

SZAKDOLGOZAT



ÓBUDAI EGYETEM

YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR

Szakdolgozat

Épületek tartószerkezeti méretezése

Konzulensek:

Mihók Barna

Dúzs Csaba Statikus tervező,

Konoid Bt.

Készítette:

Elcsics Gergely



ÓBUDAI EGYETEM
ÓBUDA UNIVERSITY

Óbudai Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Építőmérnöki Intézet

SZAKDOLGOZAT FELADATLAP

Hallgató neve: Elcsics Gergely

Szakdolgozat száma: [REDACTED]

Törzskönyvi száma: [REDACTED]

Neptun kódja: [REDACTED]

Szak: Építőmérnöki

Specializáció: Magasépítési

Geotechnika

A dolgozat címe: Épületek tartószerkezeti méretezése

A dolgozat címe angolul: Scaling of supporting structures of buildings

A feladat részletezése: A későbbiekben kiválasztásra kerülő épület / építmény tartószerkezeti számítása, illetve minden tartószerkezeti elemre kiterjedő kiviteli terv szintű tervdokumentáció elkészítése.

Intézményi konzulens neve: Mihók Barna

Külső konzulens neve: Dúzs Csaba

Munkahelye: Konoid Bt.

A kiadott téma elévülési határideje: 2024. 12. 31.

Beadási határidő: 2024. 05. 15.

A szakdolgozat: Nem titkos.

Óbudai Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Építőmérnöki Intézet
1446 Budapest, Tótkölyök út 74.
1442 Budapest, 70., Pf. 117.

Kiadva: Budapest, 2024. 03. 06.

[Signature]
Intézetigazgató

A dolgozatot beadásra alkalmasnak találom: 2024. 05. 15.

[Signature]
belső konzulens

[Signature]
külső konzulens

SZAKDOLGOZAT
KONZULTÁCIÓS NAPLÓHallgató neve: Elosics GergelyDolgozat száma: [REDACTED]Oktatási azonosítója: [REDACTED]

Szak, specializáció megnevezése:

Neptun azonosítója: [REDACTED][REDACTED] - ÉpítőmérnökTörzskönyvi száma: [REDACTED]Magasépítési szakirányA dolgozat címe magyar nyelven: Épületek tartószerkezetek méretezéseA dolgozat címe angol nyelven: Sizing of supporting structures of buildingsBelső (kari) konzulens neve: Mihók BarnaKülső konzulens neve: Dűzs CsabaKülső konzulens munkahelye: Konoid Bt.

ALK.	DÁTUM	KONZULTÁCIÓ TÉMÁJA, TARTALMA	KONZULENS ALÁÍRÁSA
1.	03.19.	Vízszintes teherhordó szerkezetek méretezése	<u>[Signature]</u>
2.	04.13.	Függőleges teherhordó szerkezetek méretezése	<u>[Signature]</u>
3.	05.07.	Fedések, acélszerkezetek méretezése	<u>[Signature]</u>
4.	05.14.	Kiviteli tervek, komplett dokumentáció ismertetése	<u>[Signature]</u>

A Konzultációs naplót minimum négy alkalommal az egyes konzultációk alkalmával kell láttamoztatni bármelyik konzulenssel.

A részvételt a konzulens akkor igazolhatja, ha arra a hallgató felkészülten érkezik, azaz érdemi konzultáció történt.

A hallgató a Szakedolgozat/Diplomaterv/Diplomamunka tantárgy(ak)* követelményét teljesítette.

Kelt: Bp. (hely), 2024 (dátum)[Signature]
belső (kari) konzulens

* A megfelelő aláhúzendő.



Ybl Miklós Építéstudományi Kar

HALLGATÓI NYILATKOZAT

Alulírott, Elcsics Gergely [REDACTED] hallgató kijelentem, hogy a dolgozat saját munkám eredménye, a felhasznált szakirodalmat és eszközöket azonosíthatóan közöltem. Az elkészült dolgozatban található eredményeket az Óbudai Egyetem és a feladatot kiíró intézmény saját céljára térítés nélkül felhasználhatja, a titkosításra vonatkozó esetleges megkötések mellett.

Kelt: Budapest, 2024.05.14.



hallgató

ÉPÜLETEK TARTÓSZERKEZETI MÉRETEZÉSE

Összefoglalás:

A szakdolgozat keretein belül egy meglévő családi ház jelentős átalakításához és hozzáépítéséhez szükséges tartószerkezeti méretezéseket végzem el. A meglévő épület 2 fő részből áll, egy XX. század elején épült torony jellegű épületből, mely 3 szint magas, sósókúti kőből épült és egy közvetlen mellé épített alagsor + földszintből álló, lakóház funkciót ellátó épületből.

A családi ház bontásra kerül az alagsori födémmel bezárólag. Az alapincézett részen bővítésre kerül sor, majd a tervezett alagsori bővítménnyel egybekötve egy új monolit vasbeton födém készül. A földszinten a függőleges teherhordó szerkezet egy vasbeton pillérekkel merevített Porotherm 30-as falazat, melyet a felső síkján egy 50cm magas koszorú köt össze.

A bővítmény fölé egy új, komplex geometriájú tetőszerkezet kerül, melynek terheit a koszorúk közvetítik az alapozás felé, részben a talpszelemenek segítségével, részben pedig 2db HEB200-as acél gerenda közvetítésével. Az átépítésen kívül épül egy új garázs, melynek fedését egy lapos (zöld) tető biztosítja, attikafalakkal határolva.

A meglévő lakóház északnyugati főfala egy telekhatáron álló, szomszéd épület mellett elhelyezkedő sósókúti mészkő falazat, melyre egy magasztás kerül az új tetőszerkezet építésének következtében, ezért a falazat utólagos aláalapozása szükségessé válik.

Célom, hogy a tervezés folyamán bemutassam az alapképzésen tanult ismereteim, ezért is választottam ezt az épületet, melyben megtalálható vasbeton, acél és fa tartószerkezetek is. Ezen anyagok szilárdsági, stabilitási vizsgálatait, valamint kapcsolatainak méretezését az alapképzésen tanultak alapján kézzel is elvégzem. A lehetőségek szerint az igénybevételek meghatározása is kézi módszerekkel történik, melyek validálása az axisvm szoftver segítségével történik.

SCALING OF SUPPORTING STRUCTURES OF BUILDINGS

Summary:

Within the framework of the thesis, I am performing structural sizing necessary for the significant renovation and extension of an existing family house. The existing building consists of two main parts: a tower-like building dating back to the early 20th century, which is three levels high and built from Sósút stone, and a residential building consisting of a basement and ground floor, directly built next to it.

The family house will undergo demolition, including the basement ceiling. Expansion will take place in the basement area, followed by the construction of a new monolithic reinforced concrete slab connected to the planned basement extension. On the ground floor, the vertical load-bearing structure consists of Porotherm 30 masonry reinforced with reinforced concrete columns, connected at its upper plane by a 50cm high cornice.

Above the extension, a new roof structure with complex geometry will be constructed, with the loads transmitted to the foundations by the cornices, partly through the base plates and partly through the transmission of two HEB200 steel beams. In addition to the reconstruction, a new garage will be built, covered by a flat (green) roof, bordered by attic walls.

The northwest main wall of the existing residential house is a Sósút limestone masonry located adjacent to a neighboring building on the property boundary, which will be raised due to the construction of the new roof structure, necessitating the retrospective underpinning of the masonry.

My aim is to demonstrate the knowledge I acquired during my basic training throughout the design process, which is why I chose this building, which includes reinforced concrete, steel, and timber structures. I will manually perform strength and stability analyses of these materials, as well as their sizing based on the knowledge acquired during my basic training. Whenever possible, load determinations will also be carried out manually, and their validation will be done using AxisVM software.

TARTALOMJEGYZÉK

1. BEVEZETÉS.....	4
2. TARTÓSZERKEZETI MŰSZAKI LEÍRÁS.....	5
3. TARTÓSZERKEZETI SZÁMÍTÁS.....	23
4. MELLÉKLETEK.....	27

1. BEVEZETÉS

Az építészet a művészet és a tudomány összefonódása, mely az emberi társadalom egyik legősibb és legfontosabb tevékenysége. Célja, hogy funkcionális, esztétikus és fenntartható építményeket hozunk létre, amelyek megfelelnek az emberek szükségleteinek és környezeti kihívásainak. Az építészet a történelem során számos kulturális és technológiai fejlődésen ment keresztül, amelyeket az építészeti stílusok és módszerek változása is tükröz.

Az építőmérnöki munka széles körű és sokrétű tevékenységet jelent, mely magában foglalja az épületek, hidak, utak, csatornák és egyéb infrastrukturális létesítmények tervezését. Az építőmérnöki munka során az építőmérnököknek együtt kell működniük más szakemberekkel, például építészekkel, kivitelezőkkel, hogy sikeresen megvalósítsák az építési projekteket. Széleskörű szakmai ismeretekkel kell rendelkezniük az építőanyagokról, szerkezetekről, talajmechanikáról, valamint az építészeti és mérnöki tervezési elvekről és módszerekről.

A szakdolgozatomban tárgyalt lakóépület egy modern családi ház, mely tartószerkezete a mai korszerű építőanyagok (beton, vasbeton, acél, fa) felhasználásával és a jelenleg érvényben lévő szabványok felhasználásával készül el.

2. TARTÓSZERKEZETI MŰSZAKI LEÍRÁS

Megbízó:	Óbudai Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi kar Mechanika és Tartószerkezetek Tanszék	
Cím:	1146 Budapest, Thököly út 74.	
Tartószerkezeti dokumentáció:	Épületek tartószerkezeti méretezése	
Cím:	1225 Budapest "Dunatelep" Hrsz.: 232180, Kolozsvári utca 78.	
Tartószerkezeti tervező:	Elcsics Gergely	
Neptun kód:	NGQ9Z0	
Intézményi konzulens:	Mihók Barna	
Külső konzulens:	Dúzs Csaba	
Kapcsolódó tervlapok:	S-01 Garázs feletti födém zsaluzási terv	M=1:50
	S-02 Garázs feletti födém vasalási terv	M=1:50
	S-03 Alagsor feletti födém zsaluzási terv	M=1:50
	S-04 Alagsor feletti födém vasalási terv	M=1:50
	S-05 Torony zárófödém zsaluzási terv	M=1:50
	S-06 Torony zárófödém vasalási terv	M=1:50
	S-07 Fedélszék terv	M=1:50
	S-08 3D Építész átnézet	

TARTALOMJEGYZÉK

1. Előzmények.....	7
2. A helyszín bemutatása.....	8
3. A meglévő épület.....	9
4. Tervezett épület.....	11
4.1. Általános leírás.....	11
4.2. Alapozás.....	14
4.3. Függőleges teherhordó szerkezetek.....	16
4.3.1. Falazatok.....	16
4.3.2. Pillérek.....	17
4.4. Vízszintes teherhordó szerkezetek.....	17
4.4.1. Alagsor feletti födém.....	17
4.4.2. Garázs feletti födém.....	18
4.4.3 Torony zárófödém.....	18
5. Tetőszerkezet.....	19
5.1. Földszint feletti fedélszék.....	19
5.2. Torony fedélszék.....	19
6. Tartószerkezetek méretezése során felhasznált szabványok.....	20
7. Tartószerkezetek méretezése során figyelembe vett terhek.....	20
7.1. Állandó terhek.....	20
7.2. Esetleges terhek.....	20
7.3 Rendkívüli terhek.....	21
8. Munkavédelem.....	21
9. Megjegyzések.....	22

1. Előzmények

Az Óbudai Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar Mechanika és Tartószerkezeti Tanszéke megbízásából a szakdolgozatom témája a 1225 Budapest "Dunatelep" Kolozsvári utca 78. 232180, helyrajzi számú ingatlanon található lakóház átépítésének tartószerkezeti tervezése és kiviteli terveinek elkészítése.

A tartószerkezeti terv azokat az elemeket foglalja magába, melyek biztosítják az épület stabilitását, szilárdságát és biztonságát, figyelembe véve az épület terhelését, rendeltetését, az alkalmazott anyagok tulajdonságait és az érvényben lévő előírásokat. A tartószerkezeti terv részletesen leírja az épület szerkezeti elemeit, mint például oszlopok, gerendák, födéme, alapok, valamint a kialakítandó kapcsolatokat és egyéb tartószerkezeti részleteket. A tervet az építési folyamat során használják fel az épület megfelelő és biztonságos kialakításához és kivitelezéséhez.

A tartószerkezeti tervdokumentációt az egyszerűsített bejelentési tervek alapján készítettem el, melyet a tulajdonos és az építész tervező tett elérhetővé számomra 2024 februárjában.



1. ábra: A tervezett épület 3D modellje

2. A helyszín bemutatása

A tervezett épület Budapest déli részén, a Duna közelében helyezkedik el. A telek egy 1062m^2 helyezkedik el, domborzati viszonya teljesen sík.

Beépített, víz, csatorna és elektromos áram rendelkezésre áll.

A kiviteli tervekhez geotechnikai szakvélemény készült, melyben meghatározták a talaj tervezési paramétereit, a terület szeizmicitását, a talajvíz viszonyokat és javaslatot tettek az alapozásra. A továbbiakban ezen információkat felhasználom a szakdolgozat keretein belül, a szakvélemény a mellékleteknél megtalálható.

A talaj egy iszapos homok (SiSa1), melynek paramétereit a következők:

- belső súrlódási szög (ϕ): 28° ;
- kohézió (c): 5 kPa ,
- nedves térfogatsúly (γ_n): $18,5\text{ kN/m}^3$;
- összenyomódási modulus (E_s): 10 MPa .

2.ábra: A TVJ által meghatározott talaj tervezési paramétereit

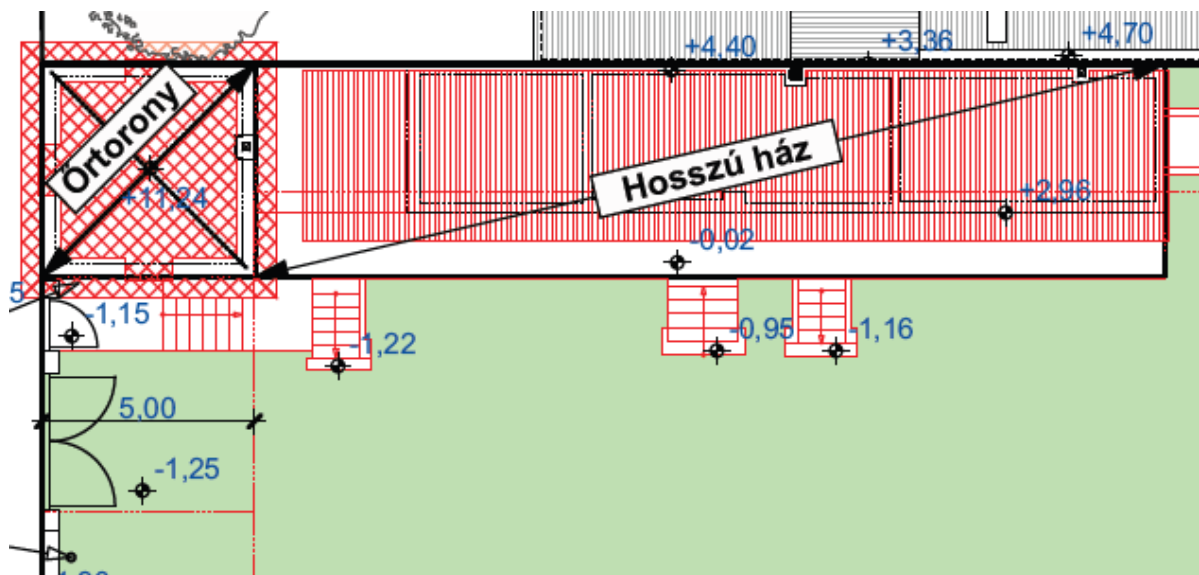
A területen a talajvíz szintjét a Duna vízszintje befolyásolja. A talajvíz a Duna irányába áramlik, így kisebb és közepes vízszint esetén leszívó hatást gyakorol a területre, míg magas Dunai vízállás esetén a folyó visszaduzzasztó hatása érvényesül.

A geotechnikai szakvélemény alapján a mértékadó talajvízszintet a terepszint -50cm -re lehet felvenni a továbbiakban.

A talajvizsgálati jelentés részeként javaslatot tettek az épület alapozására, mely alapján az épület terheinek közvetítése az altalajra síkalapozással, azon belül is a főfalak alatti sávalapozással elkészíthető.

3. A meglévő épület

A területen a XX. század elejétől kezdve áll egy torony jellegű épület, mely eredeti funkciója sajnos ismeretlen. A közvetlenül mögötte elhelyezkedő családi ház egy része együtt épülhetett a toronnyal, de idővel ez bővítésre került. A meglévő épületek jellemző anyaghasználata a Sós-kúti kő és az I szelvényű acél gerendákkal merevített vasbeton födém. A torony jellegű épület emelet feletti zárófödéme és manzárt tetőszerkezete cserére szorul, de a tervezett felújítás folyamán az eredeti esztétikai állapot visszaállítása elsődleges szempont. Falai sós-kúti mészkőből épültek, melyek állapota megfelelő a robusztus kialakításnak köszönhetően (50 cm vtg. falak). A lakóépület részen a bővítésből és az I gerendás födém korrodált állapotából kifolyólag indokolttá válik egy új, monolit vasbeton lemez az alagsor felett, melyet a tehernövekmények figyelembevételével, a jelen érvényben lévő szabványoknak megfelelően méreteznek.

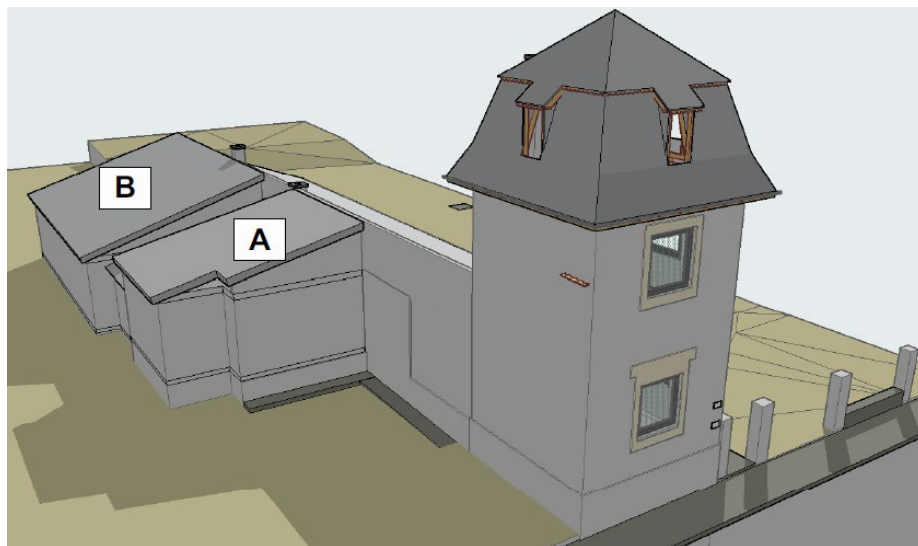


3.ábra: A meglévő épület helyszínrajzi részlete



4.ábra: A meglévő épület 3D rajza

Az átalakítás következtében a lakóépület kiszélesedik, a meglévő földem loggia részének együtt dolgozása a tervezett bővítménnyel nem megoldott, ezért választottam a földem bontását.



5.ábra: A szomszéd telken elhelyezkedő épület

A szomszédos telken elhelyezkedő épület telekhatári főfala közvetlenül a szakdolgozatban tárgyalt épület mellet, vele párhuzamosan helyezkedik el. A meglévő épület bontási munkálatai kockázatosak lehetnek, fokozott figyelemmel kell eljárni.

4. A tervezett épület

4.1 Általános leírás

A meglévő lakóépület bővítésre kerül, továbbá épül egy különálló garázs és egy terepszinten lévő hálósobai blokk.

A torony jellegű építményen állapotából kifolyólag egy eredeti geometriával azonos fedélszerkezet és egy monolit vasbeton zárófödém kerül méretezésre. Az építmény funkcionalitását tekintve nem módosul, tehernövekményekkel járó átalakítások nincsenek jelen az engedélyezési terven.



6.ábra: A torony jellegű épület utcafrontjának 3D modellje

A garázs és a hálósobai épületrész lapostető. Az egyenes rétegrendű ültetőközzeggel ellátott héjalás oldalirányú megtámasztását vasbeton attikafalak biztosítják.

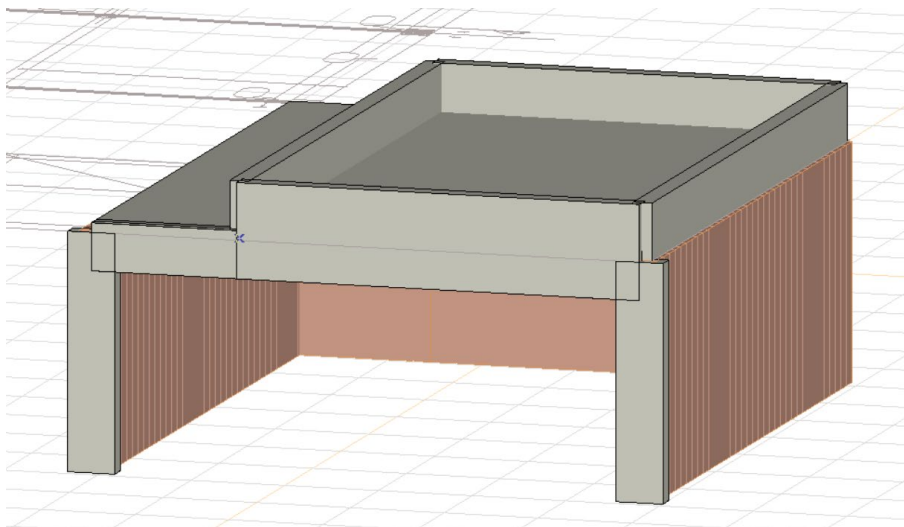
Az átalakított lakóépület új geometriája egy komplex tetőszerkezet kivitelezését teszi lehetővé, melynek méretezésére sor kerül a szakdolgozat keretein belül.



7.ábra: A tervezett tető geometriája, a földszintes hálósobai blokk

Az új tető és a telekhatárra sorolt beépítés indoltá tesz egy oromfalat, melynek többek közt szerepe a tűzgátlás. A megmaradó főfalon az oromfal jelentős tehernövekménnyel jár, ezért a szakdolgozat keretein belül vizsgáljuk a meglévő alapozását, melynek megerősítése szükségessé válhat.

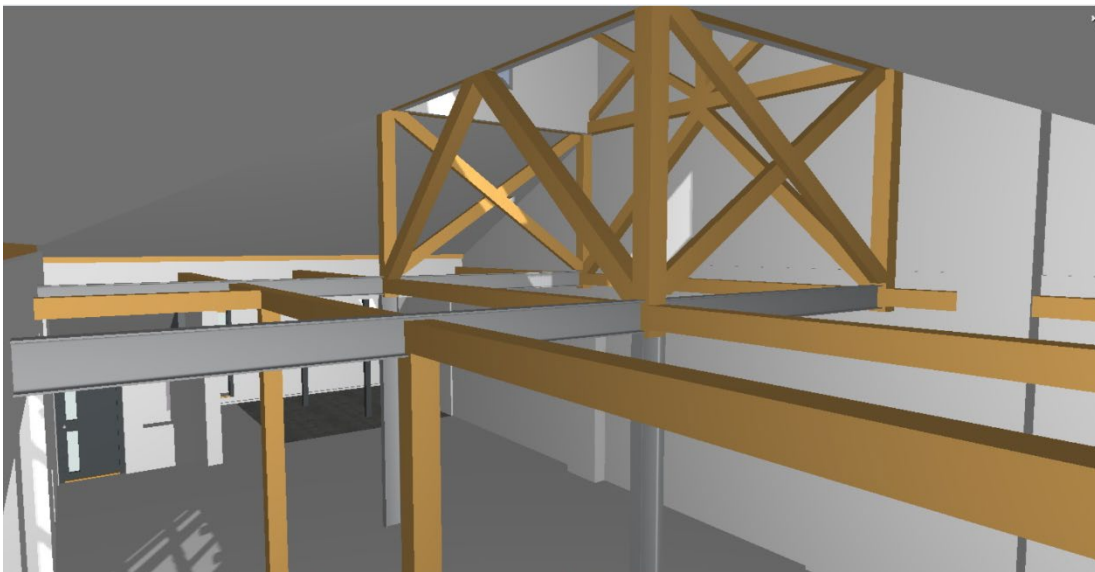
A tervezett új építésű garázs egy sávalapokon álló falazott szerkezet, melynek vasbeton földéme sajátos alakzattal rendelkezik a -részben zöld -részben kavicsolt kialakítása miatt.



8.ábra: A garázs Axisvm modell átnézeti rajza

Ez lehetővé teszi a továbbiakban különböző, alapképzésen tanult kézi számítás bemutatását a továbbiakban, mint például T keresztmetszetű vasbeton tartó méretezése felülbordaként.

A tervezett tetőszerkezetnek a geometriájából kifolyólag a főfalaktól független közbenső támaszra van szüksége, mely alaprajzilag a nappali helyiség közepébe esne. Ezt a támasz hivatott kiváltani egy acél gerenda, melynek méretezésére sor kerül.



9.ábra: Acél gerenda 3D rajza az építész modellből

Az építész modellen a gerenda a tető terheit közvetítő fa pillér alatt közvetlen alátámasztást kapott, mely közvetíti a terheket egy alagsori helyiségben elhelyezkedő vasbeton pillérnek, de a szakdolgozat keretein belül ezt nem veszem figyelembe, a tervezésem folyamán a koszorúk közti 10 méteres fesztávot alátámasztás nélkül hidalom át. A keresztirányban becsatlakozó fa gerendák kapcsolatainak méretezését úgy alakítom ki, hogy az acél gerenda kifordulás elleni ellenállásának számításakor teljes értékű támaszként tudjam őket figyelembe venni.

4.2 Alapozás

Az épület terhei, rendeltetése és a talajviszonyok ismeretében az alapozás sákalapozással történik, főfalak alatti sávalapok elkészítésével. A föld állékonyságának köszönhetően zsaluzási munkálatokra minimálisan van csak szükség, a sávalapozás földzsaluval kivitelezhető. Ez a megoldás az egyik legköltséghatékonyabb az alapozások között. A részben alápincézett alagsori rész és a földszinten elhelyezkedő új építésű garázs és hálósobai blokk közt lépcsőzetes alapozási szint süllyesztésre van szükség a szintkülönbségek áthidalása és a kellő együttműködés érdekében. A szakdolgozat keretein belül sávalapozást külön nem vizsgálunk, az alapozás számítása a megmaradó falazat alaperősítésében bemutatásra kerül. Az alapozás alsó síkja a fagyhatár meghatározása segítségével történhet, mely a területen a terepszinttől mért 80cm. A sákalapok alsó síkjának mindig a teherbíró altalajra kell esnie. Ha a kivitelezés folyamán ettől eltérő helyzet alakulna ki a talaj rétegződése miatt, rétegesen tömörített homokos kavics ágyazat készítésére van szükség. A sávalapok alá 5cm szerelőbeton kerül. A sávalap szélességének meghatározása az igénybevételek definiálása után a talajtörést okozó erő függőleges komponensének meghatározásával történhet, drénezett viszonyok között.

$$\sigma_t = \frac{R_v}{B' \cdot L} = B' \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \quad (4.10)$$

9.ábra: A talajtörést okozó feszültség függőleges komponense drénezett viszonyok között.

Alkalmazott padló rétegrendek:

Alagsor, talajon fekvő padló: (gépészeti helyiség)	-1 cm lapburkolat + ragasztó -15 cm vasbeton ellenlemez (talajvíznyomás ellen) -5 cm lépésálló hőszigetelés -2rtg. bitumenes vtg.lemez szigetelés -10cm aljzatbeton -15 cm Tömörített kavicsagyazat $E=40\text{N/mm}^2$
Földszint, talajon fekvő padló: (hálósobai blokk + garázs)	-1 cm lapburkolat + ragasztó -8 cm esztrich aljzatbeton -15 cm lépésálló hőszigetelés -15cm vasalt aljzatbeton -15 cm Tömörített kavicsagyazat $E=40\text{N/mm}^2$
Magasföldszint, új vasbeton födémen: (nappali + konyha)	-1 cm lapburkolat + ragasztó -8 cm esztrich aljzatbeton -4 cm lépésálló hőszigetelés -16 cm monolit vasbeton födém -10 cm ásványgyapot hőszigetelő lap

Anyagminőségek:

Vasbeton sávalapok betonminősége:	C25/30-XC2-24-F2
Vasalt aljzatok betonminősége:	C16/20-XC2-16-F3
Zsalukő betonminősége:	C20/25-XC2-16-F2
Szerelőbeton minősége:	C10/12-X0-24-F3
Betonacél minősége:	B500B

4.3 Függőleges teherhordó szerkezetek

4.3.1 Falazatok

A tervezett bővítmény talajjal érintkező részén (az alagsori részen) 30cm vastag zsalukő falazat készül, melyben a föld visszatöltéséből és az esetleges talajvíz nyomásból származó oldal irányú (faltárcsára merőleges) erőt az alapozásba bekötött hossz és függőleges irányú betonacélok veszik fel.

A talajszint felett lévő részen Porotherm 30-as falazat készül, melynek merevítéséül 50cm magas vasbeton koszorú épül a falak felső síkján.

A födémeken könnyűszerkezetes válaszfalak épülnek gipszkartonból, melyek helyzetüktől függetlenül egyenlő intenzitású helyettesítő megoszló terhelésként szerepelnek a méretezésben.

4.3.2 Pillérek

A meglévő épülettől független garázs szekcionált kapujának 2 szélén monolit vasbeton pillérek helyezkednek el, melyek méretezésére sor kerül a szakdolgozatban. A pillérek vasalata a sávalapba és a rajtuk elhelyezkedő vasbeton áthidalóba kötnek. Geometriájuk szerint 50x70 cm-es keresztmetszetűek, a gyenge tengely körül a garázs falazata oldal irányú megtámasztást biztosít kihajlás ellen. A pillérek lehetővé teszik, hogy a garázskapu felett elhelyezkedő vasbeton áthidaló megtámasztást biztosítson a földem számára.

