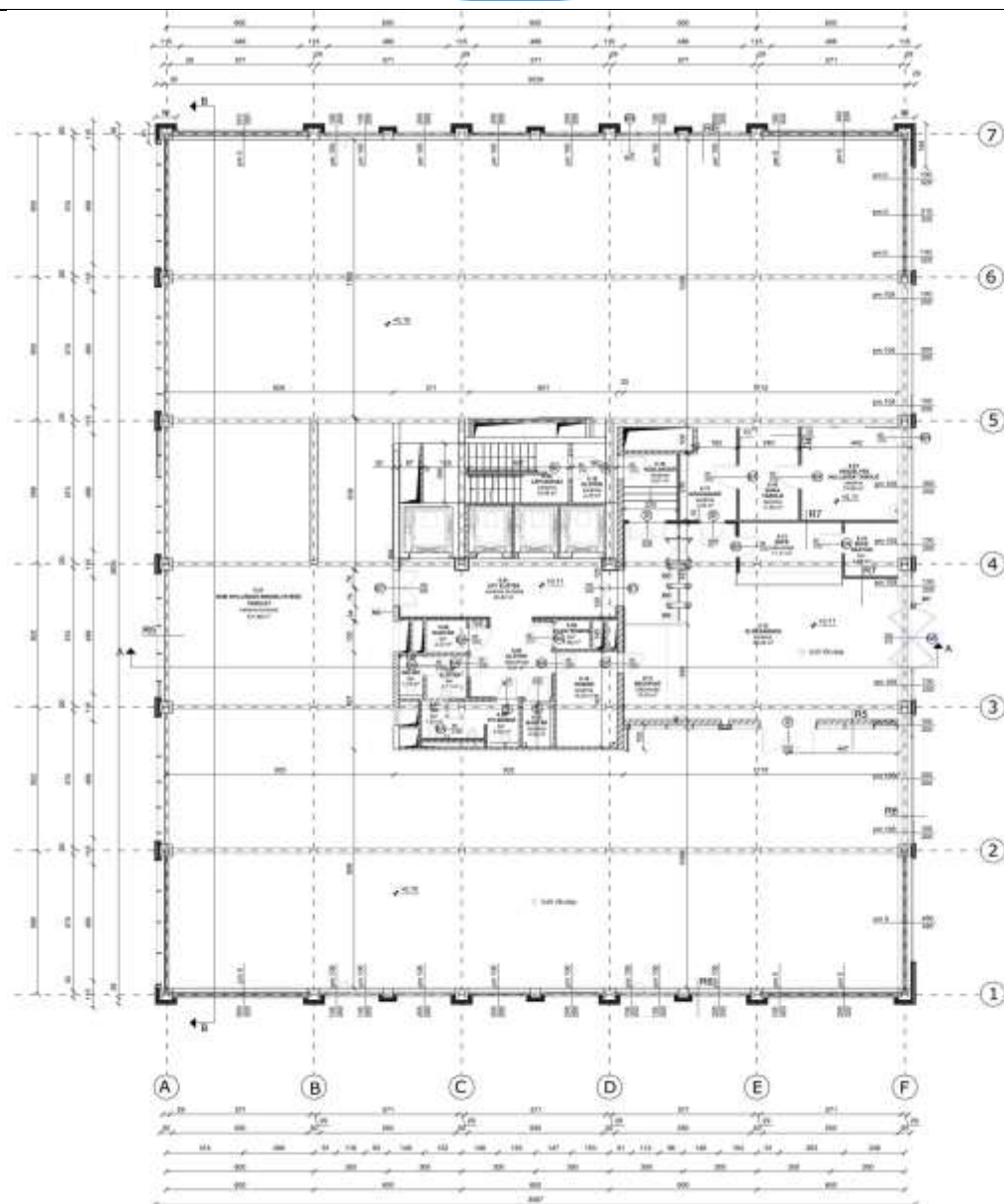


1. ábra Az épület térbeli nézete [1]

¹ Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar, zsolt.roman@gmail.com

² Budapesti Műszaki Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszék, geri@vbt.bme.hu

³ Lektorálta: Prof. Dr. Lukács László, egyetemi tanár, Nemzeti Közszolgálati Egyetem Műszaki szakcsoport, lukacs.laszlo@uni-nke.hu



2. ábra Általános alaprajz [1]

A 30m-es fesztávon merev keretállásokat alkalmazunk, a másik irányban csuklósak a kapcsolatok, az épület sarkaiban rácsos merevítőrendszer kerül elhelyezésre. A 4. táblázatban bemutatásra kerülnek a kiindulási és a végső szerkezet szelvényei is. A hagyományos terhekre történő méretezés ismertetésétől jelen cikkben eltekintünk.

DINAMIKUS TERHEK TERVEZÉSI KÖVETKEZMÉNYEI

ANYAGJELLEMZŐK VÁLTOZÁSA

Dinamikus terhelésnél az anyagok másképp viselkednek, mint statikus terhelésnél. Fémeknél a fémszerkezetben a kristályokban lévő hibák, diszlokációk az alakváltozás során elrendeződnek, kisimulnak. Ha hirtelen terhelést kap az anyag, akkor ezek a diszlokációk felhalmozódhatnak, összesűrűsödhetnek, ami a mechanikai jellemzők növekedését okozza. Acélnál a sza-