Anyagminőségek:

Tetherhordó falazatok:	tsz. felett:	Porotherm 30 N+F,
	tsz. alatt	30 cm zsalukő falazóblokk
Pillérek betonminősége:	C25-30-XC2-16-F3	
Betonacél minőség:	B500B	

4.4 Vízzintes tetherhordó szerkezetek

4.4.1 Alagsor feletti földem

A meglévő alagsor feletti földem bontásra kerül, majd az alapozás és falazási munkálatokat követően egy új, 16cm vastag monolit vasbeton földemlemez méreteztem. A földem geometriájából kifolyólag jó közelítéssel egy egyirányban tetherhordó 3 támaszú földemlemezzel beszélhetünk, mely statikai számítását kézzel, cross módszer bemutatásával végeztem el a különböző teheresetek figyelembevételével. Az axisvm modell igénybevételei nagyban tükrözik a kézi közelítő módszerrel kapott értékeket. A földem a toronyba vezető lépcsőház résznél 2db acél zártszelvény pillér terheit viselik, melyek igénybevételei a felette elhelyezkedő földem széli vasbeton gerendák terheiből adódnak. Ezeket a végeelem modellemben koncentrált teherként vettem fel, becsült értékkel.

4.4.2 Garázs feletti födém

Az új építésű garázs födémének statikai váza egy 3 oldalról folytonosan alátámasztott lemez, melynek a rövidebbik fesztáv 1/3-nál egy 50cm magas felülborda kerül kialakításra az építész engedélyeztetési terv alapján, a zöldtető oldal irányú megtámasztásának céljából. A födém igénybevételei a gerenda nélkül jó közelítéssel 2 irányban teherhordó födémként számítható lehetne, de a térdfal merevsége az igénybevételek egy jelentős részét hordja, ezáltal a geometria komplexé válik, a számítását axisvm szoftver segítségével végeztem el. A statikai számítás után T keresztmetszetként vizsgáltam a felülbordát, melynek vasalását meghatároztam.

Anyagminőségek:

Födémek betonminősége: C25-30-XC2-16-F2

Betonacél minőség: B500B

Betontakarás: min. 3cm

4.4.3 Torony zárófödém

A Torony jellegű épület meglévő födeme egy 16cm vtg. I gerendákkal merevített vasbeton födémlemez, melynek állapota a helyszíni felmérést követően bizonytalan. A födém alsó síkján jelentős a betontakarás hiányából eredő korrózió az I gerendákon, mely a födém teherviseléséért felel. A meglévő koszorú és a falazat között mély repedések vannak jelen, mely a szerkezet egymástól független elmozdulásaira utal. Az új tetőszerkezetre való tekintettel és a jelenlegi állapotot vizsgálva egy új, azonos vastagságú 16cm-es monolit vasbeton födém kerül méretezésre a tornyon.

Anyagminőségek:

Födémek betonminősége: C25-30-XC2-16-F2

Betonacél minőség: B500B

Betontakarás: min. 3cm

5. Tetőszerkezet

5.1 Földszint feletti fedélszék

A tetőszerkezet tárgyában az építésznek és a megrendelőnek konkrét elképzelései voltak. A geometria adott, a fedélszerkezetet 3 részre bontottam, mely a teherelemzésben is elkülönítésre került: Egy 25° rész, mely a legnagyobb távolság áthidalását szolgálja, egy függőleges szakasz, mely a nappali megvilágítását szolgálja és az ezen elhelyezkedő alacsony hajlásszögű (5°) szerkezet, mely állékonyságát fogópárok segítségével tudtam biztosítani. Az axisvm szoftver fa méretező modulja segítségével a terhek és a statikai váz megadása után a mértékadó kihasználtságok alapján kiválasztottam a legjobban igénybe vett szaruállást, melyet az alapképzésen tanult kézi számítások segítségével ellenőriztem. A szarufa távolságokat iterációs módszerrel vettem fel, a keresztmetszeteket a járatos méretek alapján választottam ki. A statikai váz kialakításánál merev testek és rúd végi csuklók segítségével ügyeltem, hogy számottevő nyomatékok a fa kapcsolatoknál ne alakulhassanak ki.

5.2 Torony fedélszék

A torony fedélszerkezete manzárd stílusú, mely két részből áll. Egy 72° fokos szakaszból majd egy 38° fokos szakaszból. A helyszíni felmérés folyamán az új zárófödémre és a hőszigetelésre való tekintettel a fedélszék bontásra, majd egy teljesen azonos geometriájú új tetőszerkezet építésére kerül sor. A szakdolgozatom keretein belül ez méretezésre kerül, de kötött keresztmetszetekkel a szarufák közti hőszigetelésre való tekintettel. A meredek hajlásszög miatt a faszerkezetek igénybevétele alacsony. A szarufák távolságát maximum 1m-re alakítottam ki, a teljes külső deszka borításra való tekintettel. (száradás okozta csavarodás)

Anyagminőségek:

Faanyag szilárdsági osztálya:	C24
Besorolása:	I. osztály
Csavározott kapcsolatok:	M16 10.9

6. Tartószerkezetek méretezése során felhasznált szabványok

- MSZ EN 1991 EC1 Tartószerkezeteket érő szabványok
- MSZ EN 1991 EC2 Betonszerkezetek tervezése
- MSZ EN 1991 EC3 Acélszerkezetek tervezése
- MSZ EN 1991 EC5 Faszervezetek tervezése
- MSZ EN 1991 EC6 Falazott szerkezetek tervezése
- MSZ EN 1991 EC7 Geotechnikai tervezés

7. Tartószerkezetek méretezése során figyelembe vett terhek

7.1 Állandó terhek

Az állandó terhek a szerkezeti elemek geometriája és anyaga alapján valamint az engedélyeztetési tervben szereplő rétegrendek figyelembevételével került meghatározásra.

7.2 Esetleges terhek

Hasznos teher:

Garázs feletti földem hasznos terhe: 1.5 kN/m^2

(zöldtető, nem rendszeres tartózkodás céljára)

Egyidejűségi tényezők: $\Psi_0=0.7$ $\Psi_1=0.5$ $\Psi_2=0.3$

Alagsor feletti földem hasznos terhe: 2.0 kN/m^2 (lakóépület)

Egyidejűségi tényezők: $\Psi_0=0.7$ $\Psi_1=0.5$ $\Psi_2=0.3$

Fedélszék hasznos terhe: 0.5 kN/m^2 (gépészet)

Egyidejűségi tényezők: $\Psi_0=0.7$ $\Psi_1=0.5$ $\Psi_2=0.3$

Hóteher:

A felszíni hóteher alapértéke: $S_k=1.25 \text{ kN/m}^2$

Egyidejűségi tényezők: $\Psi_0=0.5$ $\Psi_1=0.2$ $\Psi_2=0$

Szélteher:

A torlónyomás értéke: $q_{pz}=0.484 \text{ kN/m}^2$

Módosító tényezők értéke: $c_{dir}=1$ $c_{season}=1$ $c_0=1$

7.3 Rendkívüli terhek:

A méretezés folyamán rendkívüli hóteherrel és hógúgterherrel számoltam a lapostetők és a fedélszékre való tekintettel.

A rendkívüli hóteher alapértéke: $S_{Ad}=2*S_k$

8. Munkavédelem

A munkavédelem az alkalmazottak fizikai és mentális egészségének védelmére irányuló intézkedéseket foglalja magában a munkahelyeken. Célja, hogy minimalizálja a munkahelyi balesetek és egészségkárosodások kockázatát.

Munkavégzés helyére és körülményeire vonatkozó általános biztonsági szabályok és előírások betartása kötelező.

9. Megjegyzések

A tartószerkezeti tervek együtt kezelendők a vonatkozó építész és egyéb szakági tervekkel.

A kitűzéseket az építész tervek alapján kell elvégezni.

A födémekben és alapokban a közmű vezetékek részére a nyílásáttöréseket a gépész és egyéb szakági tervek szerint kell elkészíteni.

A kivitelezés során fokozott tervezői művezetés szükséges a bontásra való tekintettel.

3. TARTÓSZERKEZETI SZÁMÍTÁS

Megbízó:	Óbudai Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi kar Mechanika és Tartószerkezetek Tanszék	
Cím:	1146 Budapest, Thököly út 74.	
Tartószerkezeti dokumentáció:	Épületek tartószerkezeti méretezése	
Cím:	1225 Budapest "Dunatelep" Hrsz.: 232180, Kolozsvári utca 78.	
Tartószerkezeti tervező:	Elcsics Gergely	
Neptun kód:	NGQ9Z0	
Intézményi konzulens:	Mihók Barna	
Külső konzulens:	Dúzs Csaba	
Kapcsolódó tervlapok:	S-01 Garázs feletti födém zsaluzási terv	M=1:50
	S-02 Garázs feletti födém vasalási terv	M=1:50
	S-03 Alagsor feletti födém zsaluzási terv	M=1:50
	S-04 Alagsor feletti födém vasalási terv	M=1:50
	S-05 Torony zárófödém zsaluzási terv	M=1:50
	S-06 Torony zárófödém vasalási terv	M=1:50
	S-07 Fedélszék terv	M=1:50
	S-08 3D Építész átnézet	

TARTALOMJEGYZÉK

1. Garázs feletti földem méretezése.....	1
1.1 Anyagminőségek.....	1
1.2 Teherelemzés.....	1
1.2.1 Állandó terhek.....	1
1.2.2 Esetleges terhek.....	2
1.3 Mértékadó teherkombinációk.....	2
1.4 Földemben ébredő igénybevételek.....	3-4
1.4.1 Húzott betonacélok tervezése Y irányban.....	5
1.4.2 Húzott betonacélok tervezése X irányban.....	5-6
1.4.3 Kézi számítás, ellenőrzés.....	7-8
1.5 Pillérek méretezése (O-1).....	9-11
1.6 Szekcionált kapu feletti áthidaló méretezése (G-1).....	12
1.6.1 Ellenőrzés hajlításra 50cm magas gerenda szakasz	13
1.6.2 Ellenőrzés nyírásra 50cm magas gerenda szakasz	14
1.6.3 Ellenőrzés hajlításra 100cm magas gerenda szakasz	14
1.6.2 Ellenőrzés nyírásra 100cm magas gerenda szakasz	15
2. Alagsor feletti földem méretezése.....	16
2.1 Teherelemzés.....	16
2.1.1 Állandó terhek.....	16
2.1.2 Esetleges terhek.....	16
2.2 Mértékadó teherkombinációk.....	17
2.3 Földemben ébredő igénybevételek.....	17
2.3.1 Anyagminőségek.....	17
2.3.2 Mértékadó igénybevételek.....	18

2.3.3 Húzott betonacélok tervezése Y irányban mezőben	19
2.3.4 Húzott betonacélok tervezése Y irányban támasz felett	19
2.3.5 Húzott betonacélok tervezése X irányban mezőben	20
2.3.6 Húzott betonacélok tervezése Y irányban támasz felett	21
2.4 Vasalási vázlat.....	22
2.5 Közelítő kézi számítás.....	22
2.5.1 A-A metszet kézi ellenőrzés.....	23
2.5.2 B-B metszet kézi ellenőrzés.....	23-29
3. Magasföldszint feletti fedélszék méretezése.....	30
3.1 Anyagminőségek.....	30
3.2 Teherelemzés.....	31
3.2.1 Anyagminőségek.....	30
3.2.2 Állandó terhek.....	31
3.2.3 Esetleges terhek.....	32-38
3.3 Axisvm átnézeti rajzok.....	39-40
3.4 Kézi számítás.....	41
3.4.1 Szaruállás igénybevételei.....	41
3.4.2 Szaruállás statikai váza.....	42
3.4.3 Szarufa ellenőrzése.....	43
3.4.4 Fogópár ellenőrzése.....	44
3.4.5 Derékszelemen ellenőrzése ferde hajlításra.....	45
3.4.6 Tetőszerkezet kapcsolatainak méretezése.....	46-47
3.5. Fedélszék terheit közvetítő I gerenda tervezése.....	48-58
3.5.1 I gerenda kapcsolatainak méretezése.....	58-60

4. Torony fedélszék méretezése.....	61
4.1 Anyagminőségek.....	61
4.2 Teherelemzés.....	62
4.2.1 Állandó terhek.....	62
4.2.2 Esetleges terhek.....	63
4.3 Axisvm ábrák.....	63
4.4 Terhek felvétele teherpanel segítségével.....	64
4.5 A szarufák igénybevételei.....	64-65
4.6 Eredmények.....	66
5. Torony zárófödémének méretezése.....	67
5.1 Teherelemzés.....	67
5.1.1 Állandó terhek.....	67
5.1.2 Esetleges terhek.....	67
5.2 Mértékadó teherkombinációk.....	68
5.3 Axisvm ábrák.....	68
5.4. Anyagminőségek.....	68
5.5 Vasalás méretezése.....	68
5.5.1 Húzott betonacélok tervezése Y irányban.....	71
5.5.2 Húzott betonacélok tervezése X irányban.....	71
5.6 Kézi számítás tartókereszt módszer segítségével.....	72
6. Szomszédos falazat alapozásának ellenőrzése.....	73
6.1 Teherelemzés.....	74-75
6.2 Altalaj adatai.....	77
6.3 Alaperősítés tervezése.....	77-78
6.4. Sósúti mészkő falazat ellenőrzése nyomásra.....	79

1. Garázs feletti földm méretezése:

1.1 Anyagminőségek:

Beton: C25/30

$$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm} := 2.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{cs.v} := 0.04\%$$

$$f_{cd} := 16.7 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cm} := 31 \frac{kN}{mm^2}$$

$$\alpha_{tc} := 1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ C}$$

$$f_{ctd} := 1.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c,eff} := 9.3 \frac{kN}{mm^2}$$

Betonacél: B500B

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{uk} := 18\%$$

$$\xi_{c0} := 0.49$$

$$f_{yd} := 435 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{sb} := 200 \frac{kN}{mm^2}$$

1.2 Teherelemzés:

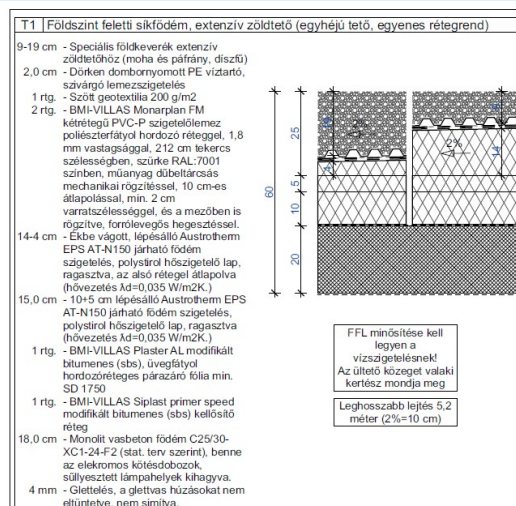
Biztonsági tényezők:

$$\gamma_g := 1.35$$

$$\gamma_q := 1.5$$

1.2.1 Állandó terhek:

Zöldtető rétegrend:



10.ábra

$$föld := 14 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.19 m = 2.66 \frac{kN}{m^2}$$

$$PVC := 0.08 \frac{kN}{m^2}$$

$$hőszig := 0.15 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.29 m = 0.044 \frac{kN}{m^2}$$

Vasbeton födém axisban. (önsúly)

$$g_k := föld + PVC + hőszig = 2.784 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_d := g_k \cdot \gamma_g = 3.758 \frac{kN}{m^2}$$

1.2.2 Esetleges terhek:

Hasznos teher: (Zöldtető, "nem rendszeres tartózkodás céljára")

$$q_k := 1.5 \frac{kN}{m^2} \quad q_d := q_k \cdot \gamma_q = 2.25 \frac{kN}{m^2}$$

Egyidejűségi tényezők: $\psi_{0_q} := 0.7$ $\psi_{1_q} := 0.5$ $\psi_{2_q} := 0.3$

Hóteher: (mBf < 400m)

$$q_{s.k} := 1.25 \frac{kN}{m^2} \quad \mu_1 := 0.8 \quad q_{hó.k} := q_{s.k} \cdot \mu_1 = 1 \frac{kN}{m^2} \quad q_{hó.d} := q_{s.k} \cdot \mu_1 \cdot \gamma_q = 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

Egyidejűségi tényezők: $\psi_{0_hó} := 0.5$ $\psi_{1_hó} := 0.2$ $\psi_{2_hó} := 0.0$

Hózugteher:

figyelembe veendő hossz:

$$h_{attika} := 0.5 \text{ m} \quad l_{hózug} := \max(5 \text{ m}, 2 \cdot h_{attika}) = 5 \text{ m} \quad \mu_{w2} := \min\left(2, \frac{2 \frac{kN}{m^3} \cdot h_{attika}}{q_{s.k}}\right) = 0.8$$

$$q_{s1.k} := q_{s.k} \cdot \max(\mu_1, \mu_{w2}) = 1 \frac{kN}{m^2} \quad q_{s1.d} := q_{s1.k} \cdot \gamma_q = 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

Ugyan az, a számításban nem szerepel.

Szélteher:

Szélteherrel nem számolunk, a biztonság javára. (szélszívás)

Rendkívüli terhek:

$$\text{Rendkívüli hóteher: } s_{Ad} := 2 \frac{kN}{m^2}$$

1.3 Mértékadó teherkombinációk:

Használhatósági határállapot (SLS) - Kvázi állandó teherkombináció

$$SLS := g_k + q_k \cdot \psi_{2_q} + q_{hó.k} \cdot \psi_{2_hó} = 3.234 \frac{kN}{m^2}$$

Teherbírási határállapot (ULS) - Tartós és ideiglenes tervezési helyzet

$$ULS_{hó} := g_k \cdot \gamma_g + q_{hó.k} \cdot \gamma_q + q_k \cdot \gamma_q \cdot \psi_{2_q} = 5.933 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kiemelt teher a hó.}$$

Teherbírási határállapot (ULS) - Tartós és ideiglenes tervezési helyzet

$$ULS_h := g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_q + q_{hó_k} \cdot \gamma_q \cdot \psi_{0_hó} = 6.758 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kiemelt teher a hasznos.}$$

1.4 Födémbe épredő igénybevételek:

Anyagminőségek:

Beton: C25/30

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 25 \frac{N}{mm^2} & f_{ctm} &:= 2.6 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{cs.v} &:= 0.04\% \\ f_{cd} &:= 16.7 \frac{N}{mm^2} & E_{cm} &:= 31 \frac{kN}{mm^2} & \alpha_{tc} &:= 1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{1^\circ C} \\ f_{ctd} &:= 1.2 \frac{N}{mm^2} & E_{c.eff} &:= 9.3 \frac{kN}{mm^2} \end{aligned}$$

Betonacél: B500B

$$\begin{aligned} f_{yk} &:= 500 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{uk} &:= 18\% & \xi_{c0} &:= 0.49 \\ f_{yd} &:= 435 \frac{N}{mm^2} & E_{sb} &:= 200 \frac{kN}{mm^2} \end{aligned}$$

Betontakarás, húzott vaspozíciók számítása:

Alkalmazott betonacél átmérő: Fővas: $\phi 8$ Elosztóvas: $\phi 8$

Környezeti kitéti osztály: XC1 (temperált helyiségek alulról, felülről)

$$c_{min.dur} := 15 \text{ mm} \quad c_{min.b} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{min.dur}, c_{min.b}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} \quad (\text{betontakarás a felülethez legközelebb lévő acélbetétén})$$

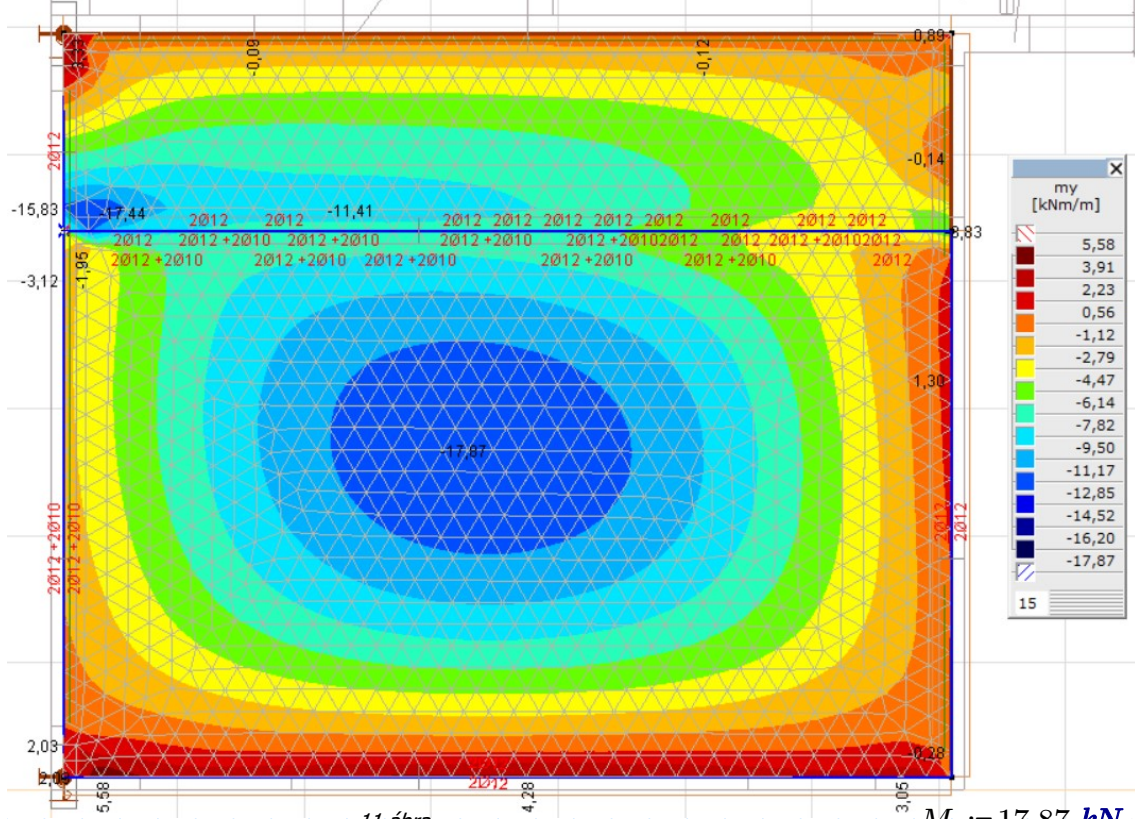
Húzott vaspozíció, dolgozó magasság számítása:

$$b := 1000 \text{ mm} \quad h := 200 \text{ mm}$$

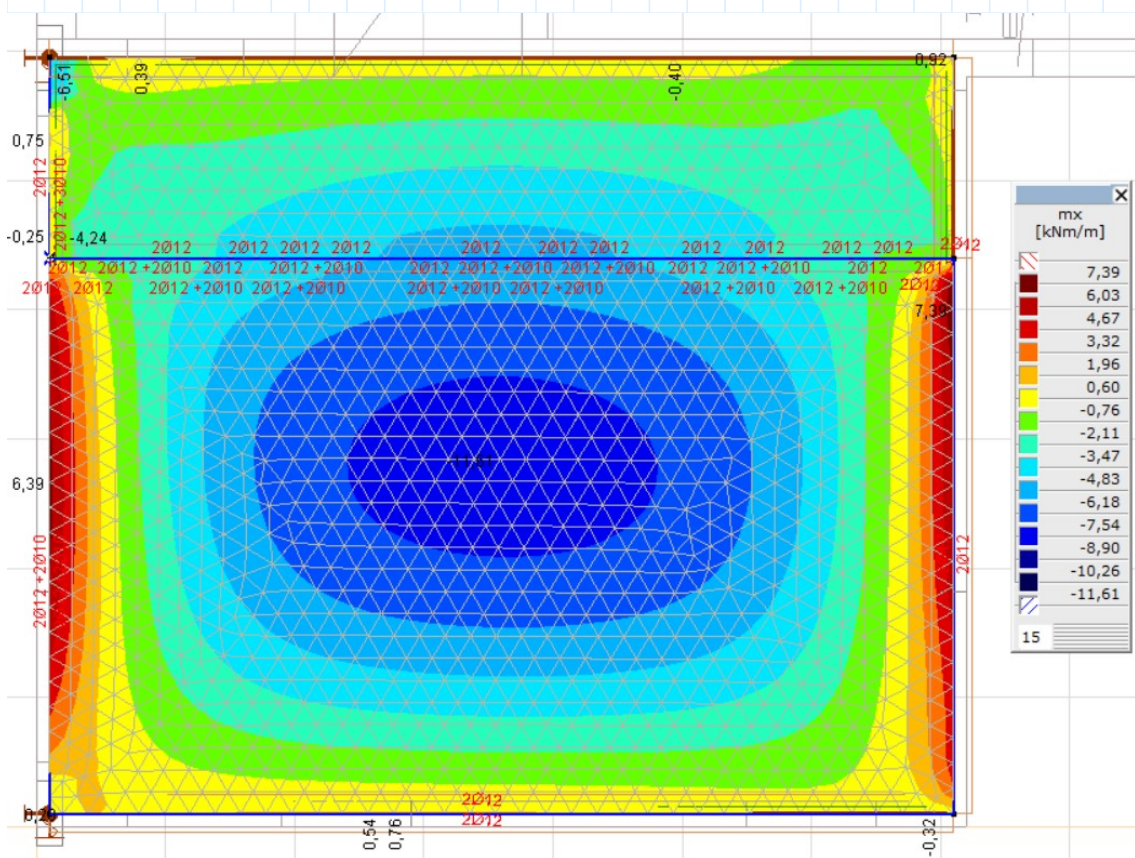
$$a_{fővas} := c_{nom} + \frac{10 \text{ mm}}{2} = 30 \text{ mm} \quad a_{elvas} := c_{nom} + 10 \text{ mm} + \frac{8 \text{ mm}}{2} = 39 \text{ mm}$$

$$d_{fővas} := h - a_{fővas} = 170 \text{ mm} \quad d_{elvas} := h - a_{elvas} = 161 \text{ mm}$$

Mértékadó isénvbevételek:



$$M_y := 17.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$M_x := 11.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1.4.1 Húzott betonacélok tervezése Y irányban:

$$M_y = 17.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Constraint Values	$x_c := \frac{h}{2}$ $M_y = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{f\acute{o}vas} - \frac{x_c}{2} \right)$
Solver	$x_c := \text{find}(x_c) = 6.416 \text{ mm}$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 246.297 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_prov} := 251 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\phi 8}{200 \text{ mm}}$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 6.538 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{f\acute{o}vas} - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 18.205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_y}{M_{Rd}} = 0.982$$

1.4.2 Húzott betonacélok tervezése X irányban:

$$M_x = 11.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Constraint Values	$x_c := \frac{h}{2}$ $M_x = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{f\acute{o}vas} - \frac{x_c}{2} \right)$
Solver	$x_c := \text{find}(x_c) = 4.14 \text{ mm}$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 158.933 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_prov} := 251 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\phi 8}{200 \text{ mm}}$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 6.538 \text{ mm}$$

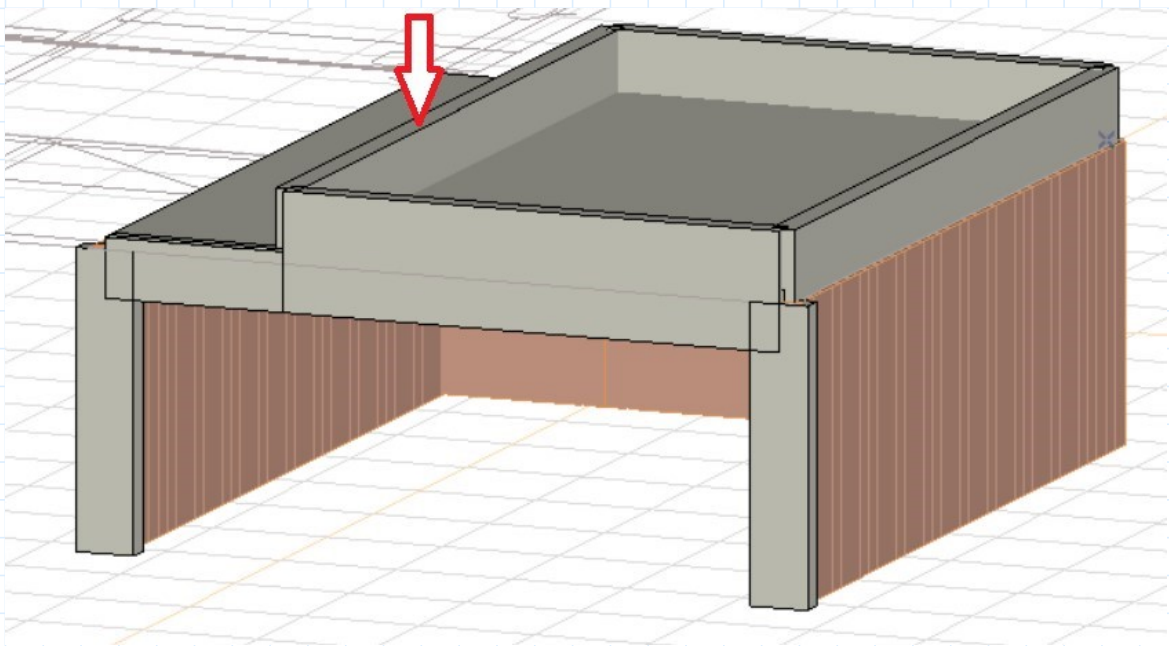
Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{fővas} - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 18.205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

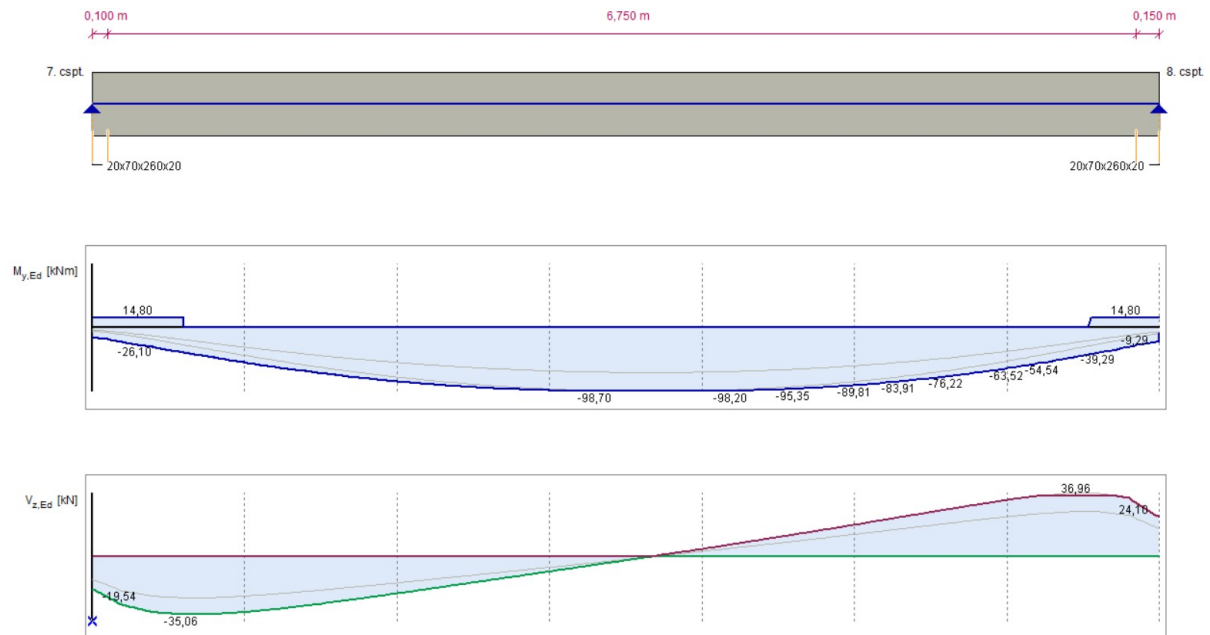
$$\frac{M_x}{M_{Rd}} = 0.638$$

A zöldtető stabilitását attikafalas megtámasztás biztosítja,
ez felülbordaként kezelendő a továbbiakban.