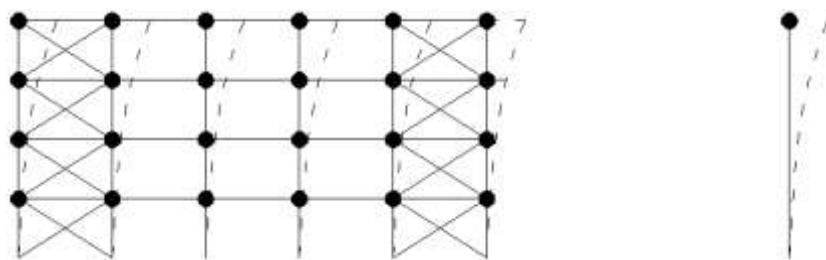
kítószilárdság változik, betonnál a rugalmassági modulus és a szilárdsági értékek is. Az összehasonlítás alapja az ún. nyúlássebesség, vagy terhelési arány (strain rate), melynek mértékegysége Hz. A terhelés frekvenciája a vizsgált szerkezeti elem alakváltozásából és az ennek folyamán történő acélmegfolyásig eltelt időtartamból számítható. Tipikus terhelési frekvenciák: földrengés esetén 10^{-1} Hz, ütközéseknél 10^1 Hz, robbanásoknál 10^3 Hz. A szilárdsági értékek növekedését figyelembe vevő szorzótényező értéke az adott igénybevétel (húzás, nyomás, hajlítás, nyírás) típusától is függ, valamint attól hogy a képlékeny alakváltozást mérő duktilitási arányszám 10 alatt vagy felett van, de általánosságban kimondható, hogy 10% körüli növekedést lehet feltételezni, és ez igen konzervatív megközelítés.

HATÁRÁLLAPOTOK

Mint minden tervezési feladatnál, a robbanásra történő tervezésben is definiálni kell a határállapotokat. A szerkezeteket gazdaságosan csak úgy tudjuk megtervezni, hogy kihasználjuk a képlékeny alakváltozási képességüket. A képlékeny tartományban azonban a határállapotok definiálása nem annyira egzakt, mint rugalmas tartományban, a mérnöki szubjektivitás is megjelenik tényezőként. Egyrészt korlátozni kell a képlékenyedés mértékét, hogy az adott elem ne érje el a szakadását eredményező alakváltozást, ezt a szilárdsági szempontból történő határállapotot acélszerkezeteknél a rugalmas és képlékeny alakváltozás hányadosaként értelmezett duktilitási tényező szabja meg, míg vasbeton-, és falazott szerkezeteknél a relatív csomóponti elfordulások a meghatározók. A szilárdsági megközelítés mellett globális értelemben a geometriai nemlinearitás is figyelmet követel. A túlzott alakváltozás következtében felerősödhetnek a másodrendű hatások, és ez főleg globális szinten, de akár lokalizált tönkremenetel esetén is láncreakciót indíthat be a romosodási folyamatban. Megjegyzendő, hogy a szakirodalomban többféleképpen is közölt alakváltozási határértékek meghatározásának a megfontolásai, feltételezései, illetve az, hogy milyen tönkremenetelt igyekszik elkerülni, nincsenek publikálva. Szintén nincsen publikálva megfelelően, hogy mit neveznek a szerzők „mérsékelt”, illetve „súlyos” romosodási szintnek a táblázatok készítésénél.

MÉRETEZÉSI ELJÁRÁSOK

A gyakorlati méretezési eljárások mind egyszabadságfokú rendszerekre lettek kidolgozva. A 3. ábrán látható egy általános merevített acélszerkezetű keretállás. A csomópontokba redukált tömegek figyelembevételével ez egy többszabadságfokú rendszer. A rezgésalakokban a tömegcsomópontok eltérő amplitúdóval szerepelnek, így a dinamikai egyenletek hosszadalmas mátrix-számításokra vezetnének.



3. ábra Helyettesítő egyszabadságfokú rendszer

Ezt elkerülendő, néhány egyszerűsítéssel élve a 3. ábrán látható jobb oldali egy tömegcsomópontú, egyszabadságfokú rendszerre alakítjuk az épületet. Az ekvivalens rendszer attól lesz ekvivalens, ha egyenértékűsítjük a rá ható erőket, illetve a tömegét.

A redukálás alapja az, hogy a redukált teher által az ekvivalens rezgőrendszeren végzett külső munka legyen egyenlő a ható teher vizsgált elem feltételezett alakváltozása során végzett külső munkájával, valamint, hogy az ekvivalens rezgőrendszer kinetikus energiája egyezzen meg a vizsgált szerkezet kiválasztott alakváltozáshoz tartozó kinetikus energiájával.

A nagy képlékeny alakváltozásokhoz, többszabadságfokú rendszerekhez ugyan korlátozottan, de használható a dinamikus tényezőn alapuló eljárás, amikor helyettesítő statikus terhet alkalmazunk. Ettől sokkal pontosabb és általánosabb megoldást ad a gerjesztett rezgőmozgás nem-lineáris differenciálegyenletének numerikus megoldása. Ha a lökészerű terhelés lecsengési ideje kellően kicsi, akkor csupán a lökés impulzustartamára kell méretezni a szerkezetet, erre az esetre lett kidolgozva egy elegáns mérnöki eljárás, az energiaegyensúlyi egyenlet.

AZ ENERGIAEGYENSÚLYI EGYENLET

Az eljárás elve a következő: a külső teher által kiváltott kinetikus energia legyen egyenlő a tartó belső, egy adott x_m lehajlásig kialakuló alakváltozási energiájával. Az alakváltozási energia a teherbírási függvény alatti terület. A külső kinetikus energia az impulzusból a következőképp számítható: egy kezdetileg nyugalomban lévő rendszert a rá működtetett impulzus

$$\dot{x}_0 = \frac{I}{M} \quad (1)$$

sebességre gyorsít. Ebből a rendszerbe bevitt kinetikus energia:

$$KE = \frac{1}{2} M \dot{x}_0^2 = \frac{I^2}{2M} \quad (2)$$

ahol:

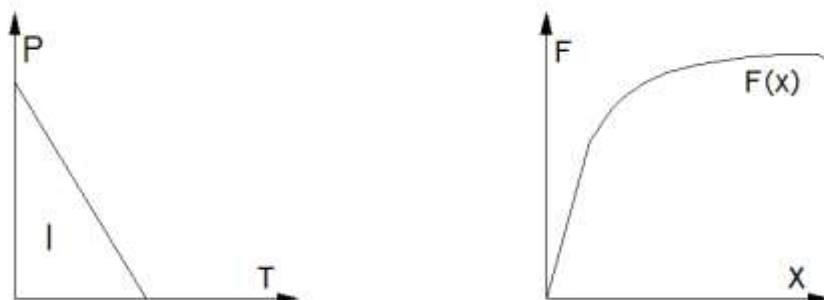
- x a rendszer elmozdulása;
- I a szerkezetre ható impulzus (4. ábra/a);
- M a teljes szerkezet tömege;
- KE a rendszerbe bevitt kinetikus energia.

Ezzel az energia mennyiséggel kell egyensúlyt tartania a tartó alakváltozási energiájának. Az egyensúlyi egyenlet bal oldalán alkalmazni kell az egyszabadságfokú redukciót, a jobb oldalra pedig a szerkezet erő-elmozdulás függvénye alatti terület kerül (4. ábra/b). Ebben az egyenletben az ismeretlen az x_m , az az elmozdulás ahol beáll az energiaegyensúly.

$$\frac{I^2}{2MK_{LM}} = \int_0^{x_m} F(x) dx \quad (3)$$

Az egyenletben:

- K_{LM} a teher és tömegtényezők hányadosa;
- $F(x)$ a szerkezet erő-elmozdulás függvénye.

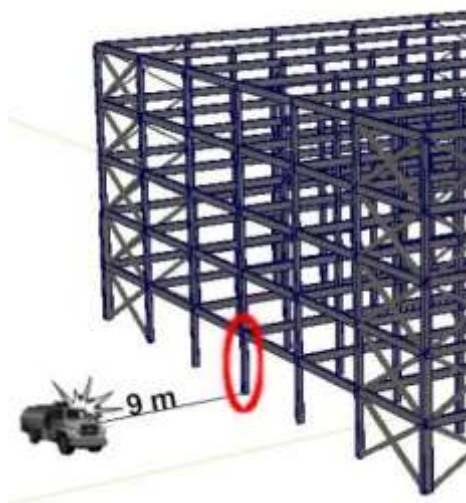


4. ábra Tipikus teherfüggvény (a) és teherbírásfüggvény (b)

ROBBANÁSTEHER VIZSGÁLATA

KIINDULÁSI ÁLLAPOT, I. VÁLTOZAT

Egy közelítő kockázatelemzés során a feltételezett robbanóanyag mennyiség (személyautó kategóriájú autóbombát feltételezve) 455 kg TNT-re adódott. Ezt kezdetben viszonylag közel, az épülettől 9 méterre tételezzük fel (5. ábra). A lökeshullámból származó terhek felvételének bemutatásától itt eltekintünk, eredményként 0,96 MPa homlokzati túlnyomást kapunk, melynek lecsengési ideje 4 ms.



5. ábra Tipikus teherfüggvény és teherbírásfüggvény [1]

Ekkora túlnyomás esetén az épület homlokzatának integritása nem tartható, számolni kell a nyílászárók tönkremenetelével. Ebben az esetben a lökeshullám által terhelt felület csupán az oszlopok saját szélessége. A hatalmas nyomás miatt így is azt mutatták a számítások, hogy az oszlopok megfelelősége csak a magasépítésben szokásos legmagasabb, S355 acélminőség esetén felelne meg. Emellett lényeges pont egy másik határállapot vizsgálata is, az emberi élet védelme. A nyílászárók tönkremenetele miatt a belső térbe bejutó lökeshullám súlyos emberi áldozatokkal járna.

A vizsgálatot az amerikai hadsereg által kidolgozott TM 5-1300 [2] útmutatója alapján végezzük el. A 3-5 ms lecsengési időknél az 1. táblázatot lehet használni. A táblázat alapján akár az

oldalirányú túlnyomást, akár a visszavert túlnyomást vesszük alapul, közel 100%-os a halálzási arány. Tehát az ablak mellett dolgozó emberek életveszélyben vannak, még akkor is, ha a repeszhatástól eltekintünk, és csak a túlnyomás tüdőre és fülre gyakorolt hatása alapján értékelünk. A túlnyomás értékek az épületben haladva csökkennek, de a földszint és az első emelet valószínűleg teljes területén a halált okozó érték felett maradnak.

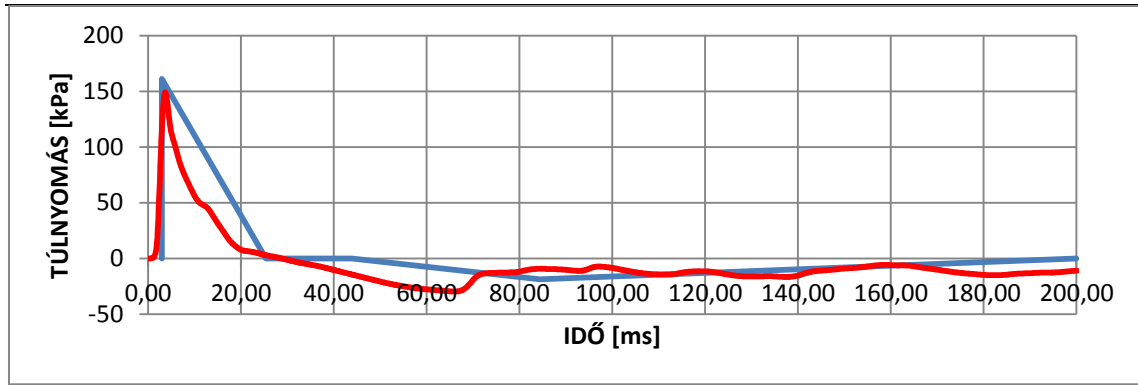
Vizsgált testrész	Ható túlnyomás [kPa]
Dobhártya szakadás	
Küszöbérték	35
50%	100
Tüdőkárosodás	
Küszöbérték	200-280
50%	415<
Halál	
Küszöbérték	690-830
50%	900-1240
Közel 100%	1380-1720