13.ábra

A felülborda számítását elvégzem axisvm szoftver segítségével,
majd ellenőrzöm kézi módszerrel "T" keresztmetszetként.



$$M_{y_ed} := 98.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

14.ábra

$$V_{z_ed} := 36.96 \text{ kN}$$

1.4.3 Kézi számítás, ellenőrzés:

Keresztmetszet:

$$b_{gerenda} := 200 \text{ mm}$$

$$h := 700 \text{ mm}$$

$$v_{födém} := 200 \text{ mm}$$

Alkalmazott betonacél átmérő: Sarokvasak: $\phi 12$ Hosszvasalás: $\phi 10$

Húzott vaspozíció:

$$a := c_{nom} + \frac{12 \text{ mm}}{2} = 31 \text{ mm}$$

Együttdolgozó szélesség számítása:

(A gerenda nyomatéki zéruspontjai közötti távolság, jelen esetben nincs.)

$$b_{eff} = b_w + b_{eff_1} + b_{eff_2} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad b_1 := 1.55 \text{ m} \quad b_2 := 4.30 \text{ m}$$

$$l_0 := 100 \text{ m}$$

(A lemez vastagsága.)

$$t := 200 \text{ mm}$$

$$b_{eff_1} := \min\left(\frac{b_1}{2}, 0.2 \cdot l_0, 0.1 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0, 6 \cdot t\right) = 0.775 \text{ m}$$

$$b_{eff_2} := \min\left(\frac{b_2}{2}, 0.2 \cdot l_0, 0.1 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0, 6 \cdot t\right) = 1.2 \text{ m}$$

$$b_{eff} := b_w + b_{eff_1} + b_{eff_2} = 2.175 \text{ m}$$

Hasznos magasság meghatározása: $d := h - a = 669 \text{ mm}$

Statikai váz: Kéttámaszú hajlított-nyírt vasbeton tartó $l := 7 \text{ m}$

Igénybevételek:

$$ULS_h = 6.758 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \text{attika fal súlya} = g_{attika} := (b_{gerenda} \cdot (h - v_{födém})) \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Max nyomaték: } b_{eff} = 2.175 \text{ m} \quad q := ULS_h \cdot b_{eff} + g_{attika} \cdot \gamma_g = 17.938 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{y_{ed}} := \frac{q \cdot l^2}{8} = 109.871 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Axis} = 98.70 \text{ kNm}$$

Húzott betonacélok tervezése:

$$M_{y_{ed}} = 109.871 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_c := \frac{h}{2}$$

$$M_{y_{ed}} = b_{gerenda} \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c := \text{find}(x_c) = 51.124 \text{ mm}$$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_{req}} := \frac{b_{gerenda} \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 392.541 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_{prov}} := 226 \text{ mm}^2 + 236 \text{ mm}^2 = 462 \text{ mm}^2$$

$$2 \times \phi 12 + 3 \times \phi 10$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_{új}} := \frac{A_{s_{prov}} \cdot f_{yd}}{b_{gerenda} \cdot f_{cd}} = 60.171 \text{ mm} \quad (\text{nyomott zóna a felülbordában})$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b_{gerenda} \cdot x_{c_{új}} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c_{új}}}{2} \right) = 128.403 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_{y_{ed}}}{M_{Rd}} = 0.856$$

Felülborda tervezése nyírásra:

$$V_{ed} := \frac{q \cdot l}{2} = 62.783 \text{ kN}$$

(Dulácska képlete)

A beton nyírási teherbírása:

$$c := \left(1.2 - \frac{25}{150} \right) \cdot \left(\frac{0.45}{1 + \frac{669}{1000}} \right) = 0.279$$

$$V_{Rdc} := c \cdot b_{gerenda} \cdot d \cdot f_{ctd} = 44.734 \text{ kN}$$

$V_{ed} > V_{Rdc}$ A tartót nyírásra vasalni kell.

Sűrített kengyelezés hossza:

$$\frac{V_{ed} - V_{Rdc}}{q} = 1.006 \text{ m} \quad (\text{támaszoktól mérve})$$

Kengyelek távolsága:

$$z := 0.9 \cdot d = 602.1 \text{ mm} \quad A_{sw} := 101 \text{ mm}^2 \quad s := 300 \text{ mm}$$

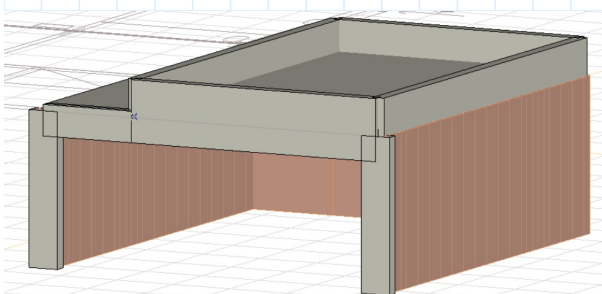
($\phi 8$ 2x nyírt)

$$V_{Rd_s} := \frac{z}{s} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 88.178 \text{ kN}$$

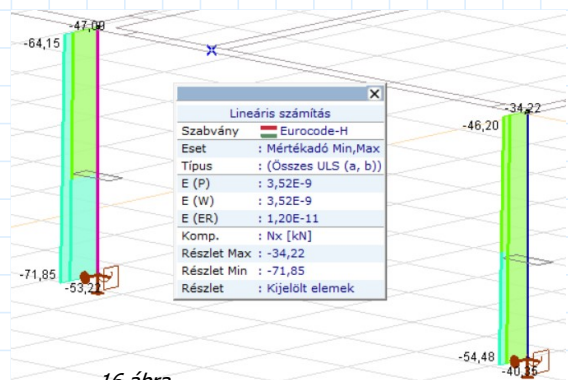
A gerendát a szerkesztési szabályoknak megfelelő 300mm-es osztással elegendő kengyelezni a tartó teljes hosszán.

1.5 Pillérek méretezése:

A garázs szekcionált kapuja feletti gerendának méretezését kézzel ellenőrzöm az axisvm szoftverben kapott terhek és vasalatok alapján.



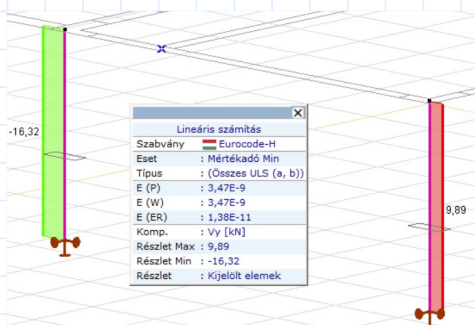
15.ábra



16.ábra

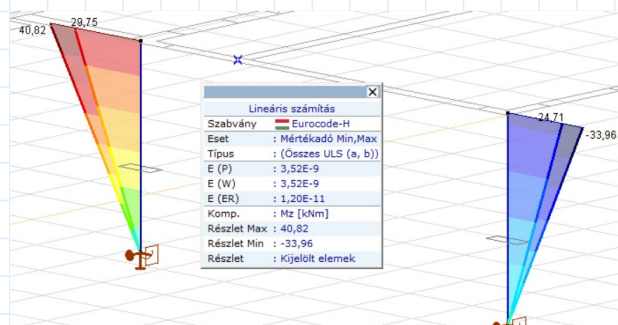
$$N_{Ed} := 71.50 \text{ kN}$$

A pillér vasalata alul a sávalapba csatlakozik, felül pedig a monolit vb. áthidalóba, Y tengelye körül falazat támogatja a bejárati ajtó miatt (3d modellen ez nem látszik), ebből kifolyólag alul-felül félmerv befogást feltételezek, kihajlási hossz: $0.7 \cdot l$



17.ábra

$$V_{Ed} := 16.32 \text{ kN}$$



18.ábra

$$M_{y_{Ed}} := 40.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A tervezés folyamán a teherbírási határvonal 3 pontja meghatározásra kerül, majd a 3 különböző dinám alapján nyomaték-normálerő párosra ellenőrizzük.

A keretsíkra merőlegesen a garázs fala merevíti a pilléreket, ezért alkalmazhatjuk az egyszerűsített THV-as eljárást, mert a pillérre ható erő külpontos, de szimmetriasíkban van.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 500 \text{ mm} \quad f_{cd} = 16.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$l := 2.5 \text{ m} \quad l_0 := 0.7 \cdot l = 1.75 \text{ m}$$

$$A_s := 1030 \text{ mm}^2 \quad 4 \text{ db } \phi 16 + 2 \text{ db } \phi 12 \quad f_{yd} := 435 \text{ MPa} \quad A_{s1} := \frac{A_s}{2}$$

$$\zeta_{c0} := 0.49 \quad d := h - (30 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) = 462 \text{ mm}$$

$$x_{c0} := \zeta_{c0} \cdot d = 226.38 \text{ mm} \quad z_s := d - (30 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) = 424 \text{ mm}$$

Külpontossági növekmények számítása:

$$e = \max \left(e_e + e_{i_{e2}}, \frac{M_{02}}{N_{Ed}}, e_0 \right) \quad e_e := \frac{M_{y_{Ed}}}{N_{Ed}} = 0.571 \text{ m}$$

$$e_{i_{e2}} := 0.05 \cdot d + \frac{l_0}{400} + 0.05 \cdot \left(\frac{l_0}{10 \cdot d} \right)^2 \cdot d = 0.031 \text{ m}$$

$$e_0 := \max \left(20 \text{ mm}, \frac{l}{30} \right) = 0.083 \text{ m}$$

$$e := \max \left(e_e + e_{i_{e2}}, \frac{M_{y_{Ed}}}{N_{Ed}}, e_0 \right) = 0.602 \text{ m}$$

Tervezési nyomaték:

$$M_{y_{Ed}} := N_{Ed} \cdot e = 43.021 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Legnagyobb nyomaték, egyidejű legnagyobb normálerő:

$$N_{Ed} = 71.5 \text{ kN}$$

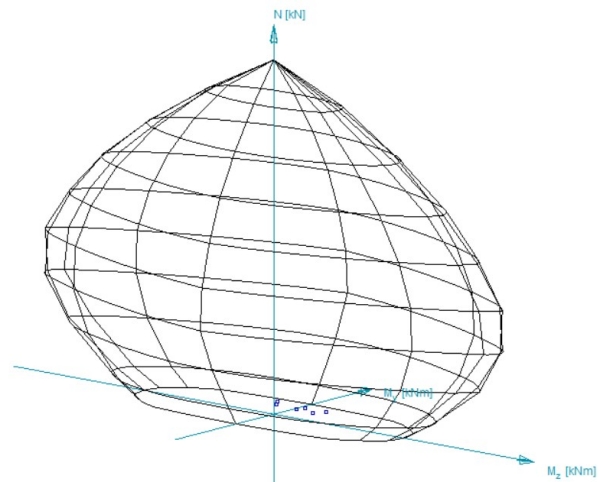
$$M_{y_{Ed}} = 43.021 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N'_u := f_{cd} \cdot b \cdot h + A_s \cdot f_{yd} = (2.118 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_s := A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_s = 94.987 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{bal} := f_{cd} \cdot b \cdot x_{c0} = 756.109 \text{ kN}$$

$$\Delta M := N_{bal} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 103.443 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



19.ábra

$$M_{rd_{max}} := M_s + \Delta M = 198.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd_N} := M_s + \frac{\Delta M}{N_{bal}} \cdot N_{Ed} = 104.769 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Megfelel.}$$

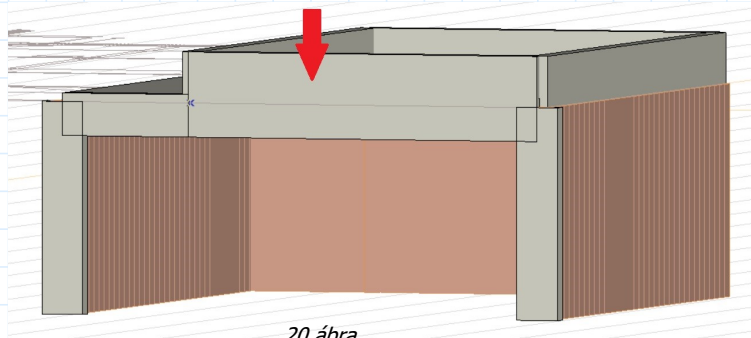
Legkisebb normálerő, egyidejű legnagyobb nyomaték:

$$N_{Ed} := 34.22 \text{ kN}$$

$$M_{y_{Ed}} = 43.021 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd_N} := M_s + \frac{\Delta M}{N_{bal}} \cdot N_{Ed} = 99.668 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Megfelel.}$$

Szekcionált kapu feletti áthidaló méretezése:

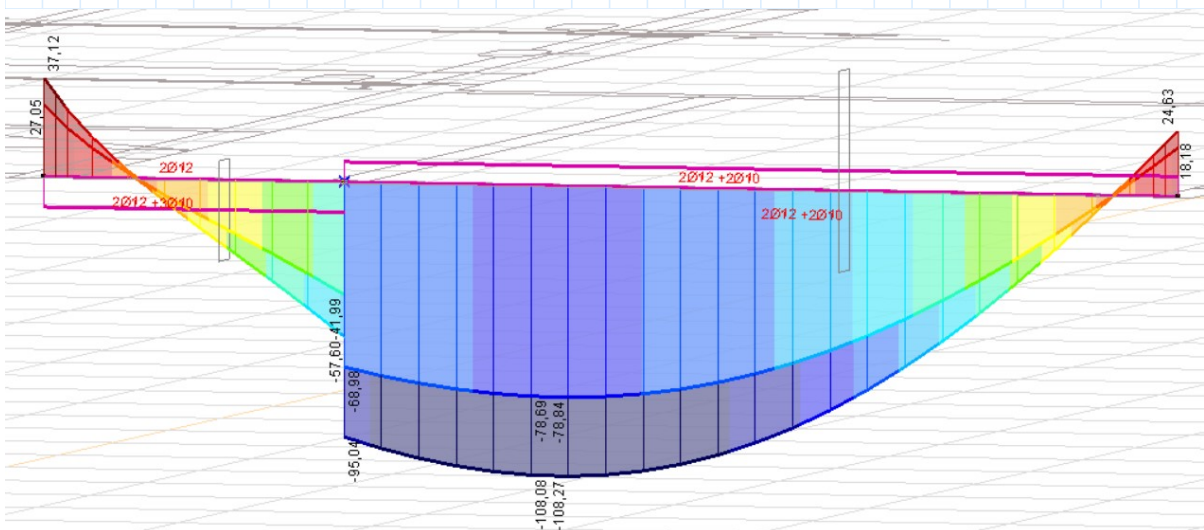


20.ábra

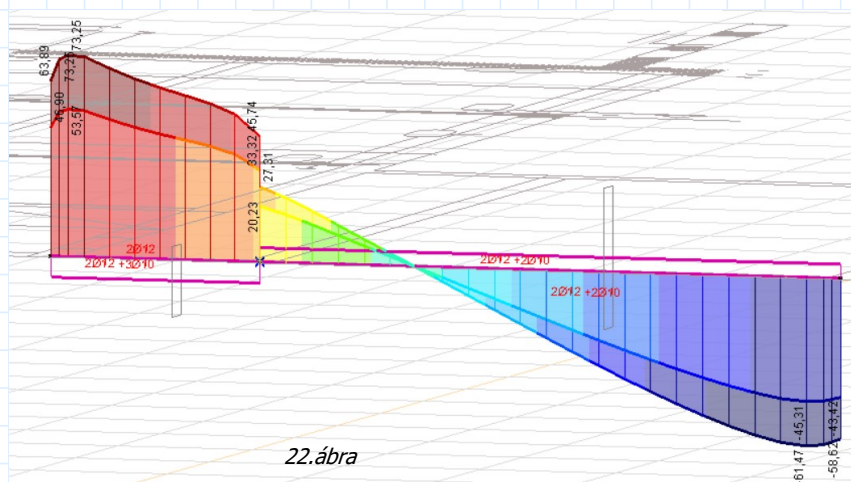
A gerenda változó keresztmetszetű, az attikafal kiterjedése miatt. A garázs bal oldala kavicsolt lapostető, melyhez egy félnyereg tető csatlakozik, ez okozza az attika fal hiányát.

A komplex geometriájú tartó igénybevételét Axisvm szoftver segítségével meghatározom meg, majd 2 metszet felvételével a kisebb és a nagyobb magasságú keresztmetszetenél is ellenőrzést végzek a mértékadó helyeken.

Y tengely körül forgató nyomatékok értékei:



Z tengely irányú nyírás:



22.ábra

1.6.1 Ellenőrzés hajlításra 50cm magas gerenda szakasz:

Keresztmetszet: $b_{gerenda} := 200 \text{ mm}$

$$h := 500 \text{ mm}$$

Alkalmazott betonacél átmérő: Sarokvasak: $\phi 12$ Hosszvasalás: $\phi 10$

Húzott vaspozíció: $a := c_{nom} + \frac{12 \text{ mm}}{2} = 31 \text{ mm}$

Hasznos magasság meghatározása: $d := h - a = 469 \text{ mm}$

Max nyomaték: $M_{y_ed} := 57.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Húzott betonacélok tervezése:

$$M_{y_ed} = 57.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_c := \frac{h}{2}$$

$$M_{y_ed} = b_{gerenda} \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c := \text{find}(x_c) = 38.338 \text{ mm}$$

Szükséges vasmennyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b_{gerenda} \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 294.363 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmennyiség:

$$A_{s_prov} := 226 \text{ mm}^2 + 236 \text{ mm}^2 = 462 \text{ mm}^2$$

$$2 \times \phi 12 + 3 \times \phi 10$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b_{gerenda} \cdot f_{cd}} = 60.171 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b_{gerenda} \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 88.209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_{y_ed}}{M_{Rd}} = 0.653 \quad \text{Megfelel.}$$

1.6.2 Ellenőrzés nyírásra 50cm magas gerenda szakasz:

$$V_{ed} := 73.25 \text{ kN}$$

A beton nyírási teherbírása:

$$c := \left(1.2 - \frac{25}{150}\right) \cdot \left(\frac{0.45}{1 + \frac{469}{1000}}\right) = 0.317 \quad (\text{Dulácska képlete})$$

$$V_{Rdc} := c \cdot b_{gerenda} \cdot d \cdot f_{ctd} = 35.63 \text{ kN}$$

$$V_{ed} > V_{Rdc} \quad \text{A tartót nyírásra vasalni kell.}$$

Kengyelek távolsága:

$$z := 0.9 \cdot d = 422.1 \text{ mm} \quad A_{sw} := 101 \text{ mm}^2 \quad s := 200 \text{ mm}$$

$$V_{Rd_s} := \frac{z}{s} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 92.725 \text{ kN} \quad (\phi 8 \text{ 2x nyírt})$$

A gerendát 200mm-es osztással szükséges kengyelezni a tartó teljes hosszán.

1.6.3 Ellenőrzés hajlításra 100cm magas gerenda szakasz:

Keresztmetszet: $b_{gerenda} := 200 \text{ mm}$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

Alkalmazott betonacél átmérő: Sarokvasak: $\phi 12$ Hosszvasalás: $\phi 10$

Húzott vaspozíció: $a := c_{nom} + \frac{12 \text{ mm}}{2} = 31 \text{ mm}$

Hasznos magasság meghatározása: $d := h - a = 969 \text{ mm}$

Max nyomaték: $M_{y_{ed}} := 108.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Húzott betonacélok tervezése:

$$M_{y_{ed}} = 108.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_c := \frac{h}{2}$$

$$M_{y_{ed}} = b_{gerenda} \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c := \text{find}(x_c) = 34.052 \text{ mm}$$

Szükséges vasmennyiség:

$$A_{s_{req}} := \frac{b_{gerenda} \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 261.453 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmennyiség:

$$A_{s_{prov}} := 226 \text{ mm}^2 + 158 \text{ mm}^2 = 384 \text{ mm}^2$$

$$2 \times \phi 12 + 2 \times \phi 10$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_{új}} := \frac{A_{s_{prov}} \cdot f_{yd}}{b_{gerenda} \cdot f_{cd}} = 50.012 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b_{gerenda} \cdot x_{c_{új}} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{x_{c_{új}}}{2} \right) = 157.685 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_{y_{ed}}}{M_{Rd}} = 0.687 \quad \text{Megfelel.}$$

1.6.4 Ellenőrzés nyírásra 100cm magas gerenda szakasz:

$$V_{ed} := 61.47 \text{ kN}$$

(Dulácska képlete)

A beton nyírási teherbírása:

$$c := \left(1.2 - \frac{25}{150} \right) \cdot \left(\frac{0.45}{1 + \frac{969}{1000}} \right) = 0.236$$

$$V_{Rdc} := c \cdot b_{gerenda} \cdot d \cdot f_{ctd} = 54.921 \text{ kN}$$

$$V_{ed} < V_{Rdc} \quad \text{A tartót nyírásra vasalni kell.}$$

Kengyelek távolsága:

$$z := 0.9 \cdot d = 872.1 \text{ mm} \quad A_{sw} := 101 \text{ mm}^2 \quad s := 300 \text{ mm}$$

($\phi 8$ 2x nyírt)

$$V_{Rd_s} := \frac{z}{s} \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 127.719 \text{ kN}$$

A gerendát 300mm-es osztással szükséges kengyelezni a tartó teljes hosszán.

2. Alagsor feletti földem méretezése:

2.1 Teherelemzés:

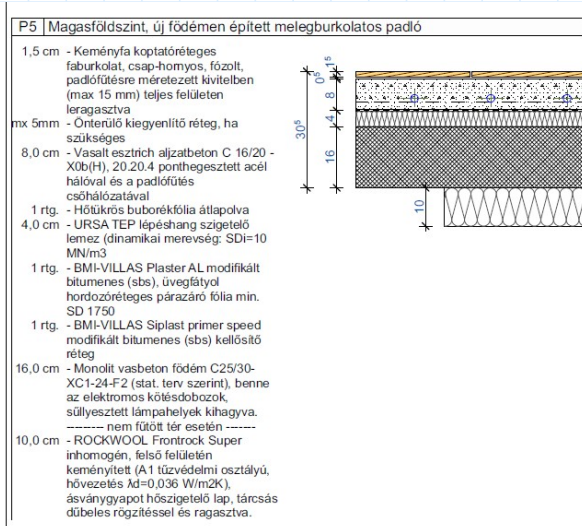
Biztonsági tényezők:

$$\gamma_g := 1.35$$

$$\gamma_q := 1.5$$

2.1.1 Állandó terhek:

Közbenső földem rétegrend:



23. ábra

$$burkolat := 6.4 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.02 m = 0.128 \frac{kN}{m^2}$$

$$estrich := 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.08 m = 1.92 \frac{kN}{m^2}$$

$$lépéshang := 0.10 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.04 m = 0.004 \frac{kN}{m^2}$$

$$vb.földem := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.16 m = 4 \frac{kN}{m^2}$$

$$hőszig := 0.15 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.10 m = 0.015 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_k := burkolat + estrich + lépéshang + vb.földem + hőszig = 6.067 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_d := g_k \cdot \gamma_g = 8.19 \frac{kN}{m^2}$$

2.1.2 Esetleges terhek:

Hasznos teher: (lakóépület)

$$q_{h_k} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{h_d} := q_{h_k} \cdot \gamma_q = 3 \frac{kN}{m^2}$$

Egyidejűségi tényezők:

$$\psi_{0_h} := 0.7$$

$$\psi_{1_h} := 0.5$$

$$\psi_{2_h} := 0.3$$

Válaszfal teher: (mobil, átlagos válaszfal helyettesítő terhe:)

$$q_{vf_k} := 0.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{vf_d} := q_{vf_k} \cdot \gamma_q = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

Egyidejűségi tényezők:

$$\psi_{0_{vf}} := 1$$

$$\psi_{1_{vf}} := 1$$

$$\psi_{2_{vf}} := 1$$

2.2 Mértékadó teherkombinációk:

Használhatósági határállapot (SLS) - Kvázi állandó teherkombináció

$$SLS := g_k + q_{h_k} \cdot \psi_{2_h} + q_{vf_k} \cdot \psi_{2_vf} = 7.467 \frac{kN}{m^2}$$

Teherbírási határállapot (ULS) - Tartós és ideiglenes tervezési helyzet

$$ULS_h := g_k \cdot \gamma_g + q_{h_k} \cdot \gamma_q + q_{vf_k} \cdot \gamma_q \cdot \psi_{0_vf} = 12.39 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kiemelt teher a hasznos.}$$

2.3 Födémekben ébredő igénybevételek:

2.3.1 Anyagminőségek:

Beton: C25/30

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 25 \frac{N}{mm^2} & f_{ctm} &:= 2.6 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{cs.v} &:= 0.04\% \\ f_{cd} &:= 16.7 \frac{N}{mm^2} & E_{cm} &:= 31 \frac{kN}{mm^2} & \alpha_{tc} &:= 1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ C} \\ f_{ctd} &:= 1.2 \frac{N}{mm^2} & E_{c.eff} &:= 9.3 \frac{kN}{mm^2} \end{aligned}$$

Betonacél: B500B

$$\begin{aligned} f_{yk} &:= 500 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{uk} &:= 18\% & \xi_{c0} &:= 0.49 \\ f_{yd} &:= 435 \frac{N}{mm^2} & E_{sb} &:= 200 \frac{kN}{mm^2} \end{aligned}$$

Betontakarás, húzott vaspozíciók számítása:

Alkalmazott betonacél átmérő: Fővas: $\phi 10$ Elosztóvas: $\phi 8$

Környezeti kitéti osztály: XC1 (temperált helyiségek alulról, felülről)

$$c_{min.dur} := 15 \text{ mm} \quad c_{min.b} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{min.dur}, c_{min.b}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

(betontakarás a felülethez legközelebb lévő acélbetétén)

Húzott vaspozíció, dolgozó magasság számítása:

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 160 \text{ mm}$$

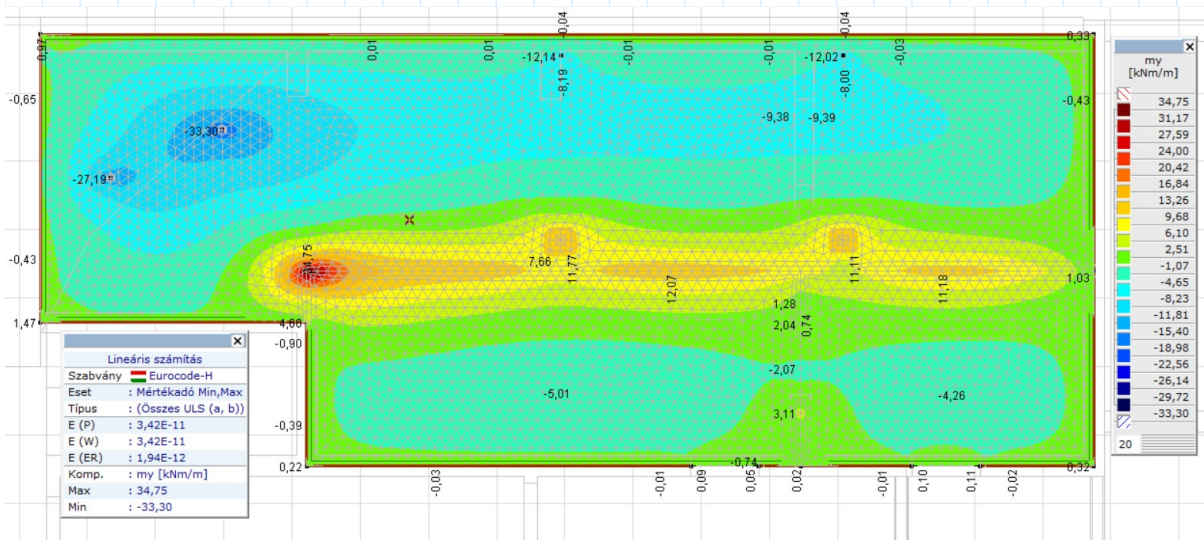
$$a_{f\acute{o}vas} := c_{nom} + \frac{10 \text{ mm}}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$a_{elvas} := c_{nom} + 10 \text{ mm} + \frac{8 \text{ mm}}{2} = 39 \text{ mm}$$

$$d_{f\acute{o}vas} := h - a_{f\acute{o}vas} = 130 \text{ mm}$$

$$d_{elvas} := h - a_{elvas} = 121 \text{ mm}$$

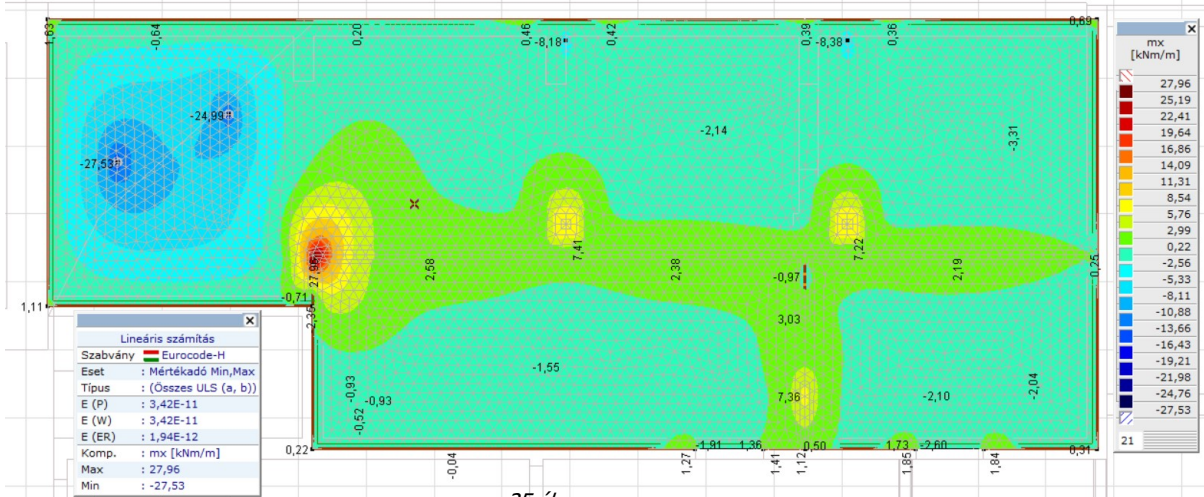
2.3.2 Mértékadó igénybevételek:



24. ábra

$$M_{y_als\acute{o}} := 33.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y_fels\acute{o}} := 34.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



25. ábra

$$M_{x_als\acute{o}} := 27.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x_fels\acute{o}} := 27.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.3.3 Húzott betonacélok tervezése Y irányban - mezőben:

$$M_{y_alsó} = 33.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Constraint Values	$x_c := \frac{h}{2}$ $M_{y_alsó} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{fővas} - \frac{x_c}{2} \right)$
Solver	$x_c := \text{find}(x_c) = 16.369 \text{ mm}$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 628.424 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_prov} := 785 \text{ mm}^2$$

$$2 \times \frac{\phi 10}{200 \text{ mm}}$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 20.448 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{fővas} - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 40.901 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_{y_alsó}}{M_{Rd}} = 0.814$$

2.3.4 Húzott betonacélok tervezése Y irányban - támasz felett:

$$M_{y_felső} = 34.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Constraint Values	$x_c := \frac{h}{2}$ $M_{y_felső} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{fővas} - \frac{x_c}{2} \right)$
Solver	$x_c := \text{find}(x_c) = 17.136 \text{ mm}$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 657.858 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_prov} := 785 \text{ mm}^2$$

$$2 \times \frac{\phi 10}{200 \text{ mm}}$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 20.448 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{fővas} - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 40.901 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_{y_felső}}{M_{Rd}} = 0.85$$

2.3.5 Húzott betonacélok tervezése X irányban - mezőben:

$$M_{x_alsó} = 27.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Constraint Values	$x_c := \frac{h}{2}$
	$M_{x_alsó} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{fővas} - \frac{x_c}{2} \right)$
Solver	$x_c := \text{find}(x_c) = 13.368 \text{ mm}$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 513.213 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_prov} := 251 \text{ mm}^2 + 393 \text{ mm}^2$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 16.775 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{elvas} - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 31.547 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_{x_alsó}}{M_{Rd}} = 0.873$$

$$\frac{\phi 8}{200 \text{ mm}} + \frac{\phi 10}{200 \text{ mm}}$$

2.3.6 Húzott betonacélok tervezése X irányban - támasz felett:

$$M_{x_felső} = 27.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Constraint Values	$x_c := \frac{h}{2}$
	$M_{x_felső} = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{elvas} - \frac{x_c}{2} \right)$
Solver	$x_c := \text{find}(x_c) = 14.734 \text{ mm}$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 565.644 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_prov} := 251 \text{ mm}^2 + 393 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\phi 8}{200 \text{ mm}} + \frac{\phi 10}{200 \text{ mm}}$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 16.775 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{elvas} - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 31.547 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

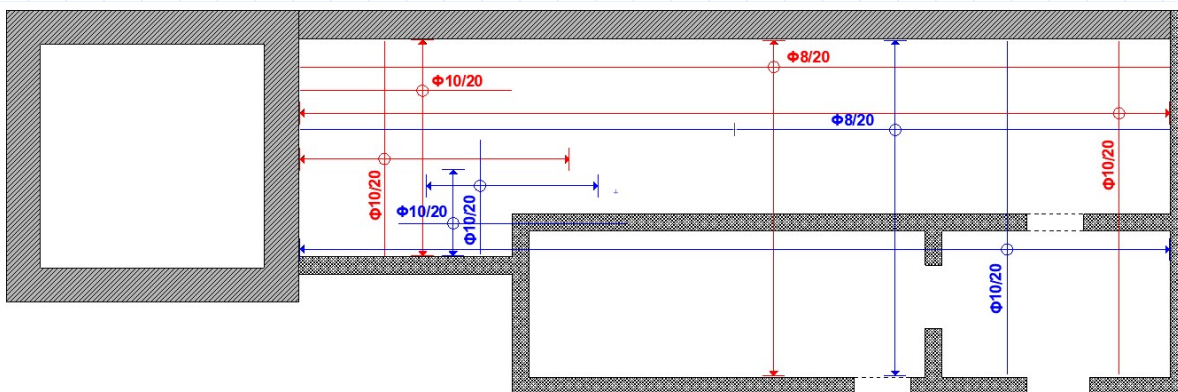
Kihasználtság:

$$\frac{M_{x_felső}}{M_{Rd}} = 0.886$$

2.4 Vasalási vázlat:

Piros színnel jelölve az alsó vasalás, kék színnel a felső.

A vasalási vázlaton ábrázolt fővasakon kívül elhelyezésre kerül a szabad födémperemek mentén szegővasalás (a részleges befogás miatt), ezen felül pedig a meglévő "Torony" jellegű épülethez befűrt-beragasztott betonacél tüskékkel csatlakozunk.

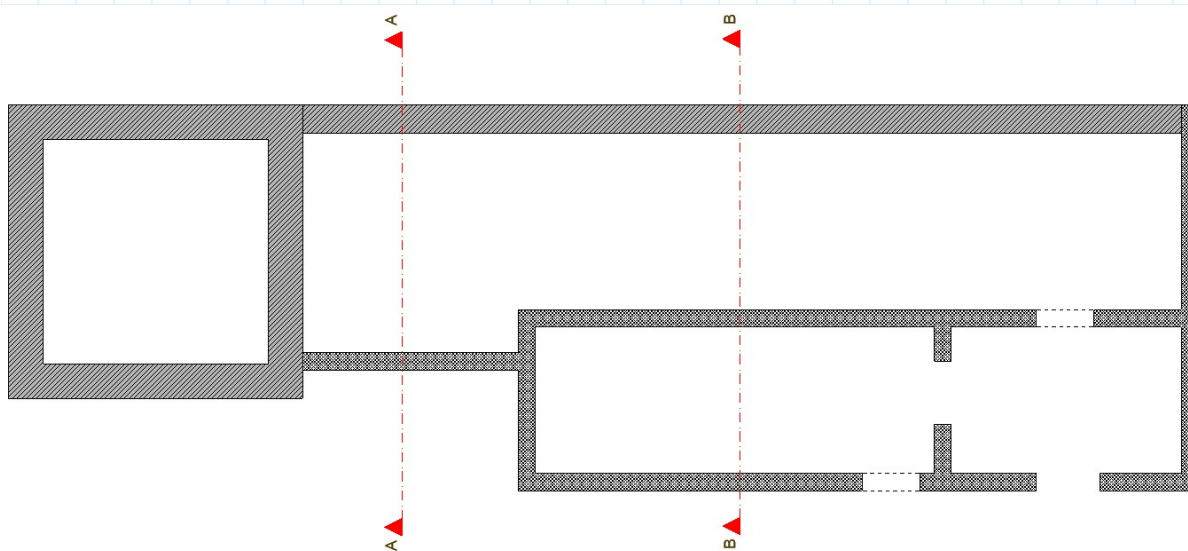


26. ábra

2.5 Közelítő kézi számítás:

A födém a nagy fesztáv különbségek miatt egyirányban teherhordó födémként kezelendő a közelítő számításomban.

Az alábbi ábrán jelölt metszeteken végzem el a kézi számításom.

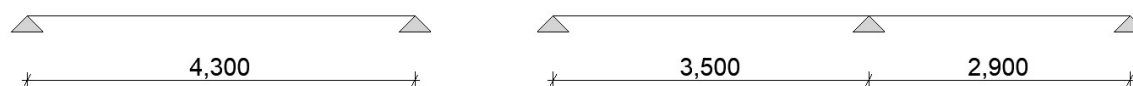


27. ábra

Statikai váz:

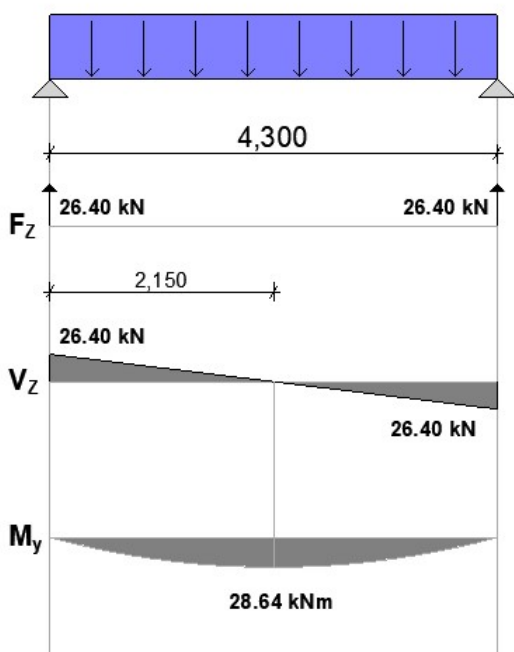
A-A

B-B



2.5.1 A-A metszet kézi ellenőrzés:

$$ULS_h = 12.39 \frac{kN}{m^2} \quad 1 \text{ méter széles sávot ellenőrzők.} \quad q_{ULS} := ULS_h \cdot 1 \text{ m} = 12.39 \frac{kN}{m}$$



28.ábra

$$l := 4.3 \text{ m}$$

$$F_A := \frac{q_{ULS} \cdot l}{2} = 26.639 \text{ kN}$$

$$F_B := F_A = 26.639 \text{ kN}$$

$$M_{max} := \frac{q_{ULS} \cdot l^2}{8} = 28.637 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Axisvm: } M_{y_alsó} = 33.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Kézi számítás: } M_{y_alsó_kézi} := 28.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.5.2 B-B metszet kézi ellenőrzés:

$$ULS_h = 12.39 \frac{kN}{m^2}$$

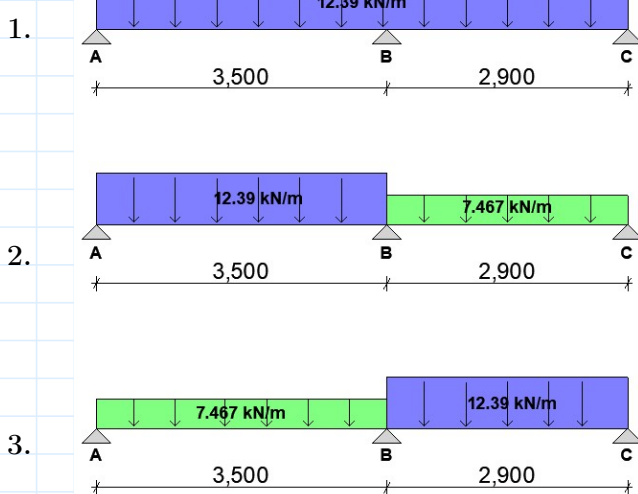
Téher redukálása 1 méter széles sávra:

$$q_{ULS} := ULS_h \cdot 1 \text{ m} = 12.39 \frac{kN}{m}$$

$$SLS = 7.467 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{SLS} := SLS \cdot 1 \text{ m} = 7.467 \frac{kN}{m}$$

Terhelési esetek:



29.ábra

A 3 támaszú határozatlan tartót Cross módszer segítségével oldom meg a közelítő számítás keretein belül.

1. terhelési eset számítása:

$$l_1 := 3.50 \text{ m} \quad l_2 := 2.90 \text{ m}$$

$$q_{ULS} = 12.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{SLS} = 7.467 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kezdeti befogási nyomatékok:

$$M_{B1_0} := -\frac{1}{8} \cdot q_{ULS} \cdot l_1^2 = -18.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B2_0} := \frac{1}{8} \cdot q_{ULS} \cdot l_2^2 = 13.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rúdmereségek számítása:

$$EI := 1$$

30. ábra

$$k_1 := 3 \cdot \frac{EI}{l_1} = 0.857 \frac{1}{\text{m}}$$

$$k_2 := 3 \cdot \frac{EI}{l_2} = 1.034 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Sigma k_{12} := k_1 + k_2 = 1.892 \frac{1}{\text{m}}$$

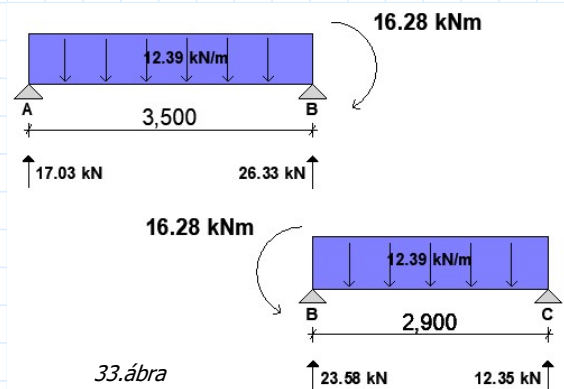
Nyomaték osztók:

$$\alpha_{B1} := \frac{k_1}{\Sigma k_{12}} = 0.453 \quad \alpha_{B2} := \frac{k_2}{\Sigma k_{12}} = 0.547$$

Cross tábla:

Név:	B	
Rúd száma	1	2
α	0,453	0,547
M_0	-18,973	13,025
	2,694444	3,25356
	-16,278556	16,2786

$$M_{rv} := 16.28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 32. \text{ ábra}$$



Támaszerők meghatározása:

$$F_A := \frac{\frac{q_{ULS} \cdot l_1^2}{2} - M_{rv}}{l_1} = 17.032 \text{ kN}$$

$$F_{B_1} := \frac{\frac{q_{ULS} \cdot l_1^2}{2} + M_{rv}}{l_1} = 26.335 \text{ kN}$$

$$F_C := \frac{\frac{q_{ULS} \cdot l_2^2}{2} - M_{rv}}{l_2} = 12.352 \text{ kN}$$

$$F_{B_2} := \frac{\frac{q_{ULS} \cdot l_2^2}{2} + M_{rv}}{l_2} = 23.58 \text{ kN}$$

$$F_B := F_{B_1} + F_{B_2} = 49.915 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

$$\Sigma F := (q_{ULS} \cdot (3.5 \text{ m} + 2.9 \text{ m})) - F_A - F_B - F_C = (3.638 \cdot 10^{-15}) \text{ kN} \quad \text{Megfelel.}$$

Igénybevételi ábrák:

$$x_1 := \frac{F_A}{q_{ULS}} = 1.375 \text{ m}$$

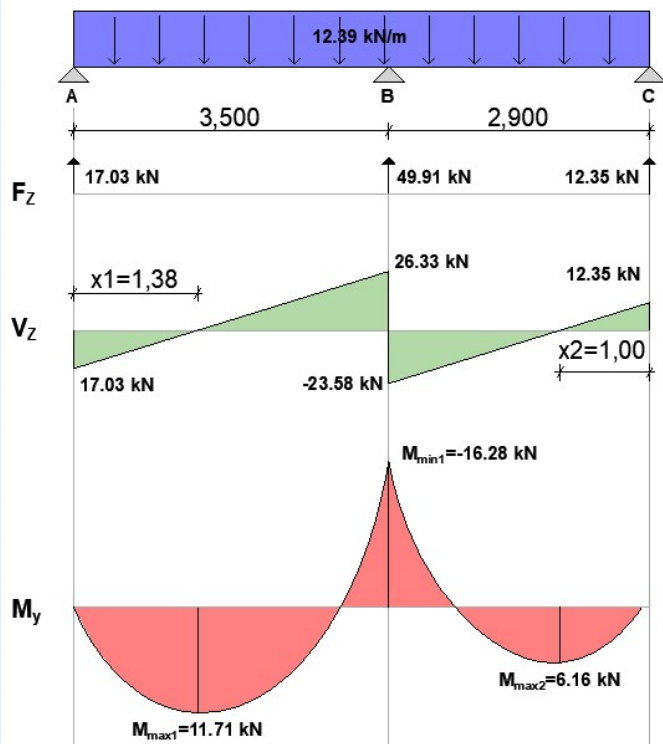
$$x_2 := \frac{F_C}{q_{ULS}} = 0.997 \text{ m}$$

$$M_{max1} := F_A \cdot x_1 \cdot \left(1 - \frac{q_{ULS} \cdot x_1^2}{2} \right) = 11.706 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{min1} := F_A \cdot l_1 \cdot \left(1 - \frac{q_{ULS} \cdot l_1^2}{2} \right) = -16.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max2} := F_C \cdot x_2 \cdot \left(1 - \frac{q_{ULS} \cdot x_2^2}{2} \right) = 6.157 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Axisvm: } M_{min1_axis} := -12.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



34.ábra

2. terhelési eset számítása:

$$l_1 := 3.50 \text{ m} \quad l_2 := 2.90 \text{ m}$$

$$q_{ULS} = 12.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{SLS} = 7.467 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kezdeti befogási nyomatékok:

$$M_{B1_0} := -\frac{1}{8} \cdot q_{ULS} \cdot l_1^2 = -18.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B2_0} := \frac{1}{8} \cdot q_{SLS} \cdot l_2^2 = 7.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rúdmerevségek számítása: $EI := 1$

$$k_1 := 3 \cdot \frac{EI}{l_1} = 0.857 \frac{1}{\text{m}} \quad k_2 := 3 \cdot \frac{EI}{l_2} = 1.034 \frac{1}{\text{m}}$$

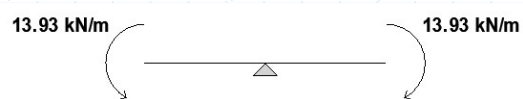
$$\Sigma k_{12} := k_1 + k_2 = 1.892 \frac{1}{\text{m}}$$

Nyomaték osztók:

$$\alpha_{B1} := \frac{k_1}{\Sigma k_{12}} = 0.453 \quad \alpha_{B2} := \frac{k_2}{\Sigma k_{12}} = 0.547$$

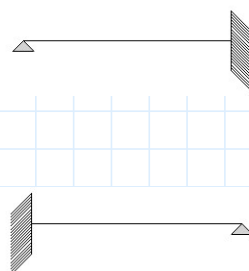
Cross tábla:

Név:	B	
Rúd száma	1	2
α	0,453	0,547
M_0	-18,973	7,85
	5,03872	6,08428
	-13,9343	13,9343

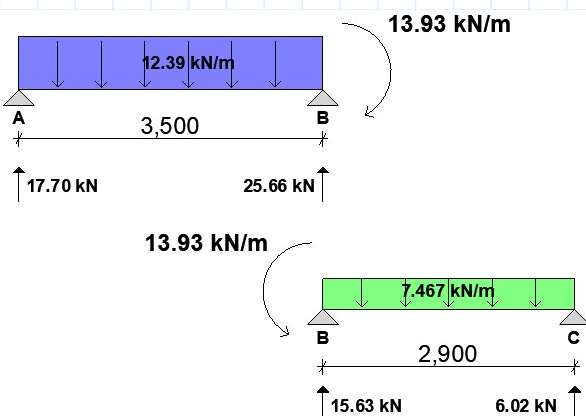


$$M_{rv} := 13.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

37.ábra



35.ábra



38.ábra

Támaszerők meghatározása:

$$F_A := \frac{\frac{q_{ULS} \cdot l_1^2}{2} - M_{rv}}{l_1} = 17.703 \text{ kN}$$

$$F_{B-1} := \frac{\frac{q_{ULS} \cdot l_1^2}{2} + M_{rv}}{l_1} = 25.663 \text{ kN}$$

$$F_C := \frac{\frac{q_{SLS} \cdot l_2^2}{2} - M_{rv}}{l_2} = 6.024 \text{ kN}$$

$$F_{B-2} := \frac{\frac{q_{SLS} \cdot l_2^2}{2} + M_{rv}}{l_2} = 15.631 \text{ kN}$$

$$F_B := F_{B-1} + F_{B-2} = 41.294 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

$$\Sigma F := (q_{ULS} \cdot 3.5 \text{ m} + q_{SLS} \cdot 2.9 \text{ m}) - F_A - F_B - F_C = -1 \cdot 10^{-14} \text{ kN} \quad \text{Megfelel.}$$

Igénybevételi ábrák:

$$x_1 := \frac{F_A}{q_{ULS}} = 1.429 \text{ m}$$

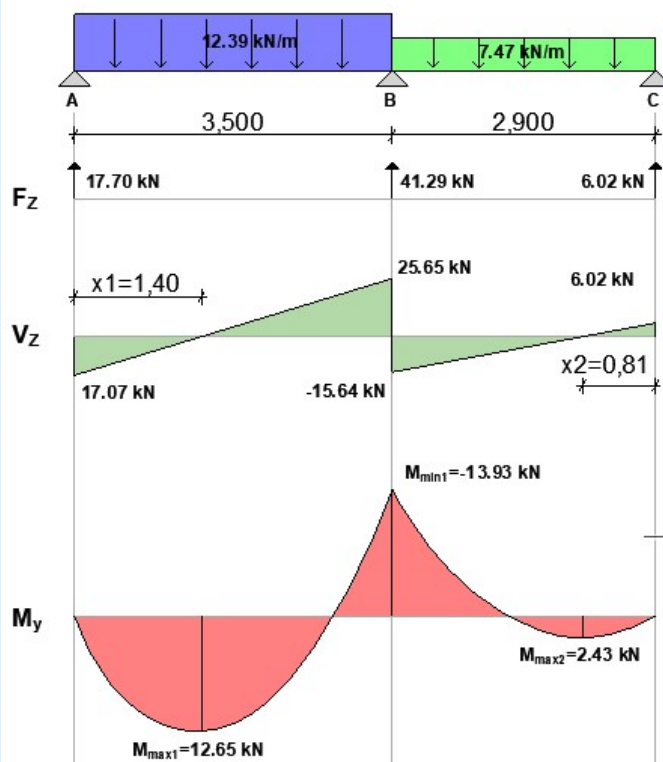
$$x_2 := \frac{F_C}{q_{SLS}} = 0.807 \text{ m}$$

$$M_{max1} := F_A \cdot x_1 - \frac{q_{ULS} \cdot x_1^2}{2} = 12.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{min1} := F_A \cdot l_1 - \frac{q_{ULS} \cdot l_1^2}{2} = -13.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max2} := F_C \cdot x_2 - \frac{q_{SLS} \cdot x_2^2}{2} = 2.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Axisvm: } M_{max1_axis} := -12.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



39.ábra

3. terhelési eset számítása:

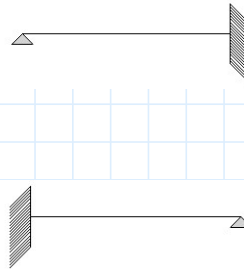
$$l_1 := 3.50 \text{ m} \quad l_2 := 2.90 \text{ m}$$

$$q_{ULS} = 12.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{SLS} = 7.467 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kezdeti befogási nyomatékok:

$$M_{B1_0} := -\frac{1}{8} \cdot q_{SLS} \cdot l_1^2 = -11.434 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B2_0} := \frac{1}{8} \cdot q_{ULS} \cdot l_2^2 = 13.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Rúdmerevségek számítása: $EI := 1$

40. ábra

$$k_1 := 3 \cdot \frac{EI}{l_1} = 0.857 \frac{1}{\text{m}} \quad k_2 := 3 \cdot \frac{EI}{l_2} = 1.034 \frac{1}{\text{m}}$$

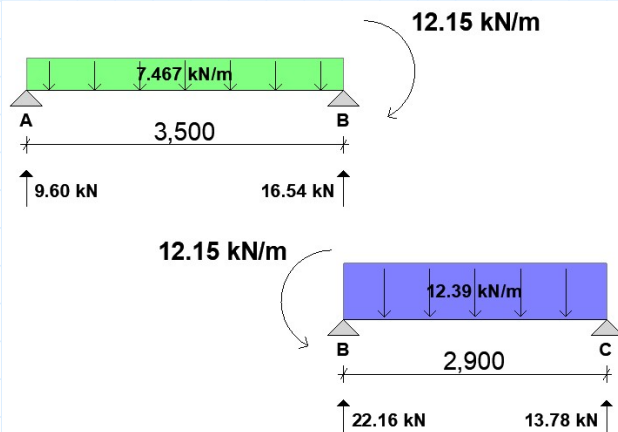
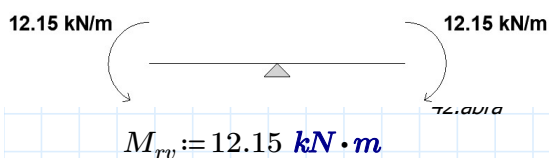
$$\Sigma k_{12} := k_1 + k_2 = 1.892 \frac{1}{\text{m}}$$

Nyomaték osztók:

$$\alpha_{B1} := \frac{k_1}{\Sigma k_{12}} = 0.453 \quad \alpha_{B2} := \frac{k_2}{\Sigma k_{12}} = 0.547$$

Cross tábla:

Név:	B	
Rúd száma	1	2
α	0,453	0,547
M_0	-11,434	13,025
	0,720723	0,870277
	-12,1547	12,15472



Támaszerők meghatározása:

$$F_A := \frac{\frac{q_{SLS} \cdot l_1^2}{2} - M_{rv}}{l_1} = 9.596 \text{ kN}$$

$$F_{B-1} := \frac{\frac{q_{SLS} \cdot l_1^2}{2} + M_{rv}}{l_1} = 16.539 \text{ kN}$$

$$F_C := \frac{\frac{q_{ULS} \cdot l_2^2}{2} - M_{rv}}{l_2} = 13.776 \text{ kN}$$

$$F_{B-2} := \frac{\frac{q_{ULS} \cdot l_2^2}{2} + M_{rv}}{l_2} = 22.156 \text{ kN}$$

$$F_B := F_{B-1} + F_{B-2} = 38.694 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

$$\Sigma F := (q_{SLS} \cdot 3.5 \text{ m}) + (q_{ULS} \cdot 2.9 \text{ m}) - F_A - F_B - F_C = -1.819 \cdot 10^{-15} \text{ kN} \quad \text{Megfelel.}$$

Igénybevételi ábrák:

$$x_1 := \frac{F_A}{q_{SLS}} = 1.285 \text{ m}$$

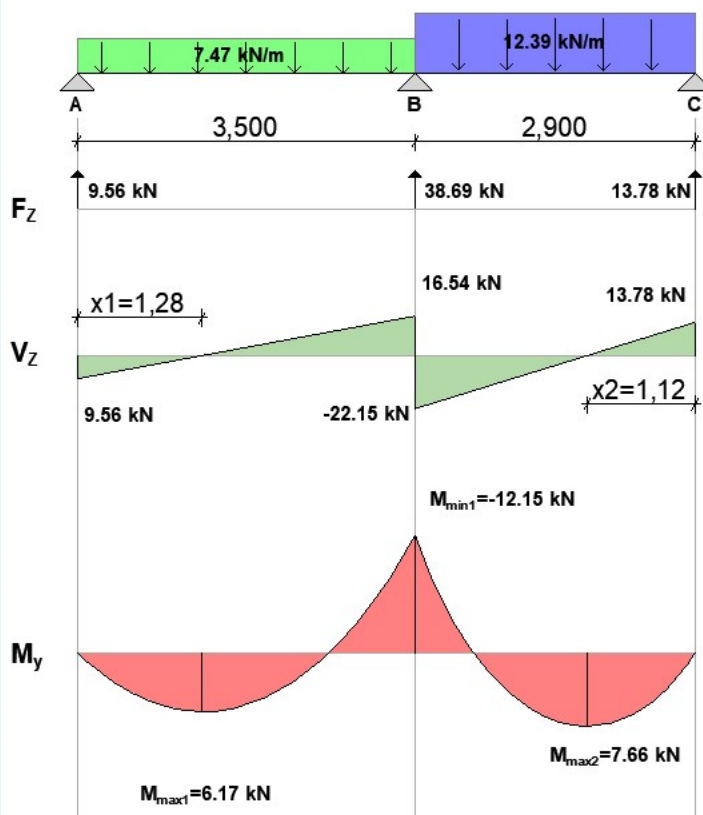
$$x_2 := \frac{F_C}{q_{ULS}} = 1.112 \text{ m}$$

$$M_{max1} := F_A \cdot x_1 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{x_1}{l_1} \right) - \frac{q_{SLS} \cdot x_1^2}{2} = 6.166 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{min1} := F_A \cdot l_1 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{l_1}{l_1} \right) - \frac{q_{SLS} \cdot l_1^2}{2} = -12.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max2} := F_C \cdot x_2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{x_2}{l_2} \right) - \frac{q_{ULS} \cdot x_2^2}{2} = 7.659 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Axisvm: } M_{max2_axis} := 5.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



44.ábra

3. Magasföldszint feletti fedélszék méretezése:

3.1 Anyagminőségek:

Faanyag minősége: C24 I. osztály

Karakterisztikus értékek:

Hajlítás:

Húzás:

$$f_{m_k} := 24 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t_{0k}} := 14 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t_{90k}} := 0.5 \frac{N}{mm^2}$$

Nyírás:

Nyomás:

$$f_{v_k} := 2.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c_{0k}} := 21 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c_{90k}} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

Tervezési érték
számítása:

I. osztály

Természetes fa:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}$$

$$k_{mod} := 0.9$$

A méretezéseket ULS határállapotban
végzem el, ezért rövid ideig tartó
teherhez tartozó értéket vettem fel.

$$\gamma_m := 1.3$$

Fontosabb tervezési értékek:

Hajlítás:

Húzás:

$$f_{m_d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m_k}}{\gamma_m} = 16.615 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t_{0d}} := 11 \frac{N}{mm^2}$$

Nyírás:

Nyomás:

$$f_{v_d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v_k}}{\gamma_m} = 1.731 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c_{0d}} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c_{0k}}}{\gamma_m} = 14.538 \frac{N}{mm^2}$$

Sűrűség:

Kihajlás:

$$\rho_k := 3.2 \frac{kN}{m^3} \quad k_c := 57.4 \quad f_{c_{90d}} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c_{90k}}}{\gamma_m} = 1.731 \frac{N}{mm^2}$$

Kífordulás:

Rugalmassági modulus kvantilise:

$$k_{crit} := 16.2 \quad E_{0.05} := 8 \frac{kN}{mm^2}$$

3.2 Teherelemzés:

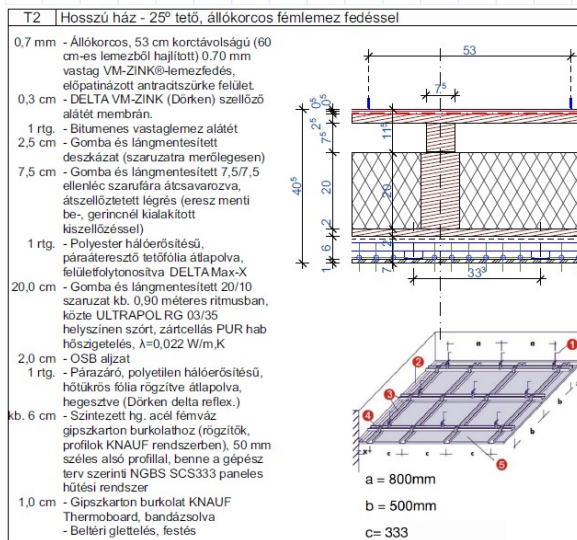
Biztonsági tényezők:

$$\gamma_{all} := 1.35$$

$$\gamma_{eset} := 1.5$$

3.2.1 Állandó terhek:

Magastető rétegrend:



45.ábra

$$fedés := 0.0595 \frac{kN}{m^2} = 0.06 \frac{kN}{m^2}$$

$$bit.lemez := 0.05 \frac{kN}{m^2}$$

$$deszkázat := \rho_k \cdot 0.025 \text{ m} = 0.08 \frac{kN}{m^2}$$

$$ellenléc := \frac{\rho_k \cdot 0.075 \text{ m} \cdot 0.075 \text{ m}}{0.6 \text{ m}} = 0.03 \frac{kN}{m^2}$$

(0.6m-ként számolva a szarufát)

Szarufa axisban. (önsúly)

$$hőszig := 0.55 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.2 \text{ m} = 0.11 \frac{kN}{m^2}$$

$$osb := 0.14 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{all.k} := fedés + bit.lemez + hőszig + deszkázat + ellenléc + hőszig + osb = 0.58 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{all.d} := g_{all.k} \cdot \gamma_{all} = 0.782 \frac{kN}{m^2}$$

Esetleges terhek:

Hasznos teher: (mennyezet hűtés, gipszkarton burkolat)

$$q_{gép_k} := 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad q_{gép_d} := q_{gép_k} \cdot \gamma_{eset} = 0.75 \frac{kN}{m^2}$$

Hóteher: (mBf < 400m)

$$q_{s.k} := 1.25 \frac{kN}{m^2} \quad \mu_1 := 0.8 \quad q_{hó_k} := q_{s.k} \cdot \mu_1 = 1 \frac{kN}{m^2} \quad q_d := q_{hó_k} \cdot \gamma_{eset} = 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

Rendkívüli hóteher: $s_{Ad} := 2 \frac{kN}{m^2}$

Szélteher: (kontyolt tető, III. beépítési osztály)

$$c_{dir} := 1 \quad c_{season} := 1 \quad c_0 := 1 \quad q_{p_ztábl} := 0.484 \frac{kN}{m^2}$$

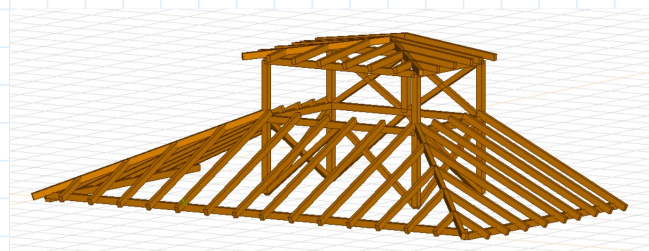
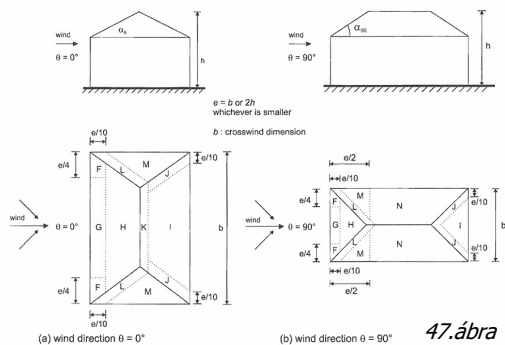
$$q_{p_z} := c_{dir}^2 \cdot c_{season}^2 \cdot c_0^2 \cdot q_{p_ztábl} = 0.484 \frac{kN}{m^2}$$

A tetőt 3 részre bontom, 25°-os alsó szakaszra, 90°-os függőleges felületre és a 5°-os felső részre, melynek szélterhelését elhanyagolom a biztonság javára (lapostetőként kezelem).

25° tető szakasz

Külső felületi szélnyomás meghatározása:

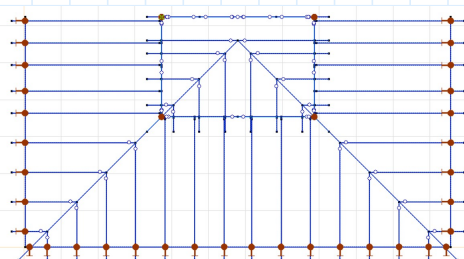
(Kézi számításként kontyolt tetővel számolok, meredeksége 25°, pontos számítás az axisban)



$$h_{tető} := 7 \text{ m} \quad b_{tető} := 11.44 \text{ m}$$

$$e := \min(b_{tető}, 2 \cdot h_{tető}) = 11.44 \text{ m}$$

$$d_{tető} := 6.5 \text{ m}$$



Szélirány $\Theta = 0^\circ$:

Zónák területeinek meghatározása:

$$F_0 := \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} = 3.272 \text{ m}^2$$

$$G_0 := \left(b_{tető} - 2 \cdot \frac{e}{4} \right) \cdot \frac{e}{10} = 6.544 \text{ m}^2$$

$$H_0 := \left(\left(b_{tető} - 2 \cdot \frac{e}{4} \right) \cdot \left(\frac{d_{tető}}{2} - \frac{e}{10} \right) \right) + \left(\frac{e}{4} \cdot \left(\frac{d_{tető}}{2} - \frac{e}{10} \right) \right) = 18.069 \text{ m}^2$$

$$L_0 := \frac{e}{10} \cdot 5.5 \text{ m} = 6.292 \text{ m}^2$$

$$M_0 := 17.25 \text{ m}^2 - L_0 = 10.958 \text{ m}^2$$

K,J,I zóna nincs.

Külső nyomási tényezők meghatározása:

Mivel közelítő számítást végzek és az értékeim 80%-a 10 és 1 m2 közötti érték közé esik, ezért a kérdéses esetekben a biztonság javára mindig a kedvezőtlenebb esettel számolok (cpe1). (zónánkénti logaritmikus interpoláció helyett)

("Közbenső α szögértékeknel lineáris interpoláció alkalmazható")

$$F_{15m} := -2.0 \quad F_{30m} := -1.5 \quad F_{25m} := -2.0 + \frac{2.0 - 1.5}{30 - 15} \cdot 10 = -1.667 \quad C_{pe1}$$

$$F_{15p} := 0.2 \quad F_{30p} := 0.5 \quad F_{25p} := 0.2 + \frac{0.5 - 0.2}{30 - 15} \cdot 10 = 0.4 \quad C_{pe1}$$

$$G_{15m} := -1.5 \quad G_{30m} := -1.5 \quad G_{25m} := -1.5 \quad C_{pe1}$$

$$G_{15p} := 0.2 \quad G_{30p} := 0.7 \quad G_{25p} := 0.2 + \frac{0.7 - 0.2}{30 - 15} \cdot 10 = 0.533 \quad C_{pe1}$$

$$H_{15m} := -0.3 \quad H_{30m} := -0.2 \quad H_{25m} := -0.3 + \frac{0.3 - 0.2}{30 - 15} \cdot 10 = -0.233 \quad C_{pe10}$$

$$H_{15p} := 0.2 \quad H_{30p} := 0.4 \quad H_{25p} := 0.2 + \frac{0.4 - 0.2}{30 - 15} \cdot 10 = 0.333 \quad C_{pe10}$$

$$L_{15} := -2.0 \quad L_{30} := -2.0 \quad L_{25} := -2.0 \quad C_{pe1}$$

$$M_{15} := -0.6 \quad M_{30} := -0.8 \quad M_{25} := -0.6 + \frac{0.6 - 0.8}{30 - 15} \cdot 10 = -0.733 \quad C_{pe10}$$

A fajlagos felületi szélhatások meghatározása:

Torlónyomás: $q_{p_z} = 0.484 \frac{kN}{m^2}$

Cpe értékek:

Szélhatás:

$$F_{25m} = -1.667 \quad w_{e_{Fm}} := F_{25m} \cdot q_{p_z} = -0.807 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{25p} = 0.4 \quad w_{e_{Fp}} := F_{25p} \cdot q_{p_z} = 0.194 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{25m} = -1.5 \quad w_{e_{Gm}} := G_{25m} \cdot q_{p_z} = -0.726 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{25p} = 0.533 \quad w_{e_{Gp}} := G_{25p} \cdot q_{p_z} = 0.258 \frac{kN}{m^2}$$

$$H_{25m} = -0.233 \quad w_{e_{Hm}} := H_{25m} \cdot q_{p_z} = -0.113 \frac{kN}{m^2}$$

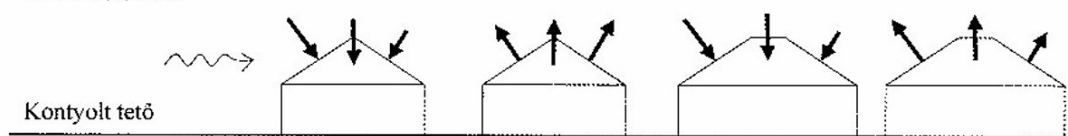
$$H_{25p} = 0.333 \quad w_{e_{Hp}} := H_{25p} \cdot q_{p_z} = 0.161 \frac{kN}{m^2}$$

$$L_{25} := -2.0 \quad w_{e_L} := L_{25} \cdot q_{p_z} = -0.968 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{25} = -0.733 \quad w_{e_M} := M_{25} \cdot q_{p_z} = -0.355 \frac{kN}{m^2}$$

Az adott felületi szélhatásokat az alábbi kombinációkban kell alkalmazni esetünkben.

(9.5.5.4 fejezet)



49.ábra

Szélirány $\Theta = 90^\circ$:

Zónák területeinek meghatározása:

$$h_{tető} := 7 \text{ m} \quad b_{tető} := 6.5 \text{ m} \quad d_{tető} := 11.44 \text{ m} \quad e := \min(b_{tető}, 2 \cdot h_{tető}) = 6.5 \text{ m}$$

$$F_{90} := \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} \cdot \frac{1}{2} = 0.528 \text{ m}^2$$

$$G_{90} := (b_{tető} - 3.6 \text{ m}) \cdot \frac{e}{10} = 1.885 \text{ m}^2$$

$$H_{90} := \left(3.7 \text{ m} - \frac{e}{10}\right) \cdot 2.7 \text{ m} = 8.235 \text{ m}^2$$

$$L_{90} := \frac{e}{10} \cdot 5.5 \text{ m} = 3.575 \text{ m}^2$$

$$J_{90} := \frac{e}{10} \cdot 5.5 \text{ m} = 3.575 \text{ m}^2$$

$$M_{90} := \left(\left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10}\right) \cdot \frac{b_{tető}}{2}\right) \cdot \frac{1}{2} = 4.225 \text{ m}^2$$

$$I_{90} := (2 \cdot F_{90} + G_{90} + H_{90}) - (2 \cdot J_{90}) = 4.026 \text{ m}^2$$

$$N_{90} := 28.6 \text{ m}^2 - M_{90} - L_{90} = 20.8 \text{ m}^2$$

Külső nyomási tényezők meghatározása:

Mivel közelítő számítást végzek és az értékeim 80%-a 10 és 1 m2 közötti érték közé esik, ezért a kérdéses esetekben a biztonság javára mindig a kedvezőtlenebb esettel számolok (cpe1). (zónánkénti logaritmikus interpoláció helyett)

("Közbenső α szögértékeknél lineáris interpoláció alkalmazható")

$$F_{25m} = -1.667 \quad F_{25p} = 0.4 \quad C_{pe1}$$

$$G_{25m} = -1.5 \quad G_{25p} = 0.533 \quad C_{pe1}$$

$$H_{25m} = -0.233 \quad H_{25p} = 0.333 \quad C_{pe1}$$

$$L_{25} = -2.0 \quad C_{pe1}$$

$$M_{15} = -1.2 \quad M_{30} = -1.2 \quad M_{25} = -1.2 \quad C_{pe1}$$

$$N_{15} = -0.3 \quad N_{30} = -0.2 \quad N_{25} := -0.3 + \frac{0.3 - 0.2}{30 - 15} \cdot 10 = -0.233 \quad C_{pe10}$$

$$I_{15} = -0.5 \quad I_{30} = -0.4 \quad I_{25} := -0.5 + \frac{0.5 - 0.4}{30 - 15} \cdot 10 = -0.433 \quad C_{pe1}$$

$$J_{15} = -1.5 \quad J_{30} = -1.2 \quad J_{25} := -1.5 + \frac{1.5 - 1.2}{30 - 15} \cdot 10 = -1.3 \quad C_{pe1}$$

A fajlagos felületi szélhatások meghatározása:

Torlónyomás: $q_{p_z} = 0.484 \frac{kN}{m^2}$

Cpe értékek:

Szélhatás:

$$F_{25m} = -1.667 \quad w_{e_{Fm}} := F_{25m} \cdot q_{p_z} = -0.807 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{25p} = 0.4 \quad w_{e_{Fp}} := F_{25p} \cdot q_{p_z} = 0.194 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{25m} = -1.5 \quad w_{e_{Gm}} := G_{25m} \cdot q_{p_z} = -0.726 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{25p} = 0.533 \quad w_{e_{Gp}} := G_{25p} \cdot q_{p_z} = 0.258 \frac{kN}{m^2}$$

$$H_{25m} = -0.233 \quad w_{e_{Hm}} := H_{25m} \cdot q_{p_z} = -0.113 \frac{kN}{m^2}$$

$$H_{25p} = 0.333 \quad w_{e_{Hp}} := H_{25p} \cdot q_{p_z} = 0.161 \frac{kN}{m^2}$$

$$L_{25} := -2.0 \quad w_{e_L} := L_{25} \cdot q_{p_z} = -0.968 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{25} = -1.2 \quad w_{e_M} := M_{25} \cdot q_{p_z} = -0.581 \frac{kN}{m^2}$$

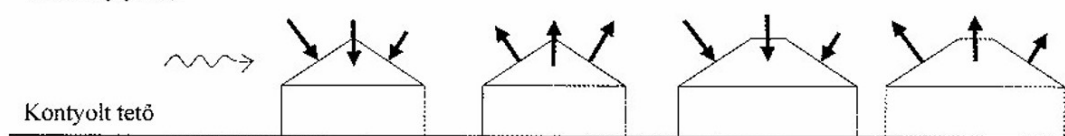
$$N_{25} = -0.233 \quad w_{e_N} := N_{25} \cdot q_{p_z} = -0.113 \frac{kN}{m^2}$$

$$I_{25} = -0.433 \quad w_{e_I} := I_{25} \cdot q_{p_z} = -0.21 \frac{kN}{m^2}$$

$$J_{25} = -1.3 \quad w_{e_J} := J_{25} \cdot q_{p_z} = -0.629 \frac{kN}{m^2}$$

Az adott felületi szélhatásokat az alábbi kombinációkban kell alkalmazni esetünkben.

(9.5.5.4 fejezet)



50.ábra

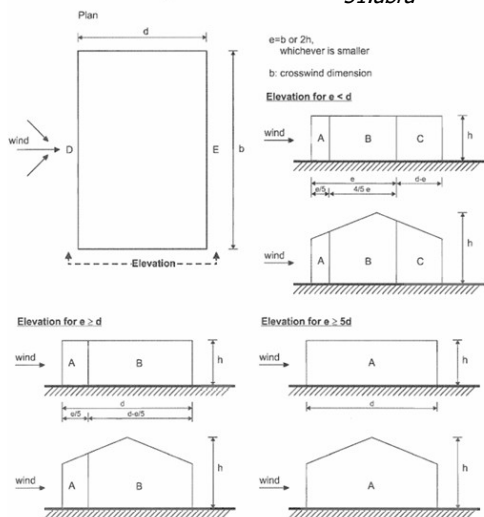
90° tető szakasz

Szélirány $\Theta = 0^\circ$:

Vonatkozó szabvány:

BS EN 1991-1-4:2005+A1:2010
EN 1991-1-4:2005+A1:2010 (E)

51.ábra



Függőleges felületi zónák területei:

$$h_{90} := 1.8 \text{ m} \quad b_{90} := 4.14 \text{ m} \quad d_{90} := 2.7 \text{ m}$$

$$e := \min(b_{90}, 2 \cdot h_{90}) = 3.6 \text{ m}$$

$$A_{90} := \frac{e}{5} \cdot 1.35 \text{ m} = 0.972 \text{ m}^2$$

$$B_{90} := \left(e - \frac{e}{5}\right) \cdot 1.35 \text{ m} = 3.888 \text{ m}^2$$

$$C_{90} := 3.65 \text{ m}^2 - A_{90} - B_{90} = -1.21 \text{ m}^2$$

A C zóna kialakulásához nem elég széles a tető ezen szakasza.

$$D_{90} := 4.14 \text{ m} \cdot 1.35 \text{ m} = 5.589 \text{ m}^2$$

E zóna nincs. (oromfal)

$$\frac{h_{90}}{d_{90}} = 0.667$$

Függőleges felületek külső nyomási tényezői:

$$A_{90_1} := -1.4$$

$$A_{90_0.25} := -1.4$$

$$A_{90} := -1.4$$

$$C_{pe1}$$

$$B_{90_1} := -1.1$$

$$B_{90_0.25} := -1.1$$

$$B_{90} := -1.1$$

$$C_{pe1}$$

$$C_{90_1} := -0.5$$

$$C_{90_0.25} := -0.5$$

$$C_{90} := -0.5$$

$$C_{pe1}$$

$$D_{90_1} := 1.0$$

$$D_{90_0.25} := 1.0$$

$$D_{90} := 1.0$$

$$C_{pe1}$$

A fajlagos felületi szélhatások meghatározása:

$$\text{Torlónyomás: } q_{p,z} = 0.484 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

C_{pe} értékek:

Szélhatás:

$$A_{90} = -1.4$$

$$w_{e_A90} := A_{90} \cdot q_{p,z} = -0.678 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B_{90} = -1.1$$

$$w_{e_B90} := B_{90} \cdot q_{p,z} = -0.532 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C_{90} = -0.5$$

$$w_{e_C90} := C_{90} \cdot q_{p,z} = -0.242 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nincs.

$$D_{90} = 1$$

$$w_{e_D90} := D_{90} \cdot q_{p,z} = 0.484 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Szélirány $\Theta = 90^\circ$:

Függőleges felületi zónák területei:

$$h_{90} := 1.8 \text{ m} \quad b_{90} := 2.7 \text{ m} \quad d_{90} := 4.14 \text{ m} \quad e := \min(b_{90}, 2 \cdot h_{90}) = 2.7 \text{ m}$$

$$A_{90} := \frac{e}{5} \cdot 1.35 \text{ m} = 0.729 \text{ m}^2$$

$$B_{90} := \left(e - \frac{e}{5}\right) \cdot 1.35 \text{ m} = 2.916 \text{ m}^2$$

$$C_{90} := 5.6 \text{ m}^2 - A_{90} - B_{90} = 1.955 \text{ m}^2$$

$$D_{90} := 2.7 \text{ m} \cdot 1.35 \text{ m} = 3.645 \text{ m}^2$$

$$E_{90} := D_{90} = 3.645 \text{ m}^2$$

Függőleges felületek külső nyomási tényezői:

$$\frac{h_{90}}{d_{90}} = 0.435$$

Mivel közelítő számítást végzek és az értékeim 80%-a 10 és 1 m² közötti érték közé esik, ezért a kérdéses esetekben a biztonság javára mindig a kedvezőtlenebb esettel számolok (cpe1). (zónánkénti logaritmikus interpoláció helyett)

$$A_{90_1} := -1.4$$

$$A_{90_0.25} := -1.4$$

$$A_{90} := -1.4$$

$$C_{pe1}$$

$$B_{90_1} := -1.1$$

$$B_{90_0.25} := -1.1$$

$$B_{90} := -1.1$$

$$C_{pe1}$$

$$C_{90_1} := -0.5$$

$$C_{90_0.25} := -0.5$$

$$C_{90} := -0.5$$

$$C_{pe1}$$

$$D_{90_1} := 1.0$$

$$D_{90_0.25} := 1.0$$

$$D_{90} := 1.0$$

$$C_{pe1}$$

$$E_{90_1} := -0.5$$

$$E_{90_0.25} := -0.3$$

$$E_{90} := -0.5 + \frac{0.5 - 0.3}{1 - 0.25} \cdot (1 - 0.435) = -0.349$$

$$C_{pe1}$$

A fajlagos felületi szélhatások meghatározása:

Torlónyomás: $q_{p_z} = 0.484 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Cpe értékek:

Szélhatás:

$$A_{90} = -1.4$$

$$w_{e_A90} := A_{90} \cdot q_{p_z} = -0.678 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B_{90} = -1.1$$

$$w_{e_B90} := B_{90} \cdot q_{p_z} = -0.532 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C_{90} = -0.5$$

$$w_{e_C90} := C_{90} \cdot q_{p_z} = -0.242 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$D_{90} = 1$$

$$w_{e_D90} := D_{90} \cdot q_{p_z} = 0.484 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

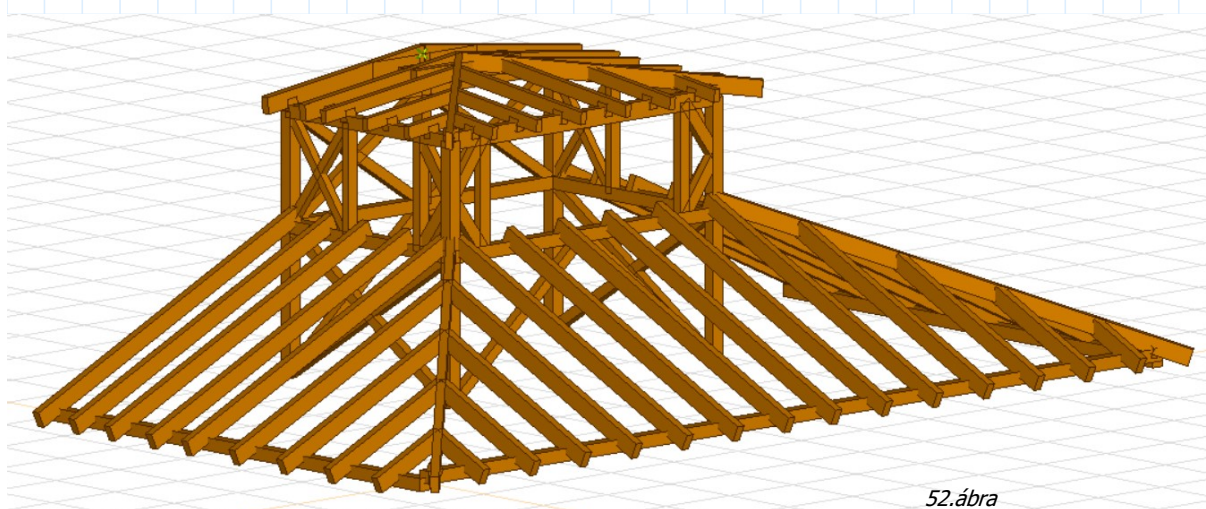
$$E_{90} = -0.349$$

$$w_{e_E90} := E_{90} \cdot q_{p_z} = -0.169 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A tetőszerkezet terheinek meghatározása után axisvm szoftverben modelleztem a szerkezetet, melynek segítségével kiválasztottam a szarufák keresztmetszetét és osztás távolságát.

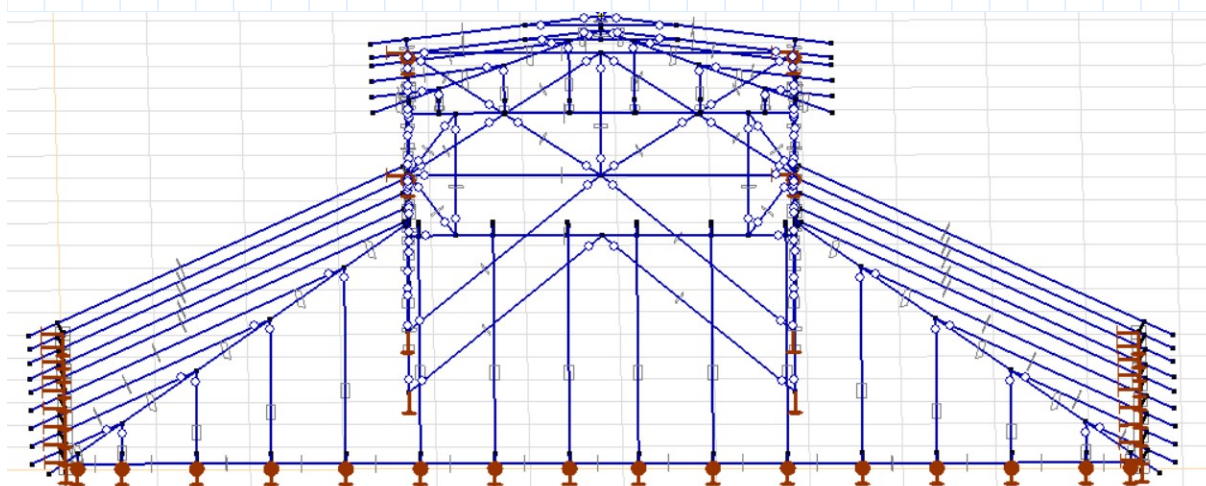
A szoftver által kapott mértékadó keresztmetszetben kézi számítással tervezek meg egy szaruállást.

3.3 Axisvm modell átnézeti rajzok:



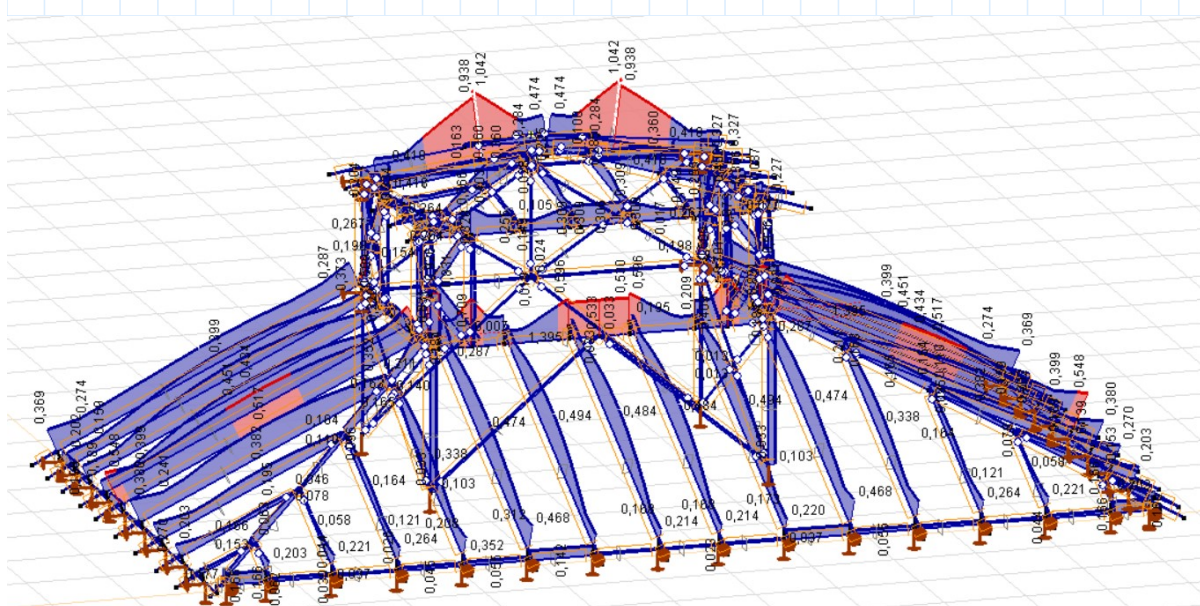
52.ábra

A talpszelemen csak az ábrázolás teljessége miatt szerepel a modellben, minden szarufa alján 2 irányú csuklós megtámasztást alkalmaztam. (Z-Y , Z-X)



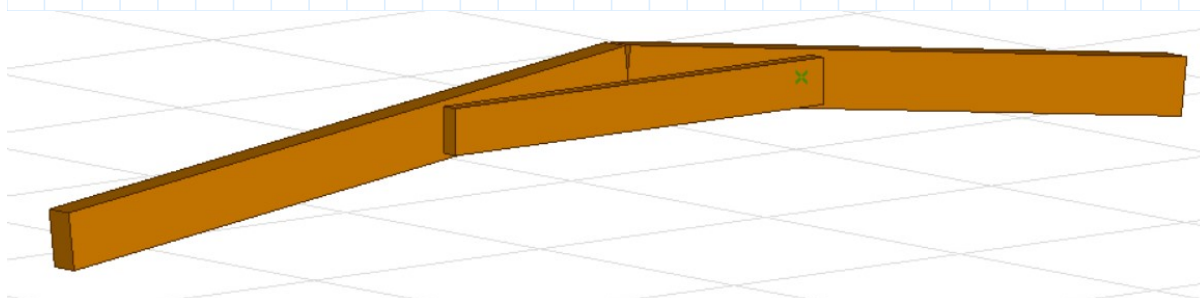
A modellezés folyamán rúdvégi csuklókat és esetenként merev testeket alkalmaztam, ügyelve, hogy a fa kapcsolatoknál nyomatékok ne vagy csak elhanyagolható mértékben keletkezzenek.

A fa méretezési modul segítségével kiválasztom a legjobban igénybe vett szaruállást, mely egy torokgerendás szaruállásra esik.



54.ábra

Fa méretezés modul-Kihasználtság ULS

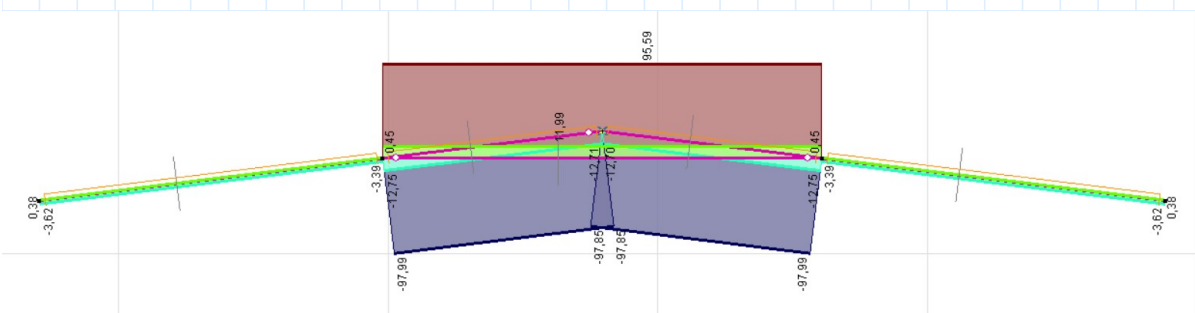


55.ábra

A mértékadó szaruállás 3D ábrája

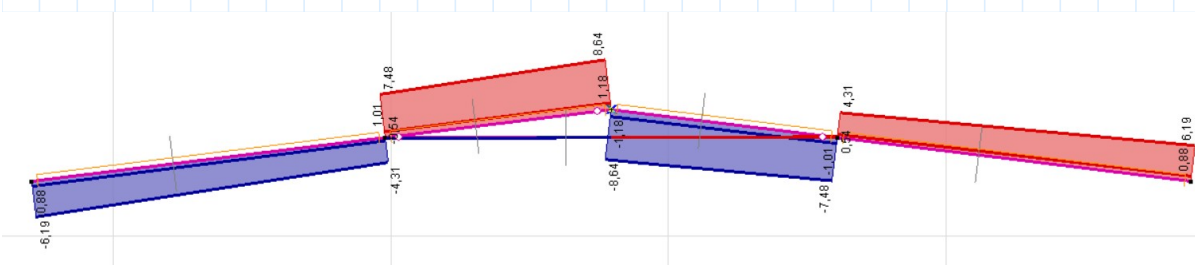
3.4 Kézi ellenőrzés:

3.4.1 Szaruállás igénybevételei:



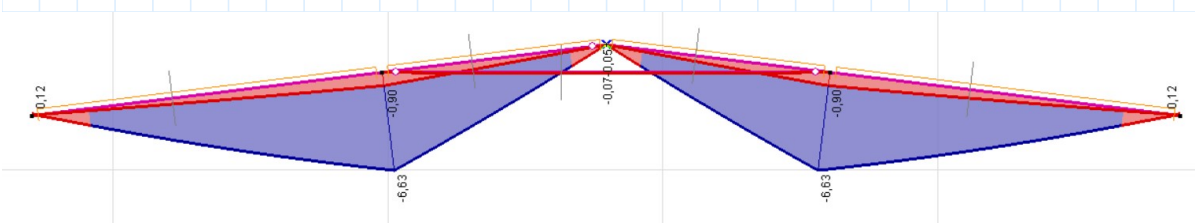
56.ábra

$$N_{Ed_szarufa} := 95.59 \text{ kN} \quad \text{húzás} \quad N_{Ed_torokgerenda} := 97.99 \text{ kN} \quad \text{nyomás}$$



57.ábra

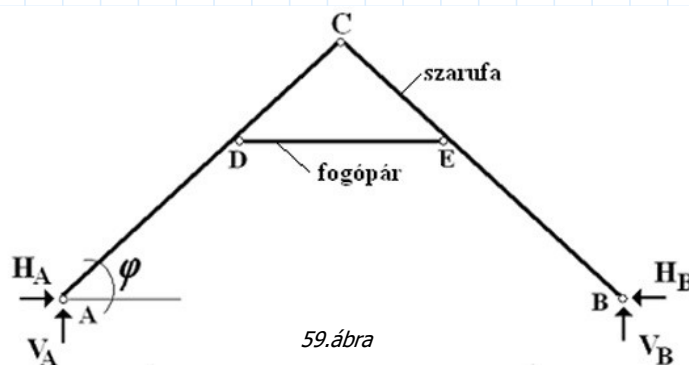
$$V_{Ed_y_szarufa} := 8.64 \text{ kN} \quad V_{Ed_y_torokgerenda} := 0 \text{ kN}$$



58.ábra

$$M_{Ed_y_szarufa} := 6.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed_y_torokgerenda} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.4.2 A szaruállás statikai váza:

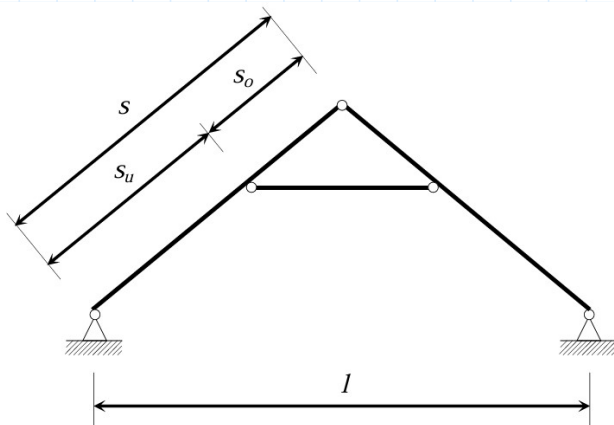


59.ábra

3.4.3 Szarufa ellenőrzése:

Kihajlási hossz:

A szaruállást síkjára merőlegesen a deszkázat merevíti a nyomott övnél, ezért a kihajlás, kifordulásvizsgálat nem mértékadó. Síkjával párhuzamosan az alábbi ábra alapján határozom meg a kihajlási hosszt:



Szarugerenda kihajlási hossza (l_0)		
s_u	$s_u < 0,7 \cdot s$	$s_u \geq 0,7 \cdot s$
l_0	$0,8 \cdot s$	s

60. ábra

$$l := 4.2 \text{ m} \quad s := 2.1 \text{ m} \quad s_u := 1.28 \text{ m} \quad s_o := 0.82 \text{ m}$$

$$s_u < 0.7 \cdot s = 1.47 \text{ m} \quad \text{igaz, tehát:} \quad l_0 := 0.8 \cdot s = 1.68 \text{ m}$$

Keresztmetszet ellenőrzése:

$$b := 100 \text{ mm}$$

$$h := 200 \text{ mm}$$

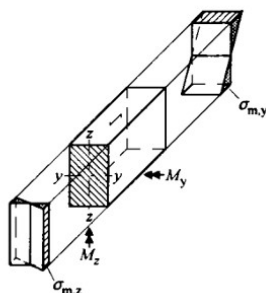
$$A_{sz} := b \cdot h = (2 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$I_y := \frac{b \cdot h^3}{12} = (6.667 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$i_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_{sz}}} = 57.735 \text{ mm}$$

$$\lambda_y := \frac{l_0}{i_y} = 29.098$$

A külpontosan nyomott elem megfelel, ha



$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

(egytengelyű hajlítás esetén csak az első két tagot vesszük figyelembe)

$$\text{ahol: } k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_y = 0.5 \cdot [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2]$$

A szarufát egytengelyű hajlításra vizsgáljuk, Z irányú nyomatékok nem keletkeznek benne.

Feszültségek számítása:

Húzásból:
$$\sigma_{c_0_d} := \frac{N_{Ed_szarufa}}{A_{sz}} = 4.78 \frac{N}{mm^2}$$

Hajlításból:
$$\sigma_{m_y_d} := \frac{M_{Ed_y_szarufa}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = 9.945 \frac{N}{mm^2}$$

Relatív karcsúság, Euler-féle kritikus hajlítási feszültség:

$$\sigma_{c_crit_y} := \pi^2 \cdot \frac{E_{0.05}}{\lambda_y^2} = 93.25 \frac{N}{mm^2} \quad \lambda_{rel_y} := \sqrt{\frac{f_{c_0k}}{\sigma_{c_crit_y}}} = 0.475 \quad \beta_c := 0.2$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel_y} - 0.3) + \lambda_{rel_y}^2) = 0.63$$

$$k_{c_y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel_y}^2}} = 0.957$$

Alsó szélső szál, a nyomatékból húzás keletkezik, melyhez hozzáadódik a normálerőből származó húzás.

$$\frac{\sigma_{c_0_d}}{k_{c_y} \cdot f_{c_0d}} + \frac{\sigma_{m_y_d}}{f_{m_d}} = 0.942 \quad 10 \times 20\text{-as keresztmetszetű szarufa megfelel!}$$

Szarufa nyírási teherbírásának ellenőrzése:

Hajlítással egyidejű nyírás - Zsuravszkij-képlete alapján.

$$V_{Ed_y_szarufa} = 8.64 \text{ kN}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

A fél keresztmetszet statikai nyomatéka az y tengelyre.

$$S_y := \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (5 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$\tau_d := \frac{V_{Ed_y_szarufa} \cdot S_y}{b \cdot I_y} = 0.648 \frac{N}{mm^2} \quad \tau_d < \tau_{v_d} = 1.731 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Megfelel.}$$

3.4.4 Fogópár ellenőrzése:

Jelen esetünkben a fogópár 1 szelvénnel (2x8x16 eltolva) van bemodellezve az axis-ba, a szarufa 2 oldalára csavarozva. Ezt a szerkezeti elemet nem is tudná méretezni a szoftver csak igénybevételeket kapunk rá, ezért kézzel ellenőrizzük.

Az ellenőrzés a szarufához hasonló, de itt nincs számottevő nyomaték a szelvényben.

Kihajlási hossz:

A fogópár síkjára merőlegesen hajlamos lehetne a kihajlásra, de ezt 60-80cm-ként elhelyezett fa kockákkal biztosítjuk egymáshoz. Síkjával párhuzamosan csuklósan csatlakozik a szarufához minkét oldalt, ezért a kihajlási hossz szorzó=1.

Keresztmetszet ellenőrzése:

$$l := 1.63 \text{ m}$$

$$b := 80 \text{ mm}$$

$$h := 160 \text{ mm}$$

$$A_{\text{fogópár}} := 2 \cdot b \cdot h = (2.56 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad I_y := 2 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} = (5.461 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$i_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_{\text{fogópár}}}} = 46.188 \text{ mm} \quad \lambda_y := \frac{l}{i_y} = 35.291$$

Feszültségek számítása:

Nyomásból: $\sigma_{c_0_d} := \frac{N_{\text{Ed_torokgerenda}}}{A_{\text{fogópár}}} = 3.828 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Relatív karcsúság, Euler-féle kritikus hajlítási feszültség:

$$\sigma_{c_crit_y} := \pi^2 \cdot \frac{E_{0.05}}{\lambda_y^2} = 63.398 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \lambda_{rel_y} := \sqrt{\frac{f_{c_0k}}{\sigma_{c_crit_y}}} = 0.576 \quad \beta_c := 0.2$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel_y} - 0.3) + \lambda_{rel_y}^2) = 0.693$$

$$k_{c_y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel_y}^2}} = 0.926$$

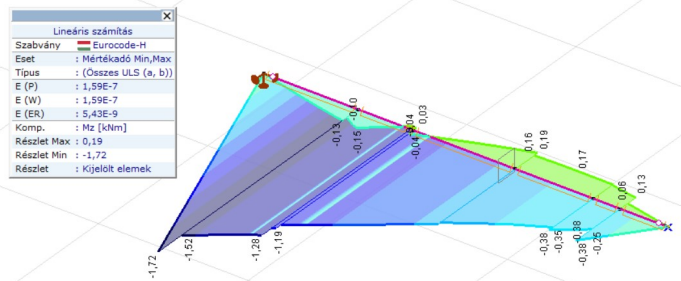
Alsó szélső szál, a nyomatékból húzás keletkezik, melyhez hozzáadódik a normálereőből származó húzás.

$$\frac{\sigma_{c_0_d}}{k_{c_y} \cdot f_{c_0d}} = 0.284$$

8x16-as keresztmetszetű fogópár megfelel a fa kockákkal való egymáshoz merevítéssel.

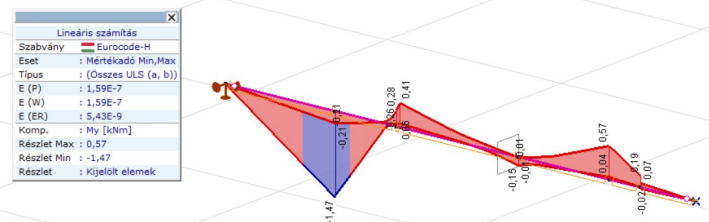
3.4.5 Derékszelen ellenőrzése ferde hajlításra:

Igénybevételek:



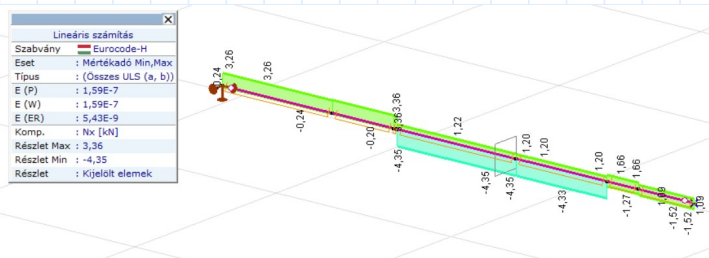
$$M_z := 1.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

62.ábra



$$M_y := 1.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

63.ábra



$$N_x := 3.36 \text{ kN}$$

Max húzás, a hajlításnál való interakciónál ez lesz a mértékadó.

64.ábra

Keresztmetszet ellenőrzése:

$$l := 2.7 \text{ m}$$

$$h := 150 \text{ mm}$$

$$b := 150 \text{ mm}$$

$$A := b \cdot h = (2.25 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$I_y := \frac{b \cdot h^3}{12} = (4.219 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_y := \frac{I_y}{\frac{h}{2}} = (5.625 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_z := \frac{h \cdot b^3}{12} = (4.219 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_z := \frac{I_z}{\frac{b}{2}} = (5.625 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$k_m := 0.7$$

4.1.4. Ferde hajlítás

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad \text{és} \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad \text{ahol:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ és $\sigma_{m,z,d}$ a főtengelyek körüli hajlításból származó normál feszültségek tervezési értéke,

$f_{m,y,d}$ és $f_{m,z,d}$ a megfelelő hajlítószilárdságok tervezési értéke.

k_m tényező értéke: 0,7: téglalap alakú keresztmetszetekre,
1,0: minden más esetben.

65. ábra

Y irányú hajlításból: $\sigma_{m_y,d} := \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{W_y} = 2.763 \frac{N}{mm^2}$

Z irányú hajlításból: $\sigma_{m_z,d} := \frac{N_x}{A} + \frac{M_z}{W_z} = 3.207 \frac{N}{mm^2}$

$$\frac{\sigma_{m_y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m_z,d}}{f_{m,d}} = 0.301$$

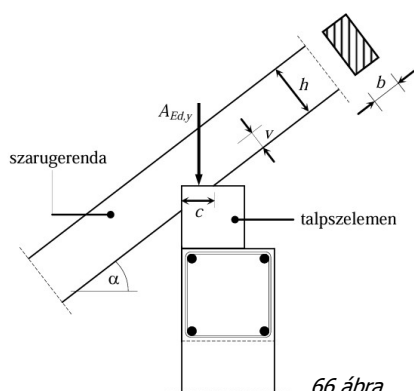
$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m_y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m_z,d}}{f_{m,d}} = 0.309$$

15x15-ös keresztmetszetű derékszelemen megfelel ferde hajlításra!

3.4.6 Tetőszerkezet kapcsolatainak ellenőrzése:

A szarufa és a derékszelemen kapcsolatának ellenőrzése:

Függőleges erőre: (pecsétnyomásra)



$$F_{Ed} := 6.65 \text{ kN}$$

Axisvm modell szarufa-derékszelemen összekötő elemben keletkező normál erő.

$$b := 100 \text{ mm}$$

$$c := 150 \text{ mm}$$

(az alacsony hajlásszög miatt a szarufa a derékszelemen teljes szélességében felfekszik.)

$$F_{Rd} := c \cdot b \cdot f_{c,90d} = 25.962 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} < F_{Rd} = 1$$

Megfelel a kapcsolat pecsétnyomásra.

$$kih := \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = 0.256$$

Torokgerenda (fogópár) és szarufa csavaros kapcsolatának ellenőrzése a tető alacsony hajlásszögű részénél.

Anyagjellemzők: $t_{fogópár} := 80 \text{ mm}$ $t_{szarufa} := 100 \text{ mm}$ $\rho_k := 460 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Csavar: 6.8 M16 $f_{u_k} := 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $d := 16 \text{ mm}$

$$F_{Ed} := N_{Ed_torokgerenda} = 97.99 \text{ kN}$$

$$M_{y_Rk} = 0.3 \cdot f_{u_k} \cdot d^{2.6} \quad M_{y_Rk} := 243.21 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot 16 = 1.59$$

$$f_{h_1_k} = \frac{0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k}{k_{90} \cdot \sin^2(7^\circ) + \cos^2(7^\circ)} \quad f_{h_1_k} := 31.41 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{h_2_k} := f_{h_1_k}$$

$$\beta := 1$$

Kétszer nyírt kapcsolóelemek esetén $F_{v,Rk}$ az alábbiak minimuma:



$$f_{h,1,k} t_1 d$$

$$f_{h_1_k} \cdot t_{fogópár} \cdot d = 40.205 \text{ kN}$$



$$0.5 f_{h,2,k} t_2 d$$

$$0.5 \cdot f_{h_2_k} \cdot t_{szarufa} \cdot d = 25.128 \text{ kN}$$



$$1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right]$$



$$1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d}$$

67.ábra

$$1.05 \cdot \frac{f_{h_1_k} \cdot t_{fogópár} \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y_Rk}}{f_{h_1_k} \cdot d \cdot t_{fogópár}^2}} \right) = 424.814 \text{ kN}$$

$$1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y_Rk} \cdot f_{h_1_k} \cdot d} = 568.588 \text{ kN}$$

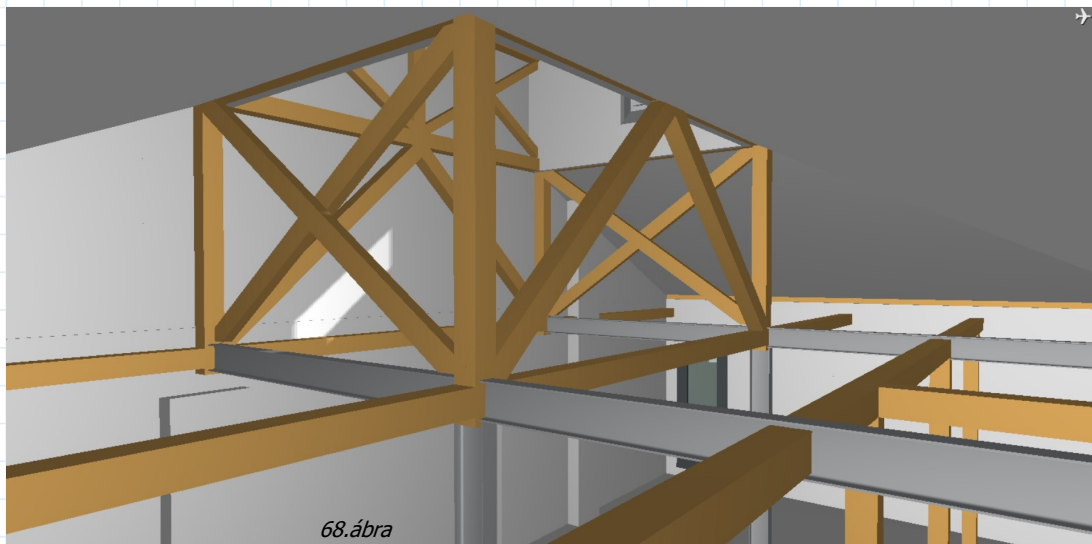
1 nyírt sík teherbírása: 25.128kN

$F_{v_Rk} := 2 \cdot 25.128 \text{ kN} = 50.256 \text{ kN}$ 2db M16-os átmenő csavarra lesz szükség.

Minimális csavartávolság: $5 \cdot d = 80 \text{ mm}$ Elfér 2 csavar 1 sorban, megfelel.

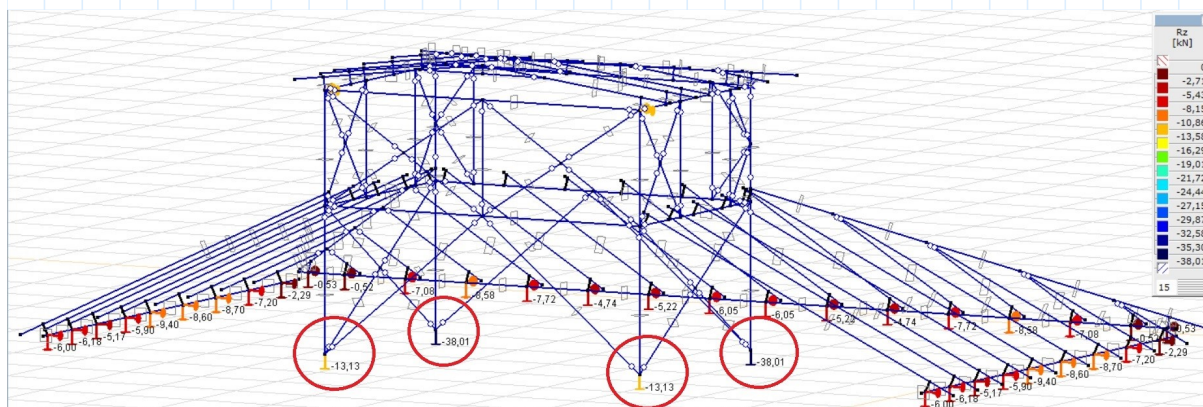
3.5 Fedélszék terheit közvetítő I keresztmetszetű acél gerenda tervezése.

Az építész terveken a fedélszék terheit egy hajlított-nyírt acél gerenda közvetíti a földszinti falakon elhelyezkedő koszorúra. Ez a későbbiekben elburkolásra kerül, hogy fa behatást keltsen.



A 3D modellben közvetlen alátámasztást kapott a gerenda a fedélszék fa pillérjei alatt, de a diplomamunka keretein belül ezt elhanyagolom, közvetlen teherátadásra tervezem az acél gerendát a 2 főfal között.

Fedélszékről leadódó terhek:



$$F_1 := 13.13 \text{ kN}$$

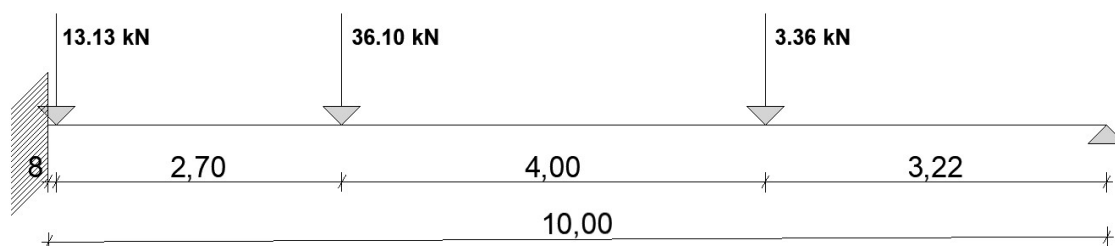
69. ábra

$$F_2 := 36.1 \text{ kN}$$

$$F_3 := 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 3.5 \text{ m} = 3.36 \text{ kN}$$

Az F3 koncentrált teher egy gipszkarton fal redukált terhe, mely felzár az I gerenda felső síkjától a tető alsó síkjáig.

Statikai váz:



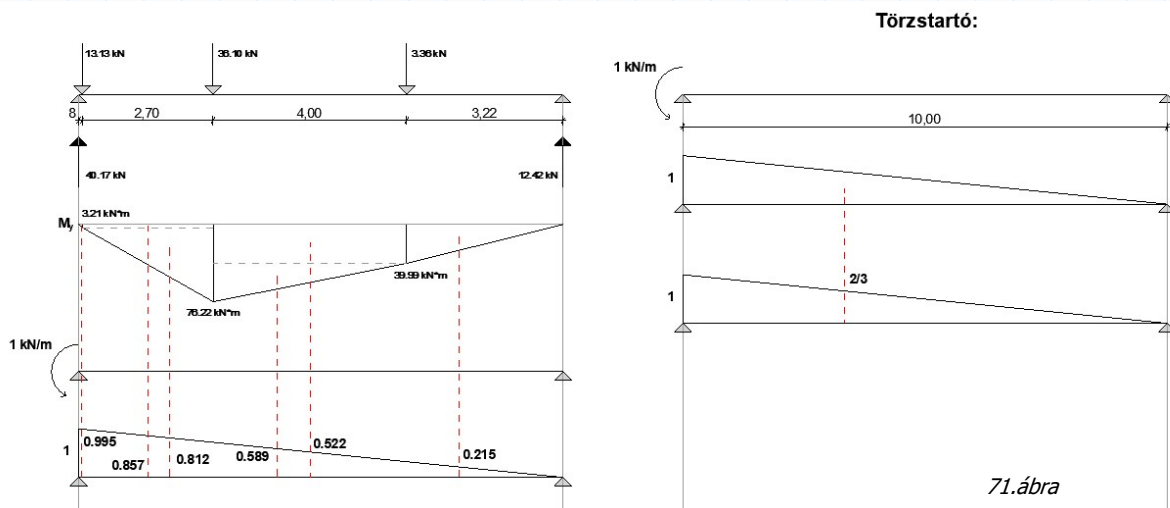
A gerenda mindkét oldalt a vasbeton koszorúba csomólemezes-csavaros kapcsolattal csatlakozik, de az oromfal felőli részén befogott kapcsolatot tervezek, mert a koszorút egyensúlyozza a felette elhelyezkedő, rá terhelő oromfal. A szemközti oldalt csuklós támaszt alakítok ki, megengedem a gerenda elfordulását, ezáltal nem okoz csavarást/ elbillenést a "terheletlen" vasbeton koszorún a gerenda.

A határozatlan tartó megoldása többféleképpen lehetséges, egyszerű, táblázatos módszerrel vagy például erőmódszer segítségével. A diplomamunkám célja, hogy bemutassam az alapképzésen tanultakat, ezért mindkét módszer segítségével megoldom a feladatot.

Erőmódszer:

Egy határozott törzstartót definiálok, melyen az adott helyen elfordulást számolok a merevség függvényében.

$$E := 1 \quad I := 1$$



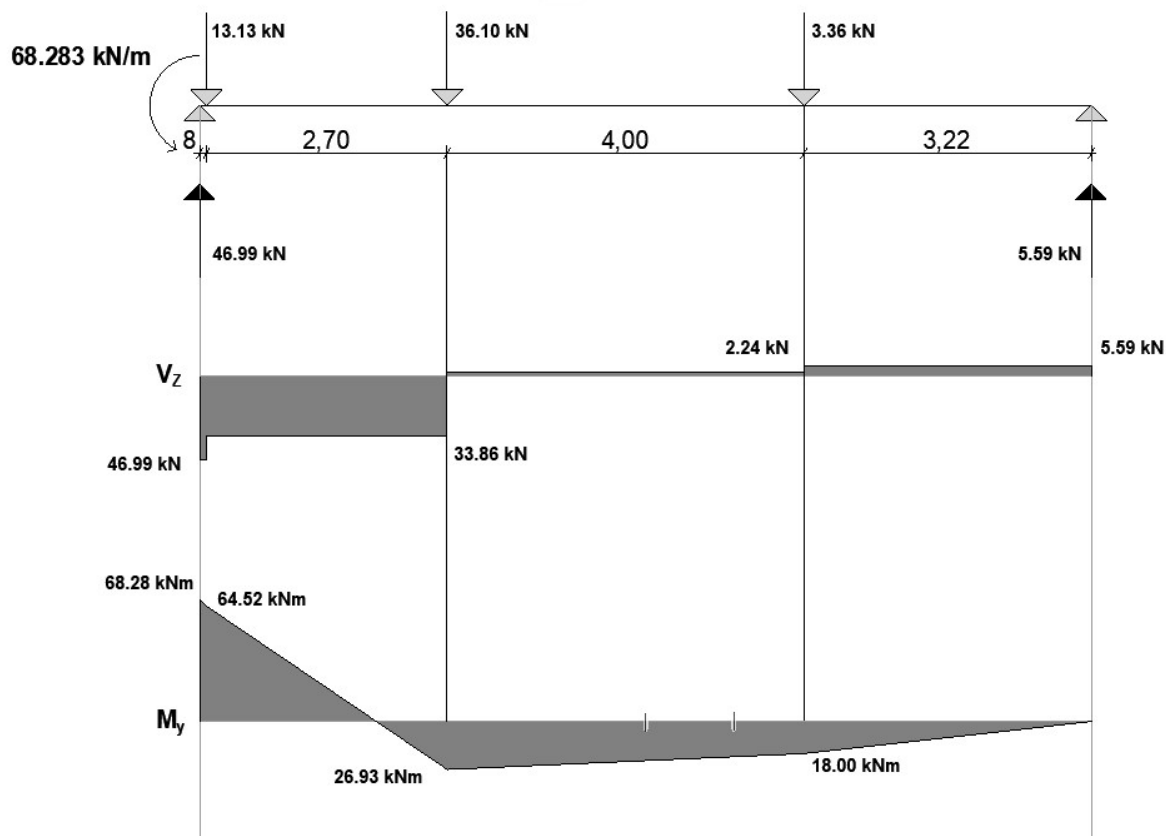
$$\varphi_{befogás0} := \frac{1}{E \cdot I} \cdot \left(\frac{0.08 \cdot 3.21}{2} \cdot 0.995 + 2.7 \cdot 3.21 \cdot 0.857 + \frac{2.7 \cdot (76.22 - 3.21)}{2} \cdot 0.812 + 4 \cdot 39.99 \cdot 0.522 + \frac{4 \cdot (76.22 - 39.99)}{2} \cdot 0.589 + \frac{3.22 \cdot 39.99}{2} \cdot 0.215 \right) = 227.61$$

$$\varphi_{befogás'} := \frac{1}{E \cdot I} \cdot \left(\frac{1 \cdot 10}{2} \cdot \frac{2}{3} \right) = 3.333 \quad \frac{\varphi_{befogás0}}{\varphi_{befogás'}} = 68.283$$

A befogási nyomaték:

$$M_A := 68.283 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rúd végi nyomatékkal helyettesítve így már határozott tartóként számíthatóak a gerenda igénybevételei.