1. táblázat 3-5 ms-os lökeshullámok által kiváltott sérülés valószínűsége [2]

II. VÁLTOZAT

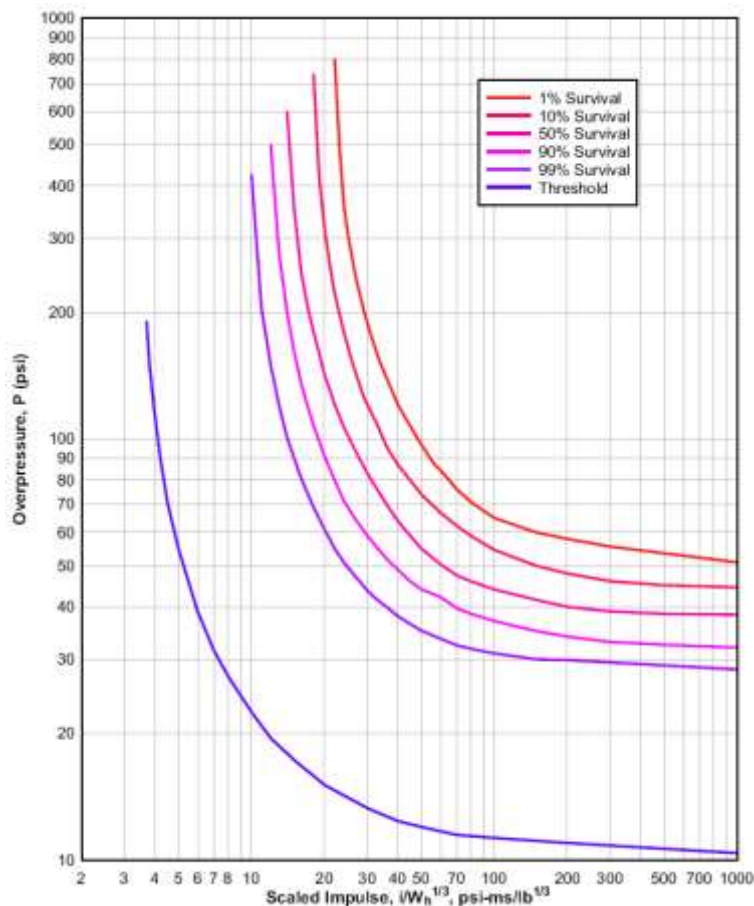
A fentiekből belátható, hogy szükségzerű a robbanási pontot távolabb vinni az épülettől. Ez gyakorlatilag a biztonsági távolság előírását jelenti. Az előírások [4] alapján 45 m-es biztonsági távolságot alkalmaztunk. A nagyobb távolsággal együtt a robbanóanyag mennyiséget is növeltük, teherautó kategóriát feltételezve 1410 kg TNT egyenértékkel végezzük tovább a számításokat. Ez a robbanási szituáció a 6. ábrán látható teherfüggvényt okozza a homlokzaton (161 kPa túlnyomás, 22 ms lecsengési idő). Mivel ebben a szituációban nagy jelentősége van annak, hogyan modellezzük azt, ahogy a lökeshullám megkerüli az épületet, elvégeztük a teherfelvételt egy pontosabb eljárással is.

Lökeshullámok testekre gyakorolt hatásának modellezésére a numerikus áramlástan (CFD) alapjain nyugvó szoftverek alkalmasak. Ahhoz hogy megoldhatóvá váljon a lökeshullám térben történő lefutását leíró egyenletrendszer, előbb mélyrehatóan meg kellett ismerni két fizikai jelenséget: a Rankine és Hugoniot által leírt, lökeshullámban történő szinguláris állapotváltozásokat, illetve a Mach által leírt Mach visszaverődéseket. Az 6. ábrán pirossal került feltüntetésre a CFD számításból nyert homlokzati teherfüggvény. Megfigyelhető, hogy a két módszerrel számolt két túlnyomási csúcserték megegyezik, az elérési idő, fázishosszak is megegyeznek, azonban az impulzus tekintetében 30-40%-os különbség is van, tehát belátható, hogy az empirikus formula konzervatív.



6. ábra Homlokzat teherfüggvénye Empirikus és CFD eljárással számítva

Az előbbieken kritikus emberélet védelmi szempontokat most más táblázatok alapján ellenőrizzük a megváltozott robbanási paraméterek miatt. 80 kg-os embert feltételezve a 7. ábrán látható összefüggések szerint ebben az esetben 1% alatti a sérülés valószínűsége.



7. ábra Tüdőkárosodások valószínűségi nomogramja [2]

A fülkárosodás vizsgálatára ebben a lecsengési idő tartományban az arányosított távolság függvényében kerülhet sor. A 2. táblázat alapján esetünkben ($Z=3,835 \text{ kg/m}^{0.333}$) 40% körüli a dobhártyaszakadás valószínűsége, amit indokolt esetben még elfogadhatónak tartunk.

Arányosított távolság [m/kg ^{0.333}]	Túlnyomás [kPa]	Dobhártya-szakadás [%]
5.63	35.6	5
4.88	45.4	10
3.93	67.7	25
3.13	105	50
2.54	163	75
2.14	243	90

2. táblázat dobhártya szakadás valószínűsége az arányosított távolság függvényében [3]

A repeszhatás vizsgálata a 3. táblázat alapján történik, ahol az van megadva, hogy mekkora tömegű törmelék (repsz) mekkora sebességnél okoz súlyos sérülést a különböző testrészeken (törzs, végtagok, fej). A repeszek sebességét a lökéshullámot követő légréteg sebességével vesszük fel, mely a többi robbanási paraméterrel együtt meghatározható mennyiség. 125 m/s-os sebességre azt kapjuk hogy a legkisebb repeszek is súlyos sérüléseket okoznak, amit nem tartunk elfogadhatónak.

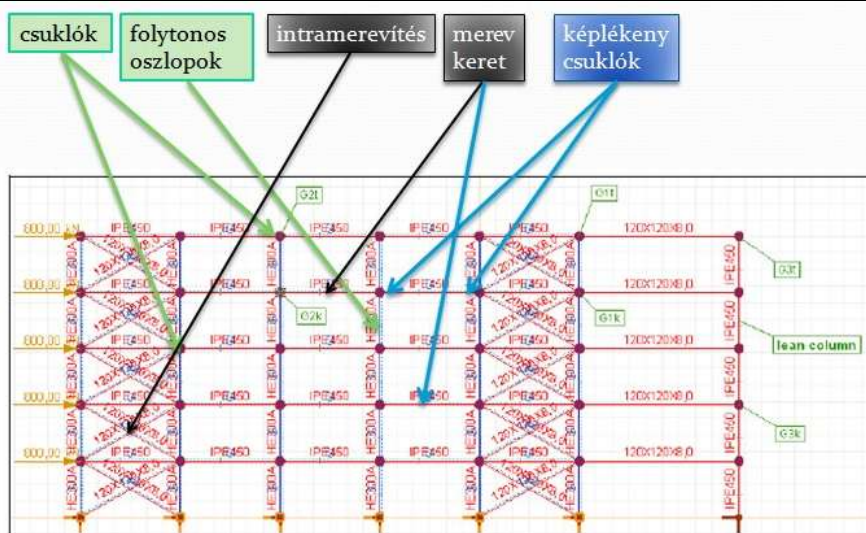
Vizsgált testrész	Repsz tömeg [g]	Repsz sebessége [m/s]	Energia [J]
Törzs	>1100	3	5
	45	24	13.5
	0.5	120	3.4
Has és végtag	2700	3	12.2
	45	23	12.2
	0.5	170	6.8
Fej	3600	3	16.3
	45	30	21.7
	0.5	140	4

3. táblázat Súlyos sérüléseket kiváltó repesztípusok [2]

III. VÁLTOZAT

Az előző pontban kimutatásra került, hogy a biztonsági távolság ellenére szükség van a robbanásálló nyílászárókra. Ezeket nem szükséges külön megtervezni, lehet előre gyártott robbanásálló nyílászárókat beszerezni adott túlnyomásra és impulzusra. A továbbiakban ilyen ablakok feltételezésével hajtjuk végre a szerkezet globális vizsgálatát. A globális vizsgálatra azért van szükség, mert azzal, hogy az ablakok nem törnek be, a terhelési felület számottevően megnő. Három szerkezeti kialakítást hasonlítottam össze, ezek a 8. ábrán láthatók:

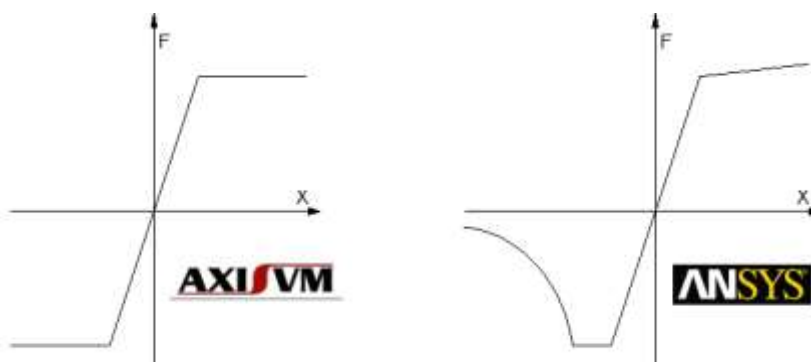
- csuklós váz, hagyományos terhekre tervezve;
- merev keret képlékeny csuklók nélkül;
- merev keret képlékeny csuklókkal.



8. ábra A globális vizsgálatnak alávetett három különböző kerettípus

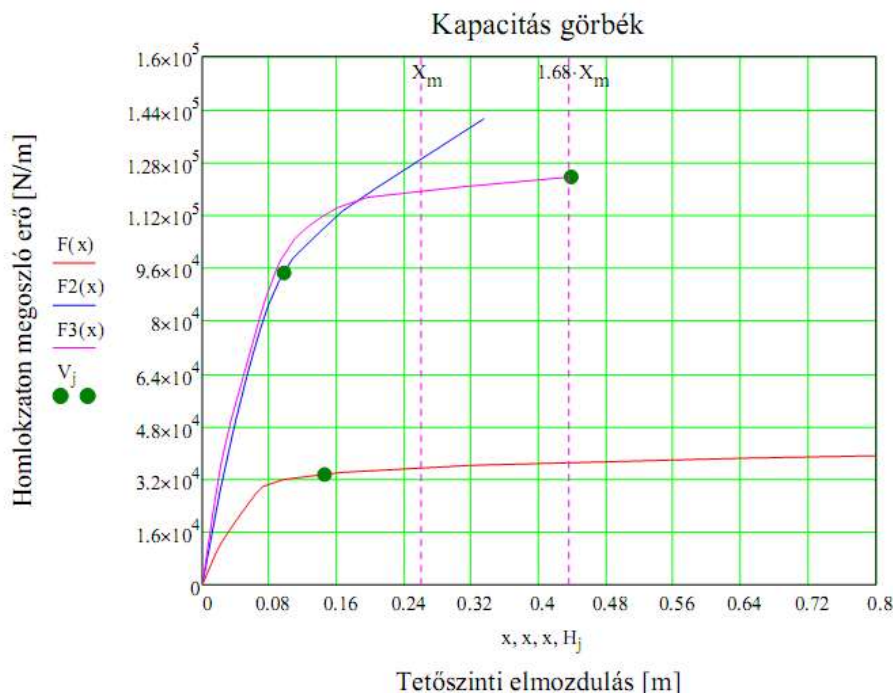
Az elnyelt energia meghatározásához szükséges kapacitásgörbe a földrengés-tervezésből ismeretes eltolás vizsgálat (pushover analízis; nemlineáris statikus analízis) segítségével számítható. Az erő-elmozdulás függvény számításakor figyelembe vesszük a geometriai nemlinearitást, a szerkezetben kialakuló képlékeny csuklókat, a nyomott rácsrudak kihajlását, és a húzott rácsrudak megfolyását is.