72.ábra

$$F_{y_B} := \frac{-68.283 + 13.13 \cdot 0.08 + 36.10 \cdot 2.78 + 3.36 \cdot 6.78}{10} = 5.591$$

$$F_{y_A} := \frac{68.283 + 3.36 \cdot 3.22 + 36.10 \cdot 7.22 + 13.13 \cdot 9.92}{10} = 46.999$$

$$M_1 := 68.28 - 46.99 \cdot 0.08 = 64.521 \quad M_2 := 68.28 - 46.99 \cdot 2.78 + 13.13 \cdot 2.7 = -26.901$$

$$M_3 := 3.22 \cdot 5.591 = 18.003$$

Acél gerenda méretezése: (befogott-csuklós)

Kiinduló adatok:

Szelvény: HEA160 - S 235 (rugalmas méretezés)

$$\begin{aligned}h &:= 160 \text{ mm} & I_y &:= 2.492 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 & f_y &:= 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \gamma_{M0} &:= 1.00 \\b &:= 160 \text{ mm} & W_{ply} &:= 354 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \\t_w &:= 8 \text{ mm} & I_z &:= 889.2 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 & E &:= 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\t_f &:= 13 \text{ mm} & W_{plz} &:= 170 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \\r &:= 15 \text{ mm} & A_{vz} &:= 1759 \text{ mm}^2 & G &:= 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\A &:= 5430 \text{ mm}^2 & I_t &:= 31.24 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\h_i &:= 134 \text{ mm} & I_w &:= 47.94 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \\d &:= 104 \text{ mm}\end{aligned}$$

A gerenda nyírásra, hajlításra, az esetleges interakcióra, kifordulásra és lehajlásra vizsgálandó.

A HEA160-as gerenda 1. osztályú szelvény, képlékeny méretezést alkalmazunk. (megengedjük a keresztmetszet képlékenyedését, mert a horpadás jelensége nem következik be a folyáshatár elérése előtt.

Igénybevételek a mértékadó keresztmetszetben: (a befogásnál)

$$M_{Ed_y} := 68.283 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{Ed_z} := 46.99 \text{ kN}$$

Ellenőrzés hajlításra:

$$M_{pl_Rd} := \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 83.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad kih := \frac{M_{Ed_y}}{M_{pl_Rd}} = 0.821 \quad \text{Megfelel.}$$

Ellenőrzés nyírásra:

$$V_{pl_Rdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 238.656 \text{ kN} \quad kih := \frac{V_{Ed_z}}{V_{pl_Rdz}} = 0.197 \quad \text{Megfelel.}$$

Hajlítás és nyírás interakciós vizsgálata:

$$V_{Ed_z} < \frac{V_{pl_Rdz}}{2} = 1 \quad \text{A hajlítás és nyírás interakcióját nem szükséges számolni.}$$

Kifordulás:

A gerendát a koncentrált erőknél keresztirányban egy 15x15-ös fa gerenda támogatja, ezeket teljes értékű y irányú támasznak veszem a kifordulás vizsgálatánál. (teljes keresztmetszetben támaszt, befogásnál az alsó nyomott övet, egyéb esetben a felső nyomott övet.)

$$M_{b_Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \gamma_{M1} := 1.00$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad \phi_{LT} = \frac{1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2}{2}$$

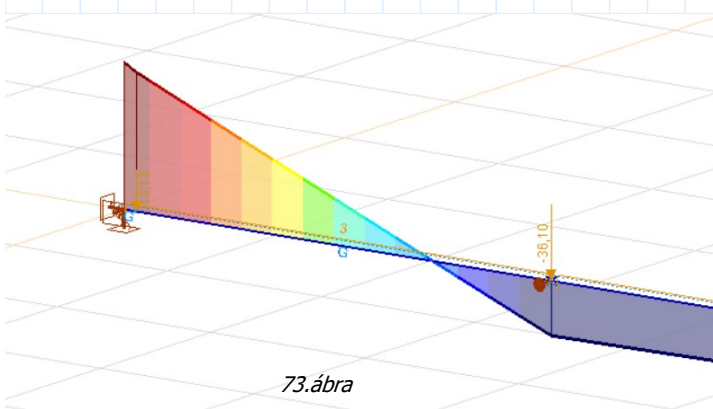
$$\alpha_{LT} := 0.21 \quad \text{Kifordulási görbe "a" (hengerelt I szelvény)}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

Kritikus nyomaték:

$$L := 2.78 \text{ m} \quad z_g := 80 \text{ mm} \quad z_j := 0 \text{ mm}$$

(teher a felső övön) (kétszeresen szimmetrikus km.)



$$M_{Ed_y} = 68.283 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_2 := -26.901 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \psi := \frac{M_2}{M_{Ed_y}} = -0.394$$

$$k := 0.5 \quad k_w := 0.5$$

A gerenda a 2 végén a koszorúhoz való csatlakozásnál elfordulás ellen biztosítva van.

Közbenső ψ értékeknél lineáris interpolációt alkalmazok.

$$C_1 := 2.609 + \frac{3.093 - 2.609}{0.5 - 0.25} \cdot (0.5 + \psi) = 2.814$$

$$C_2 := 0 \quad C_3 := 1.957 + \frac{1.546 - 1.957}{0.5 - 0.25} \cdot (0.5 + \psi) = 1.783$$

$$M_{cr} := C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right)$$

$$M_{cr} = (2.408 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.186$$

$$\phi_{LT} := \frac{1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2}{2} = 0.516$$

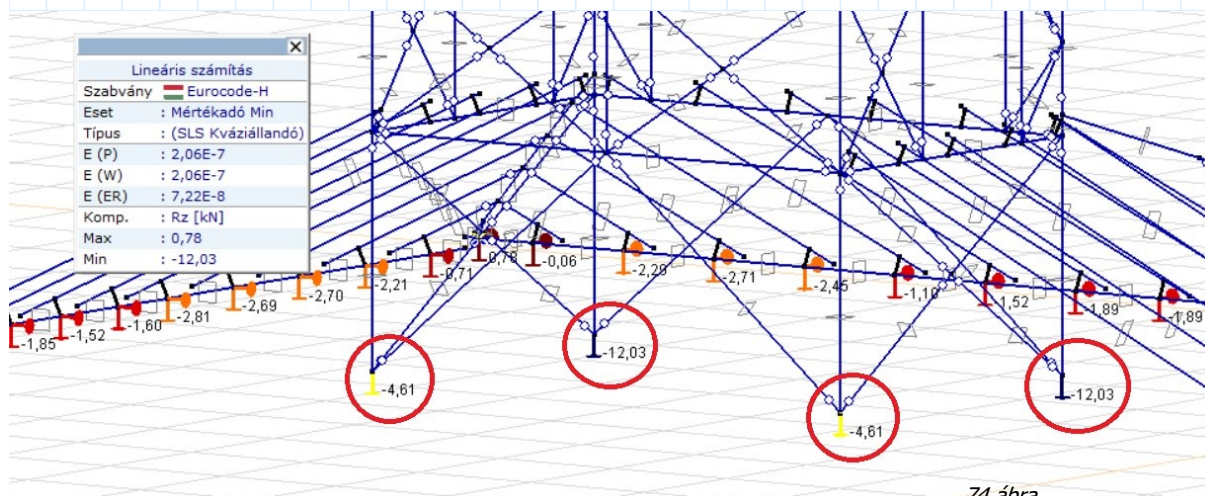
$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1.003 \quad \text{de} \quad \chi_{LT} \leq 1 \quad \text{ezért} \quad \chi_{LT} := 1$$

$$M_{b_Rd} := \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 83.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed_y}}{M_{b_Rd}} = 0.821 \quad \text{Megfelel.}$$

Lehajlás vizsgálat:

Axisvm fedélszék SLS terhei:



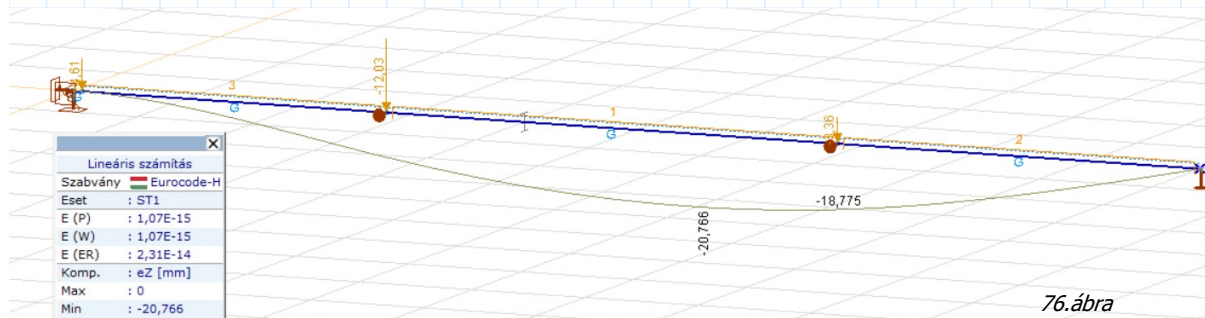
74.ábra

Gerenda igénybevételei használhatósági határállapotban:



75.ábra

Gerenda lehajlása Axisvm szoftver segítségével:



76.ábra

$$e_{max} := 20.766 \text{ mm} \quad L := 10000 \text{ mm}$$

$$w_{max} := \frac{L}{300} = 33.333 \text{ mm} \quad (\text{látható egyenes felület-még nem érzékelhető})$$

$$e_{max} < w_{max} = 1 \quad \text{Megfelel.}$$

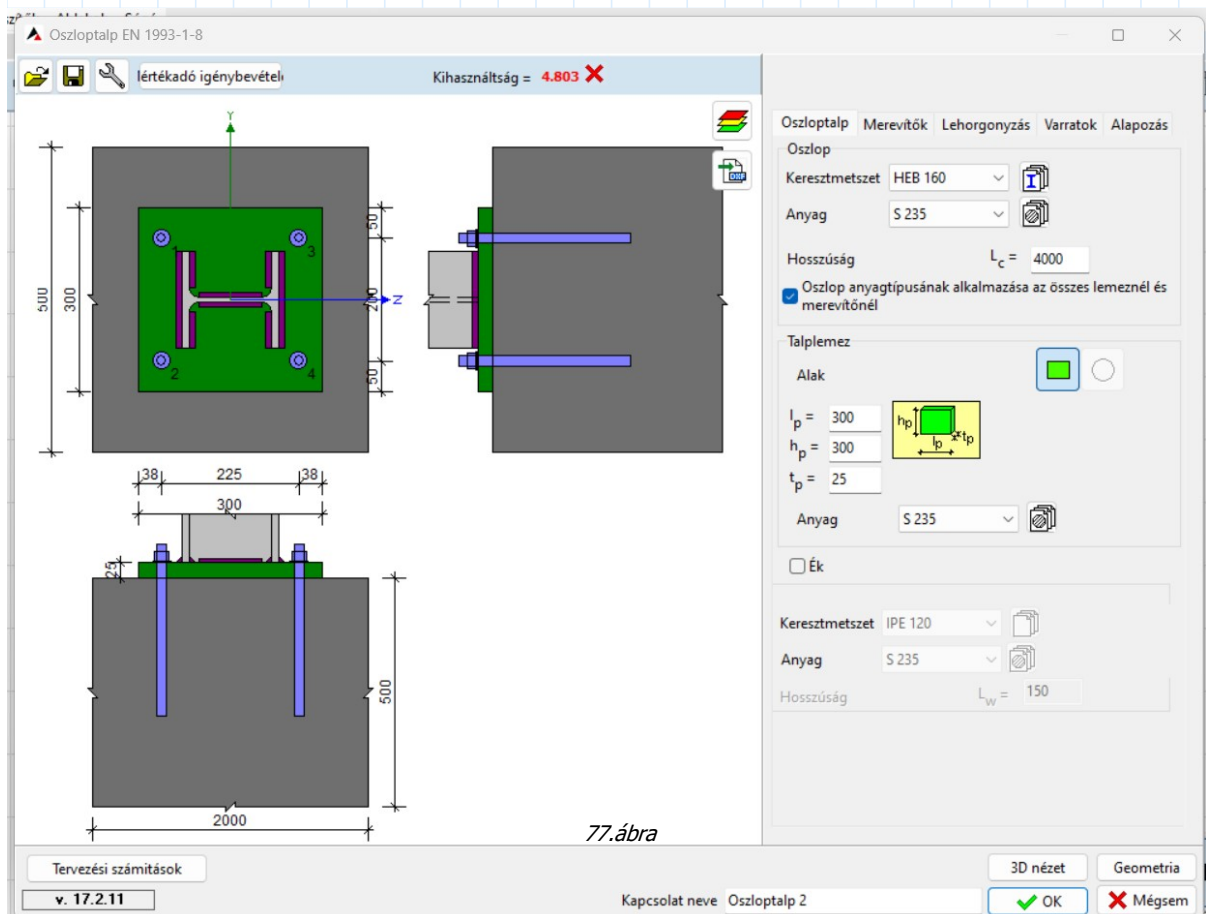
HEA 160-as gerenda megfelelő a fedélszék terheinek áthidalására alátámasztás nélkül.

HEB160 gerenda kapcsolatainak méretezése:

Minkét végén a gerenda a földszinti falak tetején lévő 50cm magas vb. koszorúhoz csatlakozik.

A szomszéddal közön falszakaszon a koszorú felett folytatódik a falazat, egy tűzvédő oromfal kialakítására kerül sor. Itt befogott kapcsolatot tervezek.

A gerenda másik végén a koszorúra csak a talpszelemenről leadódó terhek vannak jelen, itt csuklós kapcsolatot alakítok ki, megengedve az elfordulást ezzel elkerülve a koszorúra ható csavarónyomatékokat. (Mx)

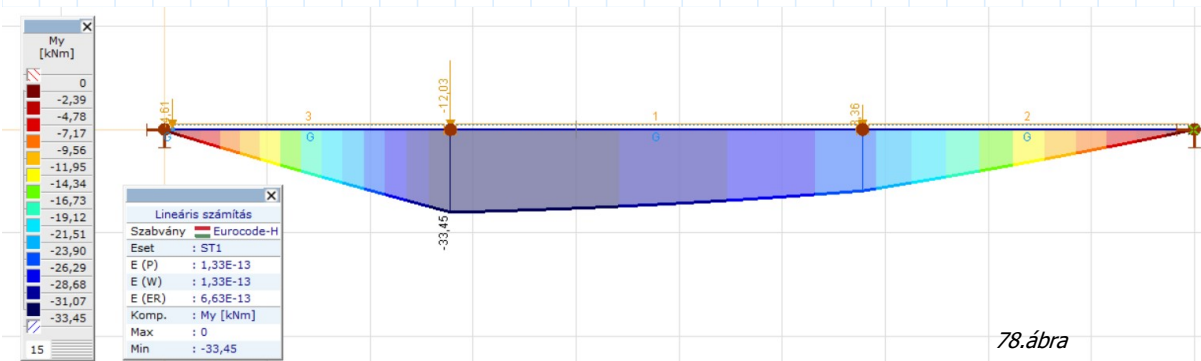


A rúd végi nyomaték túl nagyoknak bizonyult, a befogásnál nem sikerült a gerenda terheit a koszorúra közvetíteni.

Minkét végén csuklós kapcsolattal újra számolom az igénybevételeket és ellenőrzök egy nagyobb km. gerendát lehajlásra. (csuklós-csuklós kapcsolatnál jelentősen nagyobb lehajlásra számított.)

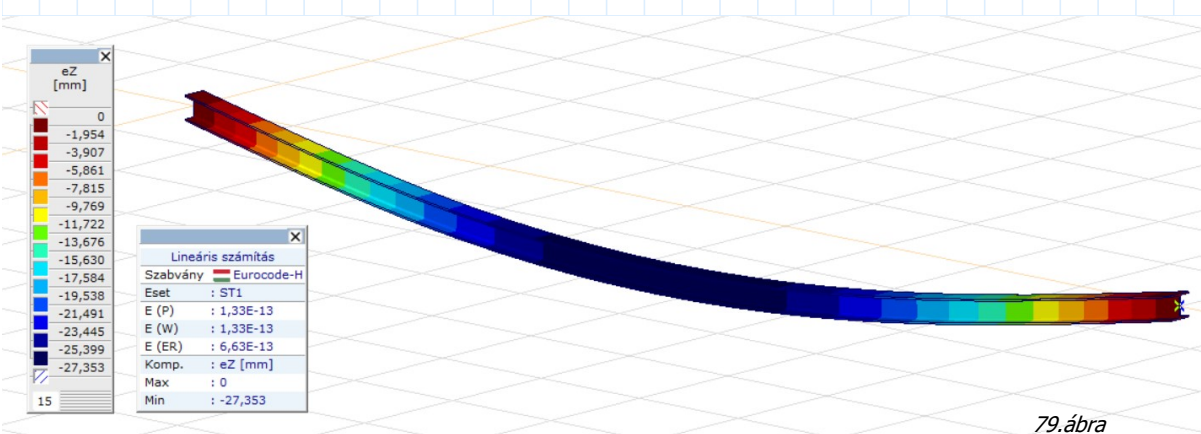
Acél gerenda tervezése HEB200: (Csukló-csukló)

My-igénybevétel SLS határállapotban



78.ábra

Lehajlás SLS határállapotban:

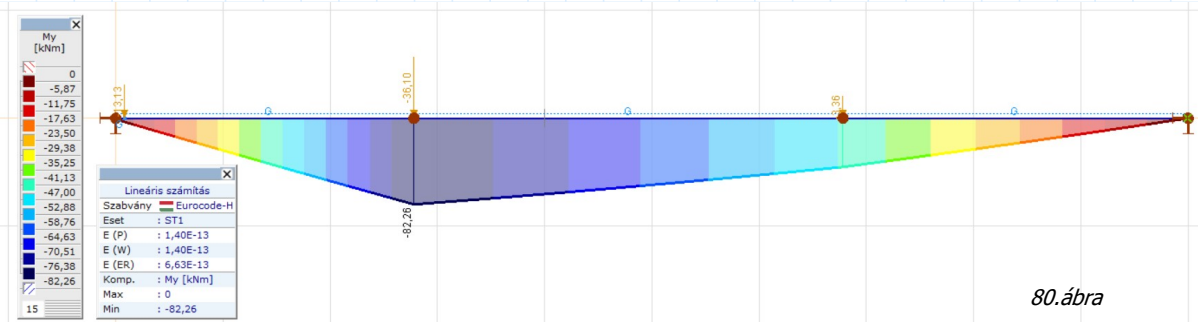


79.ábra

$$e_z := 27.353 \text{ mm} \quad L := 10 \text{ m}$$

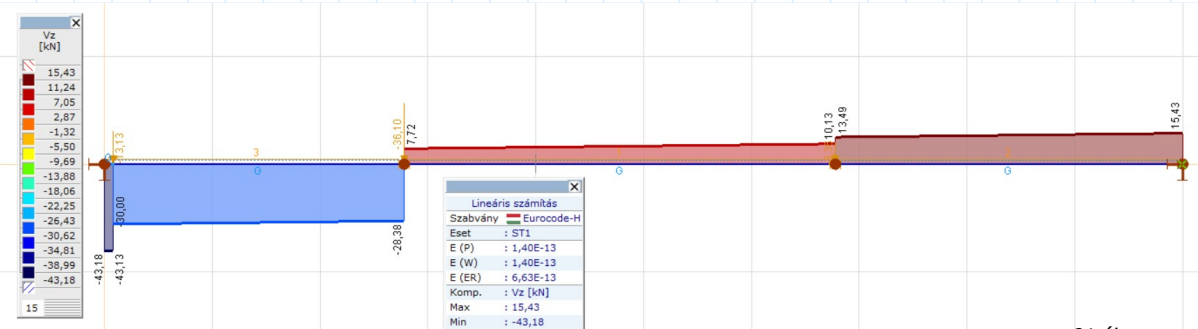
$$\frac{L}{300} = 33.333 \text{ mm} \quad e_z < \frac{L}{300} = 1 \quad \text{HEB 200-as gerenda lehajlásra megfelel!}$$

My-igénybevétel ULS határállapotban



80.ábra

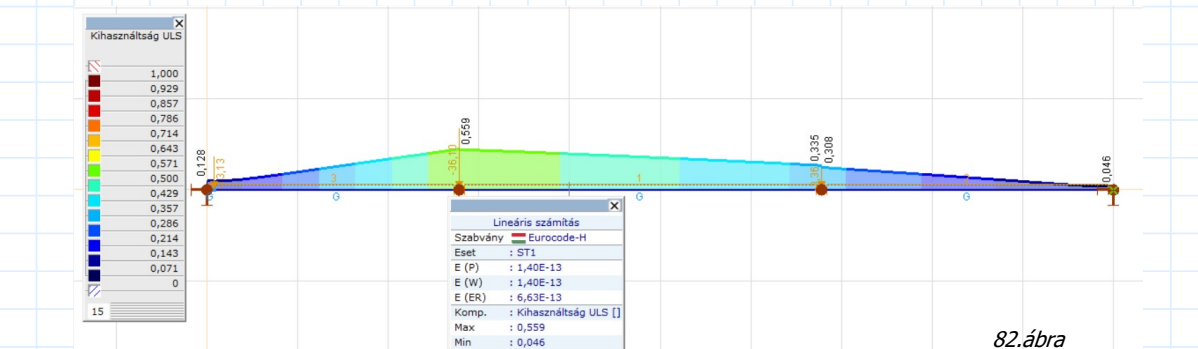
Vz-igénybevétel ULS határállapotban



81.ábra

Az acél szelvény méretezése a HEB160-as gerenda esetében bemutatásra került kézi módszerrel, itt az axisvm acél méretezési modul segítségével ellenőrzöm a HEB200-as szelvényt teherbírási határállapotban.

Kihasznátság ULS:



82.ábra

Tervezési paraméterek:

Tervezési paraméterek - Eurocode [H]

Anyag: S 235

Szelvény: Eredeti szelvény HEB 200

ULS (teherbírási határállapot) SLS (használati határállapot)

Tervezési módszer: Szelvényosztály szerint (elasztikus / plastikus)

Szelvényosztály: Automatikusan osztályba sorolás

Méretezési elem: Lok. x-y síkban merevített, Lok. x-z síkban merevített

Méretezési elemek összeállítása: 1, 2, 3, 4

Foldregés igénybevételek szorzója: $f_{ld} = 1$

Stabilitási paraméterek: Kihajlás

Kifordulás: A teher helyzete: Egyedi

M_{cr} számítása: Automatikusan

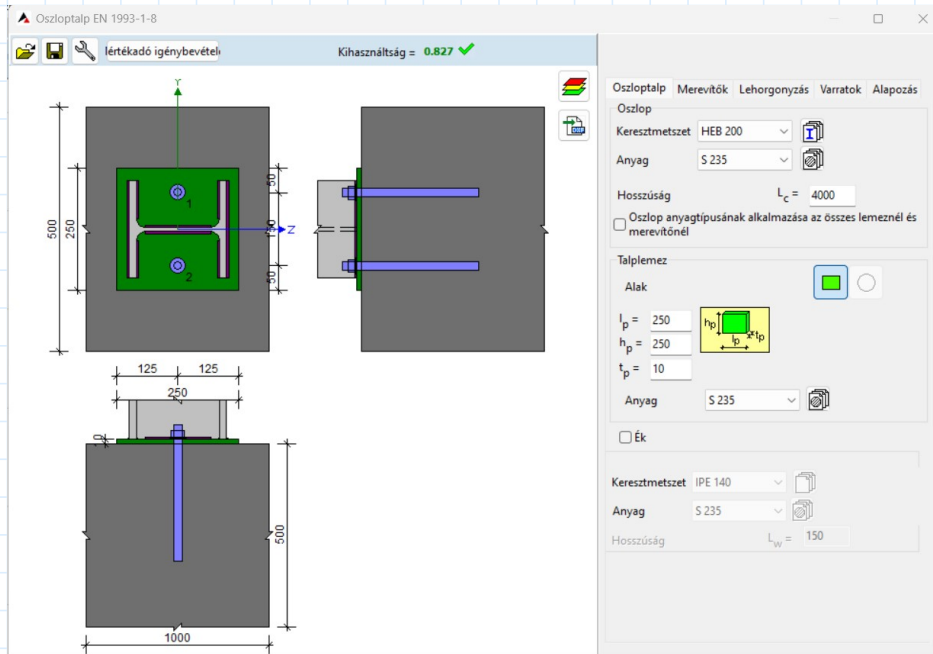
Oldalirányú támaszok: Automatikusan

Gerinc nyírási horgadás: Merevítetlen

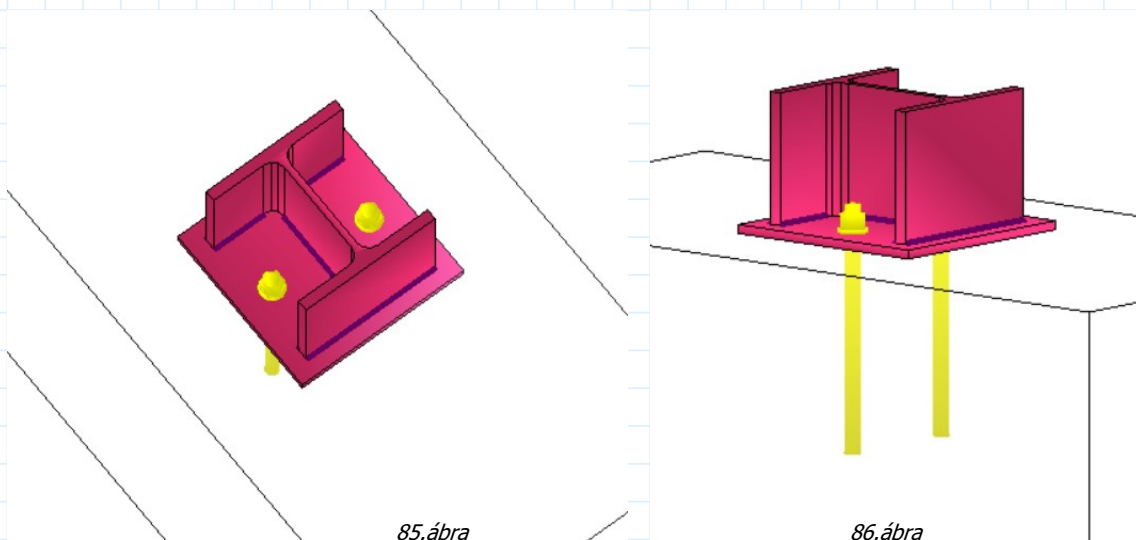
83.ábra

3.5.1 HEB200-as gerenda csuklós kapcsolatainak méretezése:

Axisvm szoftver segítségével terveztem a kapcsolatot, majd a tanultak alapján kézi számítással ellenőrzöm azt.



84.ábra



85.ábra

86.ábra

A súlyvonalban elhelyezett 2db M18-as csavar nyírásra dolgozik, az erőkar hiánya miatt a nyomatékok felvételére nem alkalmas, ezáltal lehetővé teszi a megfelelő mértékű szögelfordulást.

A homloklemez egy 250x250x10 mm-es csomólemez, mely kellően rugalmas egy csuklós kapcsolat kialakításához, függőleges kiterjedése a varratok miatt minimálisan nagyobb mint a gerenda.

HEB200-as gerenda csuklós kapcsolatainak kézi ellenőrzése:

Csavarok ellenőrzése:

"A-osztály: Tengelyére merőlegesen terhelt, nem feszített (normál) csavar, ennek megfelelően az erőátadás nyírás és palástnyomás révén valósul meg."