Az erőrendszernek a magasság mentén tükröznie kell a teher eloszlását, ez jelen esetben a sík hullámok elvének feltételezése miatt egyenletes teherelosztást jelent. A számításokat elvégeztük az InterCad Kft. AxisVM szoftverével, majd ellenőrzést készítettünk az ANSYS rendszerrel. Az AXIS-ban a képlékeny csuklók helyét előre kell definiálni a határnyomatéki értékkel együtt. A képlékeny anyagmodell nagyon egyszerű, egy tökéletesen rugalmas-képlékeny M- θ (nyomaték-görbület) karakterisztikájú csomópontot modellezünk. Húzott-nyomott elemek nemlineáris karakterisztikája is megadható, tehát a nyomott rácsrudak kihajlási ellenállása lett beállítva határnyomóerőnek. A 9. ábrán látható a különbség az AXIS-ban és ANSYS-ban alkalmazott húzott és nyomott rudak karakterisztikája között.



9. ábra Az AXIS és ANSYS által használt húzott-nyomott rúdtípusok

Az oszlopok kifordulási ellenállása alapján meg lett határozva egy „szilárdságilag lehetséges tehereszorzó”. Erre azért volt szükség, mert a szoftver ennél tovább terheli a szerkezetet.



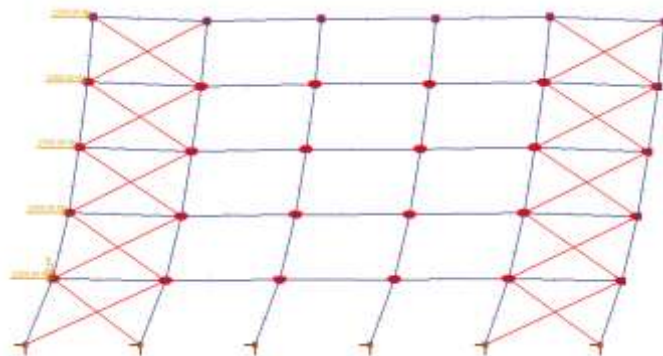
10. ábra A három változat kapacitásgörbéi [1]

A 10. ábrán a három keret kapacitásgörbéje látható (pirossal a csuklós váz, késsel a merev keret, lilával a képlékeny csuklós modell). A zöld pöttyök jelzik a szilárdságilag lehetséges értéket (ahol még az oszlopok állékonyak). Az X_m jelölésnél áll be az energiaegyensúly, azonban ki lett mutatva ennek 168%-os túllépésének a lehetőségét is. A 26 cm-es tetőszinti eltolódáshoz tartozó tönkremenetelt a 11. ábra mutatja, melyen pirossal a kialakult képlékeny csuklók is láthatók. A 4. táblázat foglalja össze, milyen szelvény, és anyagminőség változtatásokat kellett végrehajtani a szerkezeten.

A (3)-as egyenlet bal oldala alapján megállapítható az is, hogy a szerkezetre ható kinetikus energia csökkentése szempontjából előnyös:

- ha a robbanás rövid lecsengési idejű,
- ha a szerkezet tömege nagy (ellentétben a földrengés esetével, ahol a tömeg hátrány),
- ha a szerkezet merevsége, és tömegeloszlása olyan, hogy az alakfüggvény miatt a K_{LM} tényező nagy (ilyet okozhat például egy más típusú merevítőrendszer).

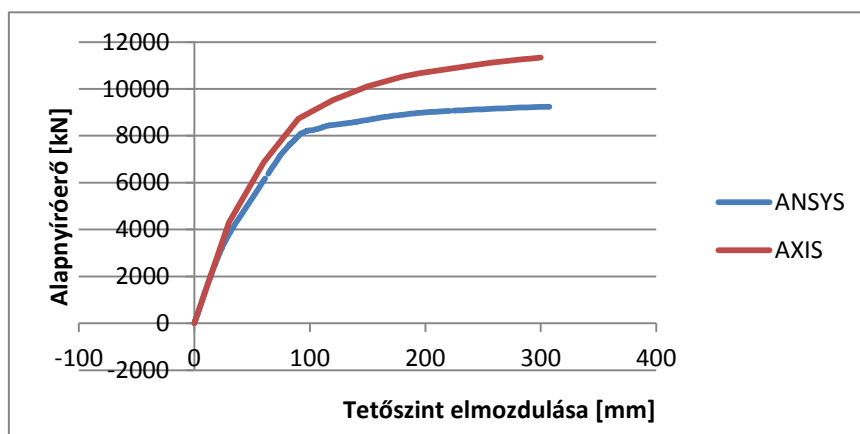
Az egyenlet jobb oldalán a teherbírás szerepel, itt előny ha a szerkezet duktilis, vagyis szerkezeti tönkremenetel nélkül is képes legyen nagy elmozdulásokat produkálni, ezáltal minél nagyobb energiát elnyelni. Ha egy túl merev szerkezet esetén a szükséges elnyelt energia oly módon adódik a teherbírásfüggvény integráljából, hogy az inkább „magas” és nem elnyúló, az azt jelenti, hogy a nem disszipatív elemekre túl nagy igénybevételeket hárítunk, a szerkezet kialakítása nem optimális.



11. ábra A 26cm-es eltolódáshoz tartozó egyensúlyi állapot

A 10. ábra alapján kijelenthető, hogy:

- a csuklós keret teherbírása rendkívül alacsony,
- a merev keret sokkal erősebb, de az elmozdulási képessége igen csekély,
- a harmadik változatban megfigyelhető egy folyási felület, ebben a régióban alakulnak ki a képlékeny csuklók, inentől kezdve kis tehernövekmény is nagy elmozdulást okoz. Az elnyelt energia a görbe alatti terület, ez a terület gyorsan növekszik a folyási plató elhagyásával, ami mutatja, hogy az igazi energiaelnyelés a képlékeny szakaszban történik.



12. ábra Az AXIS és az ANSYS által számolt kapacitásgörbék

A kapacitásgörbe számításának ellenőrzése az ANSYS-szal lett elvégezve (12. ábra). Jól látható hogy az ANSYS kisebb teherbírást határozott meg. Ennek oka a 9. ábrán látható ellágyuló nyomott rúd karakterisztika, illetve a geometriai nemlinearitás pontosabb kezelése. Megállapításra került még továbbá, hogy a húzott oldali felkeményedő anyagmodell nem ellensúlyozza a nyomott rúd előnytelen viselkedését, hatása a szerkezet kapacitásgörbéjén nem számottevő. (Ugyanakkor a numerikus számítás konvergenciájára jótékony hatással van, tehát hozzájárul az eredményes számításhoz.)

Az energiaegyensúlyi egyenletet akkor lehet használni, ha rendkívül kicsi lecsengési idejű terhekkel foglalkozunk, különben nem ad megbízható eredményt. Ennek oka az, hogy a teherfüggvény alakjának hatása a szerkezet válaszára csak akkor csökken le, ha kellően kicsi a lecsengési idő az épület válaszidejéhez képest. Ekkor csak a teherfüggvény alatti terület, tehát az impulzus az, ami számít. A szakirodalom a „rendkívül kicsi lecsengési idő” fogalmát úgy

határozza meg, hogy a robbanás lecsengési ideje és a szerkezet alakváltozásához szükséges idő aránya legyen nagyobb 3-nál, az energiaegyensúlyi egyenlet használata ekkor igazolt. A szerkezet elmozdulásához szükséges időt közelítőleg a

$$t_m = \frac{I}{\int_0^{x_m} F(x) dx \cdot F(x_m)^{-1}} = 210 \text{ ms}$$

képlettel kapjuk, ahol:

- t_m az x_m alakváltozáshoz szükséges időtartam;
- I a teher impulzusa;
- $F(x)$ a teherfüggvény;
- x_m az energiaegyensúlyhoz szükséges eltolódás.

Ez az érték a 22 ms-os lecsengési idővel 9,4-es arányszámot ad, tehát helyes volt az energiaegyensúlyi egyenlet használata.

	Kiindulási szerkezet	Végleges szerkezet
Oszlopok	HEA300 - S235	HEM450 - S460
Gerendák	IPE450 - S235	HEB300 - S355
Rácsrudak	SHS120 - S235	HEA140-HEA260- S355
tonna/keret	24	52

4. táblázat A kiindulási és végleges keret szelvényei

Konzervatív tervezést hajtottunk végre abból a szempontból, hogy a szerkezet 150%-os túlterhelésre lett méretezve. A csomópontok, és minden más szerkezeti elem erre a teherszintre lett megfeleltetve. Továbbá a következő feltételek teljesülését kell még kimutatni:

A TM5-1300 [1] előírás szerint vizsgálni kell a rácsozott keretállások duktilitását (rugalmas és képlékeny alakváltozás hányadosa), ami a

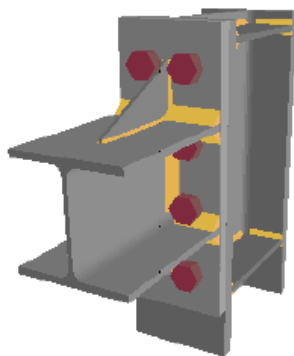
$$\mu = \delta \cdot (\cos \gamma)^2 \cdot \frac{E}{L \cdot f_y} = 7,2$$

- képlettel számolva az előírások szerinti 10-es értéknél kisebbet ad, tehát megfelel. A képletben:
 - μ a rácsozott duktilitási tényező;
 - δ az X rácsosítású téglalap torzulása miatt kialakuló vízszintes elmozdulás;
 - γ a rácsrudak és a vízszintes által bezárt szög;
 - E rugalmassági modulus;
 - L rácsozott keretállás szélessége;
 - f_y rácsrudak folyási feszültsége;
- a húzott rácsrudak nem érhetik el a szakadó nyúlásukat;
- A TM5-1300 [1] szerint a maximális tetőponti elmozdulás $H/25$, (H az épület magassága) ami a vizsgált épületnél 68 cm-es kilengést engedélyezne, ennek a meghatározott 26 cm-es célelmozdulás bőven megfelel;
- Az anyagszilárdságok növelő tényezői a lehető legkisebbre lettek felvéve, pontosabb számításokkal nagyobb dinamikus anyagszilárdságok is kimutathatóak volnának.

CSOMÓPONTOK

A fő teherviselő keretben az oszlop-gerenda kapcsolat kialakítása a kritikus (13. ábra). A merev, és teljes szilárdságú kapcsolat létrehozása komoly anyagszilárdságot és pontos kivitelezést igényel, a homloklemez esetén érdemes teljes beolvadású tompavarratot létrehozni a biztos teherviselés érdekében. A kapcsolat kialakítást uraló egyéb szempontok szinte mind a képlékeny csukló zavartalan kialakulását szolgálják, ezek a teljesség igénye nélkül:

- a gerendák 1. keresztmetszeti osztályúak;
- az oszlop számítása S355 minőséggel történik, de S460 minőség lesz előírva;
- a csukló helyét messzebb érdemes tenni a kapcsolattól, ezt az övek lokális kigyengítésével szokták elérni, vagy használhatunk szimmetrikus kiékelést is;
- a képlékeny csuklóban minimum 25 mrad elfordulási képességet kell biztosítani;
- a képlékeny csukló nem alakulhat ki a húzott rácsrudak megfolyása előtt;
- az oszlopon gerincmervítőket kell alkalmazni;
- nyíróerővel ne legyen interakció a gerendavégen.

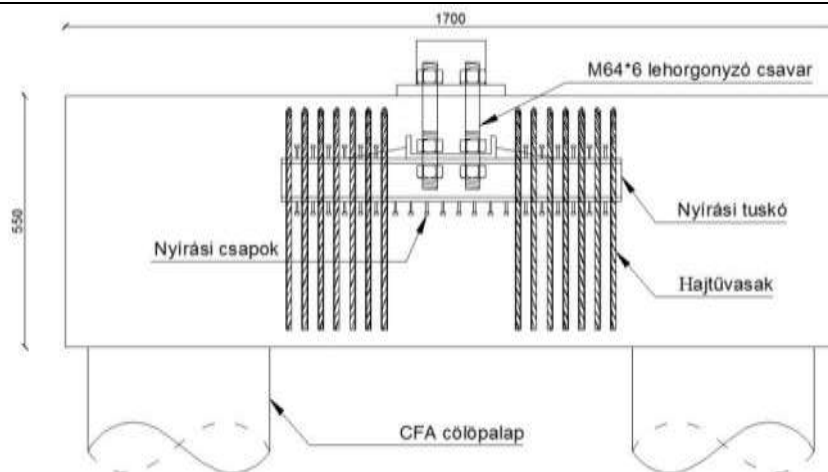


13. ábra Merev oszlop-gerenda kapcsolat a képlékeny csuklónál

A másik kritikus kapcsolat a merevített keretállások oszloptalpa (14. ábra). Ezekbe a talpcsomópontokba több ezer kN húzó-, illetve nyomóerőt kell levezetni (5. táblázat), mely teljesen egyedi alapozás tervezést igényel. A CFA cölöpök megbirkóznak ekkora teherrel, ám az acéloszlop lekötéséhez végül S460-as 50 mm vastag talplemez, M64-es horgonycsavarok, és kellő mennyiségű hajtúvas kellett. A talplemez méretezése amerikai ajánlások szerint képlékeny lemezelmélet szerint történt. A hajtúvasak száma és a nagy nyíróerő egy egyedi nyírési tuskót igényelt, melyen nyírési csapok segítik a nyíróerő közvetítését.

Szél (0,5 kPa - MO)	Földrengés (a=0,1 g - MO)	Robbanás (1410 kg TNT – 45 m)
140 kN	450 kN	5100 kN

5. táblázat Mértékadó húzó reakcióerők a különböző terhelésekből



14. ábra Több ezer kN húzóerő felvételére méretezett talpcsomópont [1]

ÖSSZEGRZÉS

Az épület ismertetése után rövid összegrzést nyújtottunk a robbanásra történő szerkezettervezés sajátosságaiból. Majd megmutattuk, hogy a hagyományosan tervezett acélszerkezetű irodaépület nem alkalmas ellenállni a közelében feltételezett autóbomba hatásainak. A védőtávolságok alkalmazása után beláttuk, hogy az emberáldozatok elkerülése érdekében még a robbanásálló nyílászárók alkalmazására is szükség van. Az emberélet védelmi vizsgálatok elvégzésének módját részletesebben taglaltuk. A homlokzati tehernek empirikus és áramlástanin módon számolt eredményét megemlítettük ugyan, de nem részleteztük. Ezt követően a bemutatott energiaegyensúlyi egyenlettel három különböző kerettípust is megvizsgáltunk az épület globális viselkedésének vonatkozásában. Beláttuk, hogy a képlékeny alakváltozásoknak nagy a hatása, ezért kiemelt figyelmet kell fordítani a szerkezet tönkremeneteli mechanizmusára és a csomópontok kialakítására is. Végezetül a speciálisan kialakított csomópontokkal kapcsolatban hívtuk fel a figyelmet a sajátos tervezési körülmények következményeire.

TÁMOP-4.2.1.B-11/2/KMR-2011-0001 Kritikus infrastruktúra védelmi kutatások. „A projekt az Európai Unió támogatásával, az Európai Szociális Alap társfinanszírozásával valósult meg.”

„The project was realised through the assistance of the European Union, with the co-financing of the European Social Fund.”

FELHASZNÁLT IRODALOM

- [1] ROMÁN Zsolt: Épületen kívüli robbanások modellezése és vázas épületen való alkalmazása Diplomamunka 2010 Budapesti Műszaki Egyetem
- [2] U.S. Department of Defense: TM 5-1300 Structures to resist the effects of accidental explosions 1990
- [3] G. C. MAYS, P. D. SMITH: Blast effects on buildings 1995
- [4] U.S. Department of Defense: UFC 4-010-01 Minimum antiterrorism standards for buildings 2012