M18 10.9

$$f_{yb} := 900 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ub} := 1000 \frac{N}{mm^2} \quad f_u := 360 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{M2} := 1.25$$

$$d := 18 \text{ mm} \quad d_0 := 20 \text{ mm} \quad A := 254 \text{ mm}^2 \quad A_s := 192 \text{ mm}^2 \quad d_m := 29.1 \text{ mm}$$

Geometria ellenőrzése:

$$e_1 := 125 \text{ mm} \quad e_2 := 50 \text{ mm} \quad p_1 := 0 \text{ mm} \quad p_2 := 150 \text{ mm}$$

Minimális távolságok:

$$e_1 := 1.2 \cdot d_0 = 24 \text{ mm} \quad \square < \square \quad e_1 \quad \text{Megfelel.}$$

$$e_2 := 1.2 \cdot d_0 = 24 \text{ mm} \quad \square < \square \quad e_2 \quad \text{Megfelel.}$$

$$p_1 := 2.2 \cdot d_0 = 44 \text{ mm} \quad \text{1 sor csavar esetén nincs } p_1.$$

$$p_2 := 2.4 \cdot d_0 = 48 \text{ mm} \quad \square < \square \quad p_2 \quad \text{Megfelel.}$$

$$e_1 := 125 \text{ mm} \quad e_2 := 50 \text{ mm} \quad p_1 := 0 \text{ mm} \quad p_2 := 150 \text{ mm}$$

Nyírási ellenállás: (1db csavar)

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad n := 1 \text{ Nyírt síkok száma.}$$

$$F_{v,Rd} := n \cdot \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 121.92 \text{ kN}$$

Palástnyomási ellenállás: (1db csavar)

$$F_{b,Rd} = k_1 \cdot \frac{\alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad k_1 := \min \left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) = 2.5$$

$$\alpha_b := \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0 \right) = 1 \quad t := 10 \text{ mm} \quad F_{b,Rd} := k_1 \cdot \frac{\alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 129.6 \text{ kN}$$

A lehorgonyzó csavar nyírási ellenállása:

$$f_{yb} := 640 \quad (\text{max})$$

$$\alpha_b := 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} = 0.248$$

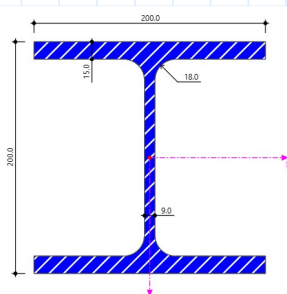
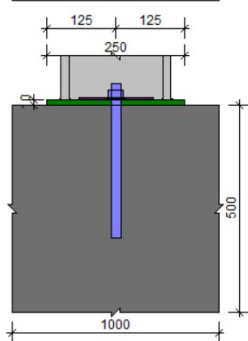
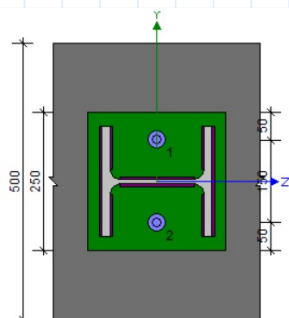
$$F_{2_vb_Rd} := \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 38.093 \text{ kN}$$

Csavarok kihasználtsága:

$$V_{z_Ed} := 43.18 \text{ kN}$$

$$kih := \frac{V_{z_Ed}}{2 \cdot \min(F_{b_Rd}, F_{v_Rd}, F_{2_vb_Rd})} = 0.567$$

Hegesztett kapcsolat méretezése:



87. ábra

Sarokvarrat általános eljárással történő ellenőrzése:

$$V_{z_Ed} = 43.18 \text{ kN}$$

$$a := 3 \text{ mm}$$

(gyökméret)

$$f_u = 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\beta_w := 0.8 \text{ (S235)}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$t_w := 9 \text{ mm}$$

$$t_f := 15 \text{ mm}$$

$$b := 200 \text{ mm}$$

$$h := 200 \text{ mm}$$

$$r := 18 \text{ mm}$$

Nyíróerőre merőleges varratok teherbírása:

$$\text{Varratok hossza: } l_{90} := 2 \cdot (b - 2 \cdot a) + 2 \cdot (b - 2 \cdot a - t_w) = 758 \text{ mm}$$

$$\text{km. terület: } A_{w_90} := l_{90} \cdot a = (2.274 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\text{komponensek: } \tau_{90} := \frac{V_{z_Ed}}{A_{w_90}} \cdot \cos(45) = 9.975 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{90} := \tau_{90}$$

Nyíróerővel párhuzamos varratok teherbírása:

$$\text{Varratok hossza: } l_0 := 2 \cdot (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r) = 268 \text{ mm}$$

$$\text{km. terület: } A_{w_0} := l_0 \cdot a = 804 \text{ mm}^2$$

$$\text{komponensek: } \tau_0 := \frac{V_{z_Ed}}{A_{w_0}} = 53.706 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{1.feltétel: } \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot (\tau_{90}^2 + \tau_0^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 1 \quad \text{Megfelel.}$$

$$\text{2.feltétel: } \sigma_{90} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 1 \quad \text{Megfelel.} \quad kih := \frac{\sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot (\tau_{90}^2 + \tau_0^2)}}{\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = 0.264$$

4. Torony fedélszék méretezése:

4.1 Anyagminőségek:

Faanyag minősége: C24 I. osztály

Karakterisztikus értékek:

Hajlítás:

Húzás:

$$f_{m_k} := 24 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t_{0k}} := 14 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t_{90k}} := 0.5 \frac{N}{mm^2}$$

Nyírás:

Nyomás:

$$f_{v_k} := 2.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c_{0k}} := 21 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c_{90k}} := 2.5 \frac{N}{mm^2}$$

Tervezési érték
számítása:

I. osztály

Természetes fa:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}$$

$$k_{mod} := 0.9$$

A méretezéseket ULS határállapotban
végzem el, ezért rövid ideig tartó
teherhez tartozó értéket vettem fel.

$$\gamma_m := 1.3$$

Fontosabb tervezési értékek:

Hajlítás:

Húzás:

$$f_{m_d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m_k}}{\gamma_m} = 16.615 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t_{0d}} := 11 \frac{N}{mm^2}$$

Nyírás:

Nyomás:

$$f_{v_d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v_k}}{\gamma_m} = 1.731 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c_{0d}} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c_{0k}}}{\gamma_m} = 14.538 \frac{N}{mm^2}$$

Sűrűség:

Kihajlás:

$$\rho_k := 3.2 \frac{kN}{m^3} \quad k_c := 57.4 \quad f_{c_{90d}} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c_{90k}}}{\gamma_m} = 1.731 \frac{N}{mm^2}$$

Kifordulás:

Rugalmassági modulus kvantilise:

$$k_{crit} := 16.2 \quad E_{0.05} := 8 \frac{kN}{mm^2}$$

4.2 Teherelemzés:

Biztonsági tényezők:

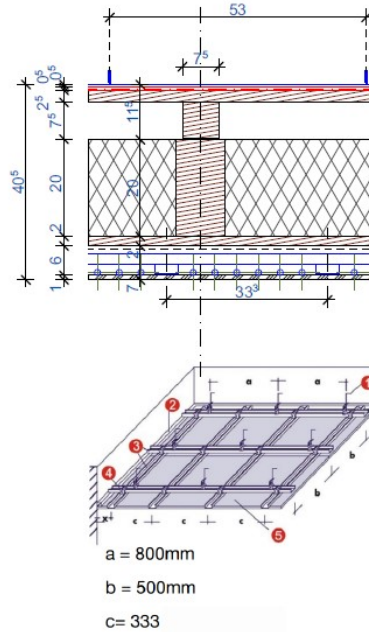
$$\gamma_{all} := 1.35$$

$$\gamma_{eset} := 1.5$$

4.2.1 Állandó terhek:

Torony 72°-38° mansardtető rétegrendje:

- 0,7 mm - Állókorc, 53 cm korctávolságú (60 cm-es lemezből hajlított) 0.70 mm vastag VM-ZINK®-lemezfedés, előpatinázott antracitszürke felület.
- 0,3 cm - DELTA VM-ZINK (Dörken) szellőző alátét membrán.
- 1 rtg. - Bitumenes vastaglemez alátét
- 2,5 cm - Gomba és lángmentesített deszkázat (szaruzatra merőlegesen)
- 7,5 cm - Gomba és lángmentesített 7,5/7,5 ellenléc szarufára átszavarozva, átszellőztetett légrés (eresz menti be-, gerincnél kialakított kiszellőzéssel)
- 1 rtg. - Polyester hálóröstitésű, páraáteresztő tetőfólia átlapolva, felületfolytonosítva DELTA Max-X
- 20,0 cm - Gomba és lángmentesített 20/10 szaruzat kb. 0,90 méteres ritmusban, közte ULTRAPOL RG 03/35 helyszínen szórt, zártcellás PUR hab hőszigetelés, $\lambda = 0,022 \text{ W/m.K}$
- 2,0 cm - OSB aljzat
- 1 rtg. - Párazáró, polyetilen hálóröstitésű, hőtükrös fólia rögzítve átlapolva, hegesztve (Dörken delta reflex.)
- kb. 6 cm - Szintezett hg. acél fémváz gipszkarton burkolathoz (rögzítők, profilok KNAUF rendszerben), 50 mm széles alsó profilal, benne a gépész terv szerinti NGBS SCS333 paneles hűtési rendszer
- 1,0 cm - Gipszkarton burkolat KNAUF Thermoboard, bandázsolva
- Beltéri glettelés, festés



88.ábra

$$fedés := 0.0595 \frac{kN}{m^2} = 0.06 \frac{kN}{m^2}$$

$$bit.lemez := 0.05 \frac{kN}{m^2}$$

$$deszkázat := \rho_k \cdot 0.025 \text{ m} = 0.08 \frac{kN}{m^2}$$

$$ellenléc := \frac{\rho_k \cdot 0.075 \text{ m} \cdot 0.075 \text{ m}}{0.6 \text{ m}} = 0.03 \frac{kN}{m^2}$$

Szarufa axisban. (önsúly)

(0.6m-ként számolva a szarufát)

$$hőszig := 0.55 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.2 \text{ m} = 0.11 \frac{kN}{m^2}$$

$$osb := 0.14 \frac{kN}{m^2}$$

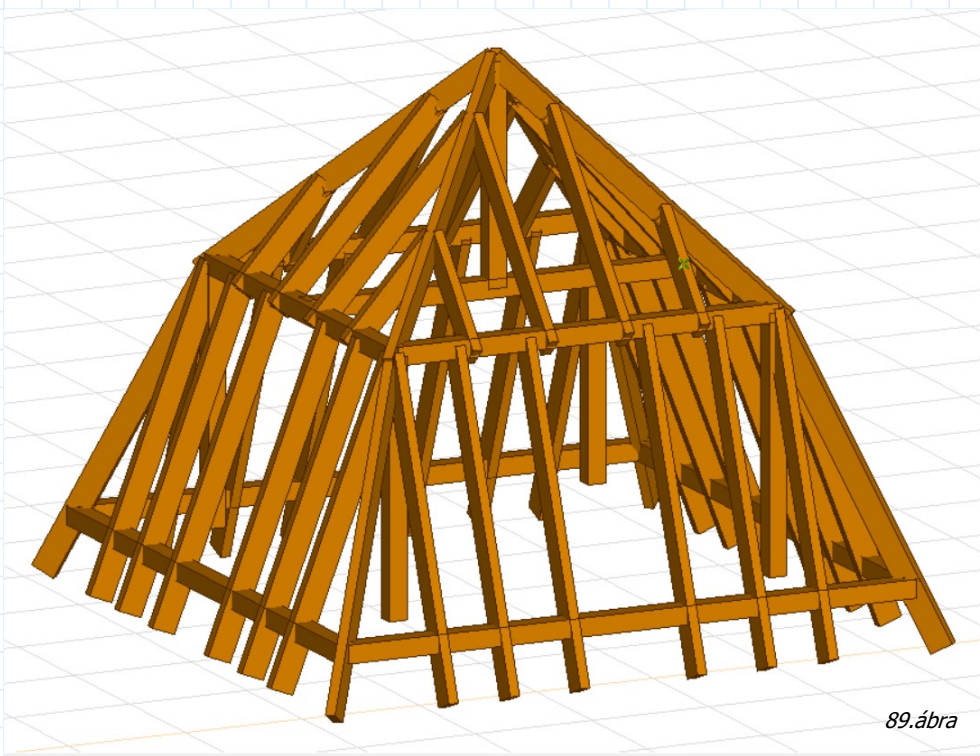
$$g_{all.k} := fedés + bit.lemez + hőszig + deszkázat + ellenléc + hőszig + osb = 0.58 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{all.d} := g_{all.k} \cdot \gamma_{all} = 0.782 \frac{kN}{m^2}$$

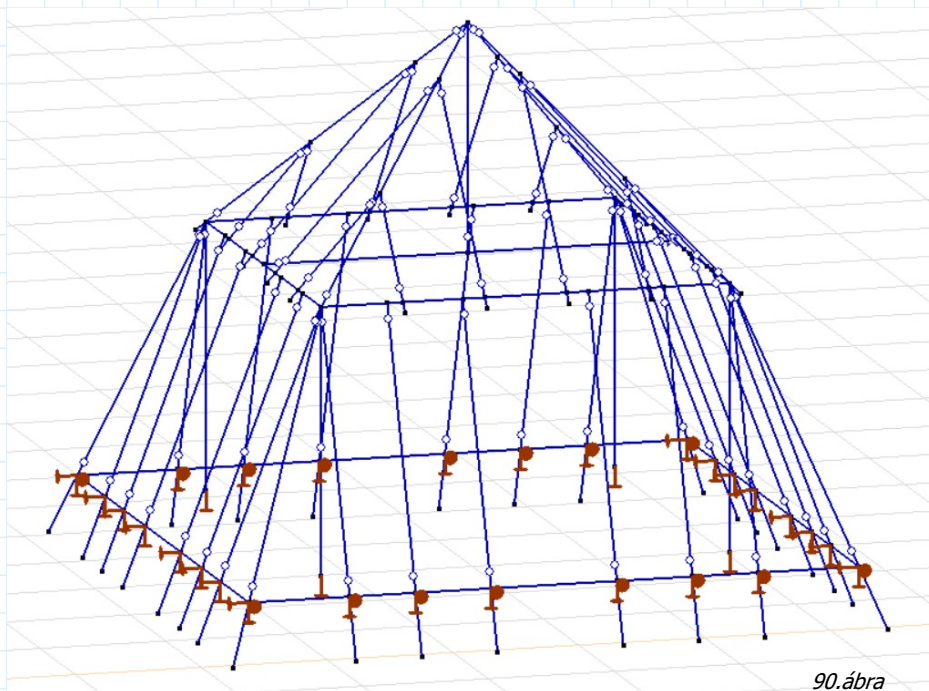
4.2.2 Esetleges terhek:

A szélteher és a hóteher kézi számítása bemutatásra került a magassföldszint feletti fedélszéknél, az alábbi esetben teherpanelek segítségével generáltam a szerkezetre minden olyan terhet, mely nem a rétegrendből származik. (hó, rendkívüli hó, szélteher)

4.3. Axisvm ábrák:

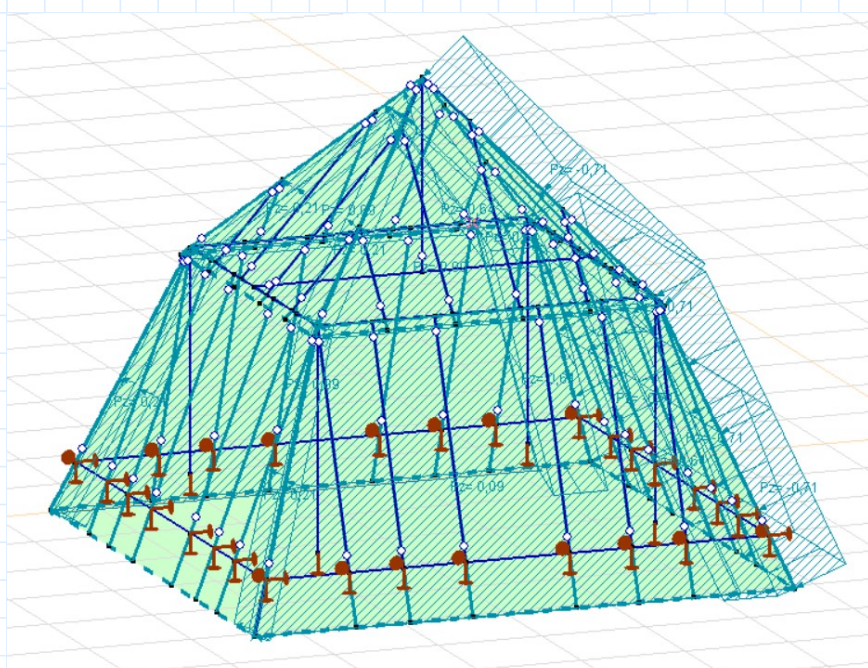
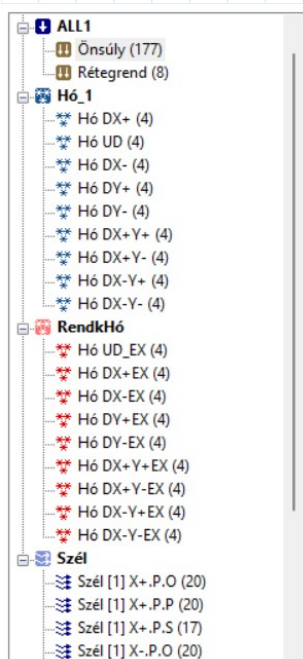


Axisvm átnézeti rajz



Statikai váz

4.4 Terhek felvétele teherpanelek segítségével:



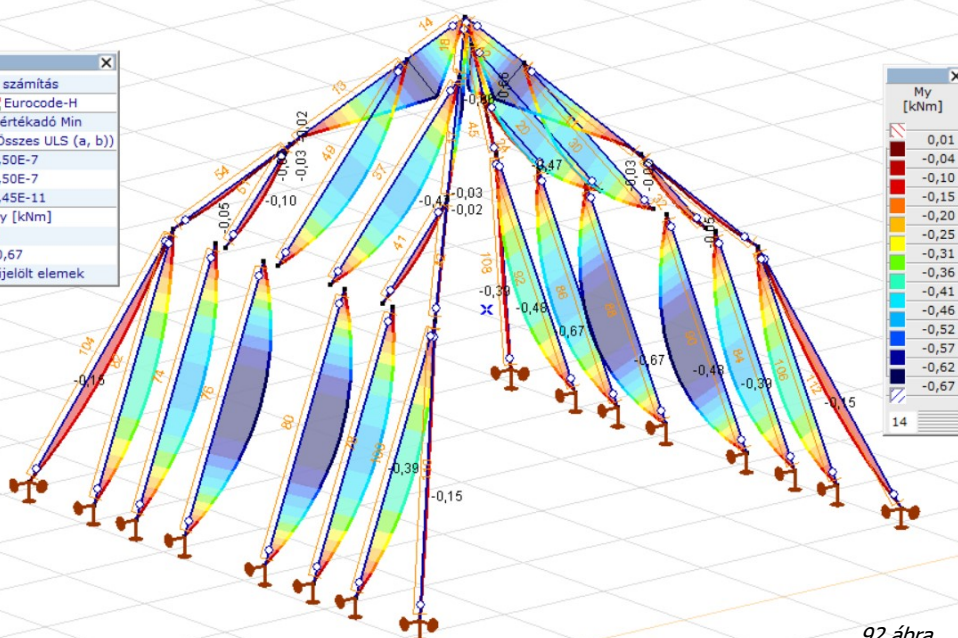
Teheresetek

Szélteher minta

91.ábra

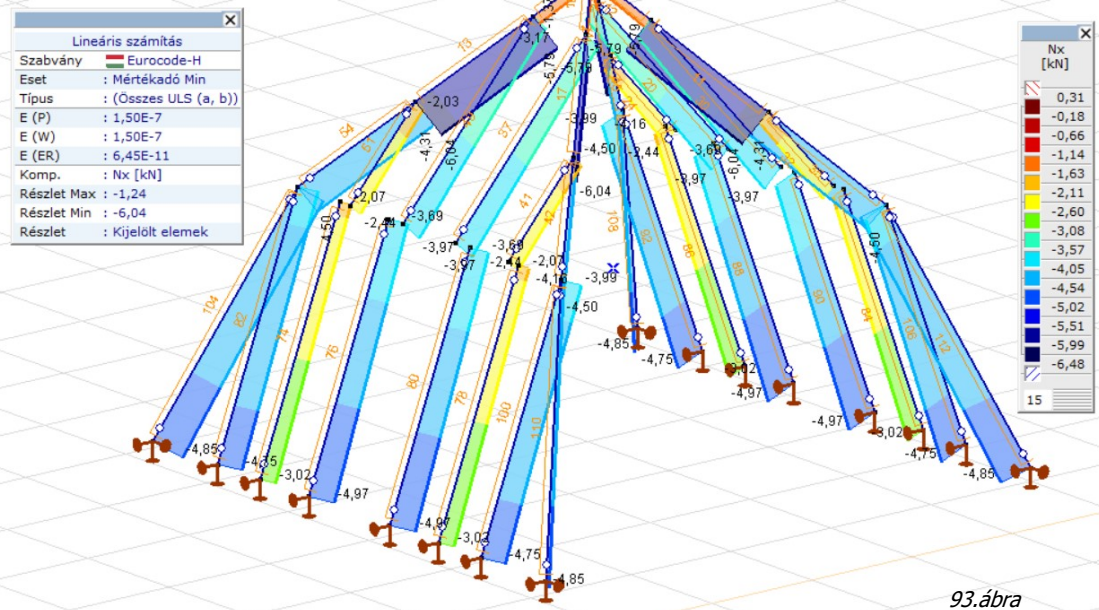
4.5 A szarufák igénybevételei:

Lineáris számítás	
Szabvány	Eurocode-H
Eset	Mértékadó Min
Típus	(Osszes ULS (a, b))
E (P)	1,50E-7
E (W)	1,50E-7
E (ER)	6,45E-11
Komp.	My [kNm]
Részlet Max	0
Részlet Min	-0,67
Részlet	Kijelölt elemek

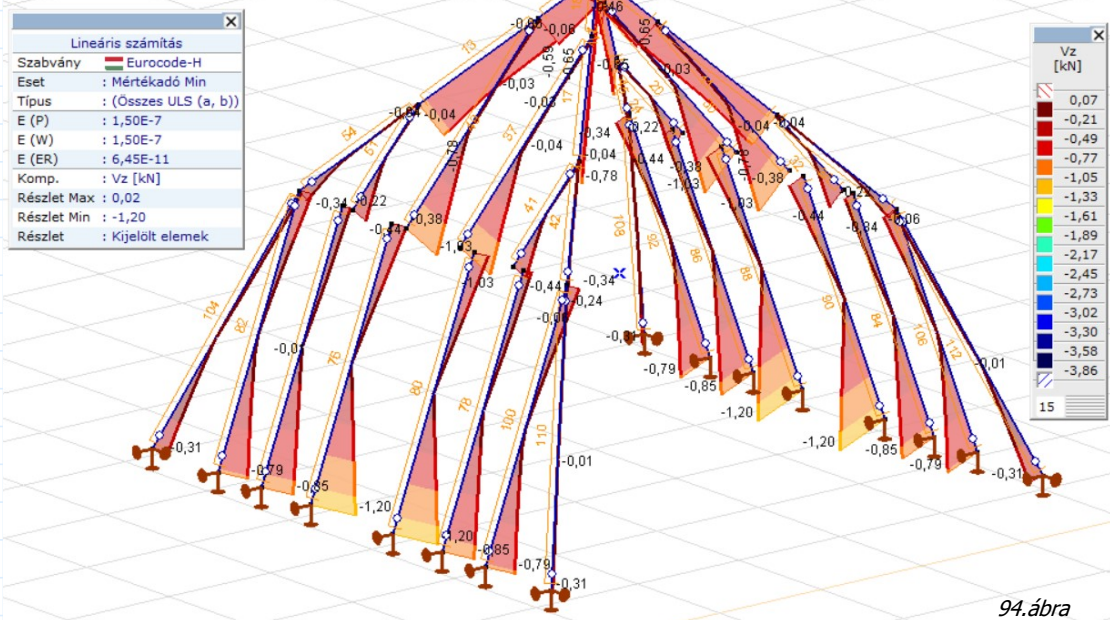


My irányú nyomatéki ábra

92.ábra



Nx irányú normálerő ábra



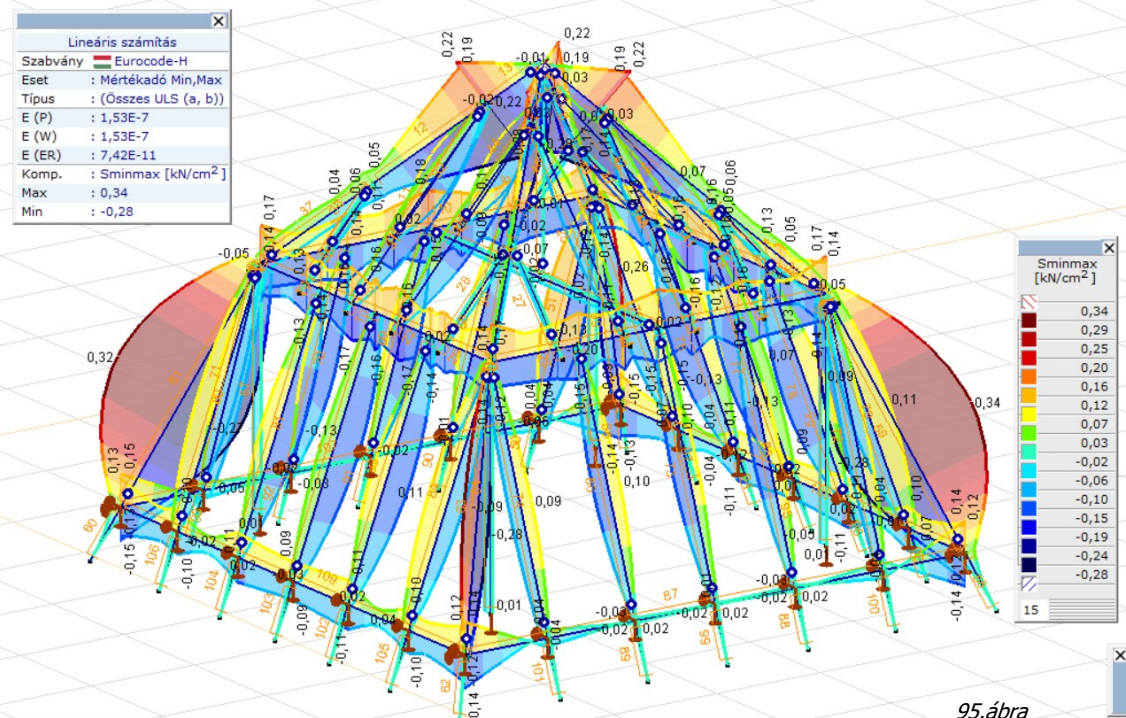
Vz irányú normálerő ábra

4.6 Eredmények:

A fedélszerkezet szarufák közti szigetelést kap.

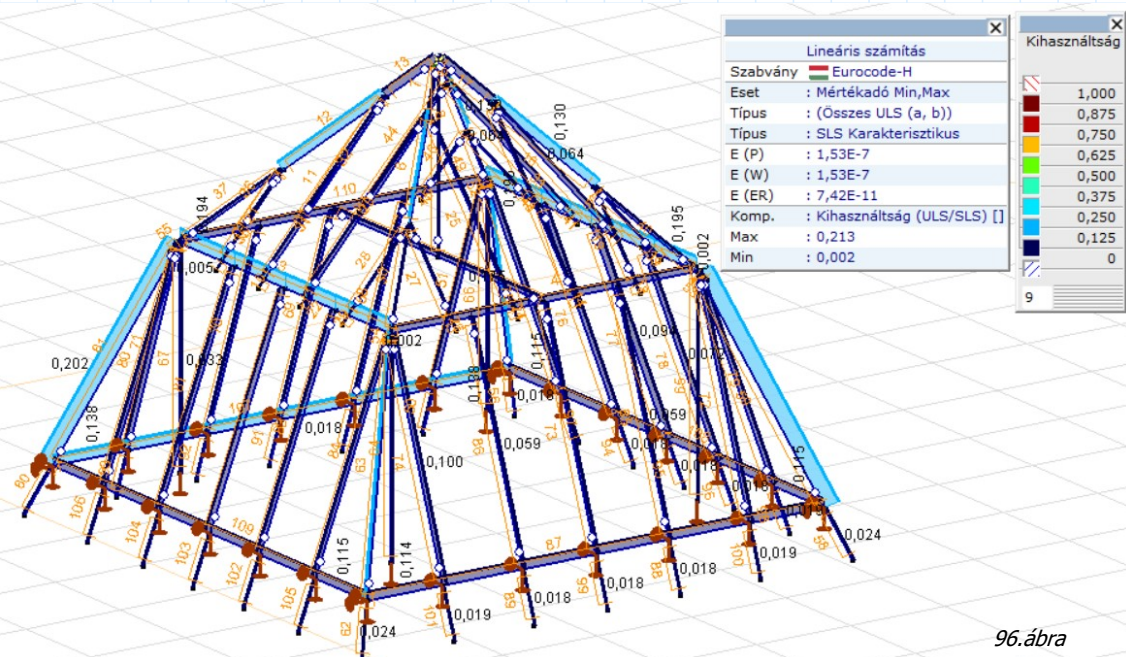
A tető szarufái egységesen 8/20-as keresztmetszetűek, a kihasználtságtól függetlenül a kivitelezés egyszerűsítése érdekében.

A kiosztás távolságát maximum 1 méterben határoztam meg, a rétegrend szerinti deszkázat túlzott alakváltozásainak elkerülése érdekében.



95.ábra

Rúdelem feszültségek



96.ábra

Mértékadó kihasználtság

5. Torony zárófödémének méretezése:

5.1 Teherelemzés:

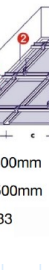
Biztonsági tényezők:

$$\gamma_g := 1.35$$

$$\gamma_q := 1.5$$

5.1.1 Állandó terhek:

Zárófödém rétegrend:

P7 Toronyszoba, új födémén épített melegburkolatos padló	
1,5 cm - Keményfa koptatóréteges faburkolat, csap-hornyos, főzolt, padlófűtésre méretezett kivitelben (max 15 mm) teljes felületen leragasztva	
mx 5mm - Önterülő kiegyenlítő réteg, ha szükséges	
8,0 cm - Vastalt esztrich aljzatbeton C 16/20 - X0b(H), 20, 20,4 ponthegeesztett acél hálóval és a padlófűtés csőhálózatával	
1 rtg. - Hőtükros buborékfólia átlapolva 4,0 cm - URSA TEP lépéshang szigetelő lemez (dinamikai merevség: SDI=10 MN/m3)	
20,0 cm - Monolit vasbeton födém C25/30- XC1-24-F2 (stat. terv szerint)	
változó - Álmennyezeti tér	
5,0 cm - URSA üvegyapapot hő- és hangszigetelő paplan (min. 25 kg/m3)	
3,0 cm - Szintezett hg. acél fémváz gipszkarton burkolathoz (rögzítők, profilok KNAUF rendszerben)	
1,25 cm - Gipszkarton burkolat KNAUF normál bandázsolva	
1 rtg. - Párazáró, polietilén hálórögzítésű, hőtükros fólia rögzítve átlapolva, hegesztve (Dörken delta reflex.)	
3,0 cm - Kontakt hg. acél fémváz gipszkarton burkolathoz (rögzítők, profilok KNAUF rendszerben), 50 mm széles alsó profilal, benne a gépész terv szerinti NGBS SCS333 paneles hűtési rendszer	
1,0 cm - Gipszkarton burkolat KNAUF Thermoboard, bandázsolva	
- Beltéri glettelés, festés.	

$$burkolat := 6.4 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.02 m = 0.128 \frac{kN}{m^2}$$

$$estrich := 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.08 m = 1.92 \frac{kN}{m^2}$$

$$lépéshang := 0.10 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.04 m = 0.004 \frac{kN}{m^2}$$

$$vb.födém := 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.20 m = 4.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$gipszkarton := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_k := burkolat + estrich + lépéshang + vb.födém + gipszkarton = 7.352 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_d := g_k \cdot \gamma_g = 9.925 \frac{kN}{m^2}$$

5.1.2 Esetleges terhek:

Hasznos teher: (lakóépület)

$$q_{h_k} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{h_d} := q_{h_k} \cdot \gamma_q = 3 \frac{kN}{m^2}$$

Egyidejűségi tényezők:

$$\psi_{0_h} := 0.7$$

$$\psi_{1_h} := 0.5$$

$$\psi_{2_h} := 0.3$$

Válaszfal teher: (mobil, átlagos válaszfal helyettesítő terhe:)

$$q_{vf_k} := 0.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{vf_d} := q_{vf_k} \cdot \gamma_q = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

Egyidejűségi tényezők:

$$\psi_{0_{vf}} := 1$$

$$\psi_{1_{vf}} := 1$$

$$\psi_{2_{vf}} := 1$$

5.2 Mértékadó teherkombinációk:

Használhatósági határállapot (SLS) - Kvázi állandó teherkombináció

$$SLS := g_k + q_{h_k} \cdot \psi_{2_h} + q_{vf_k} \cdot \psi_{2_vf} = 8.752 \frac{kN}{m^2}$$

Teherbírási határállapot (ULS) - Tartós és ideiglenes tervezési helyzet

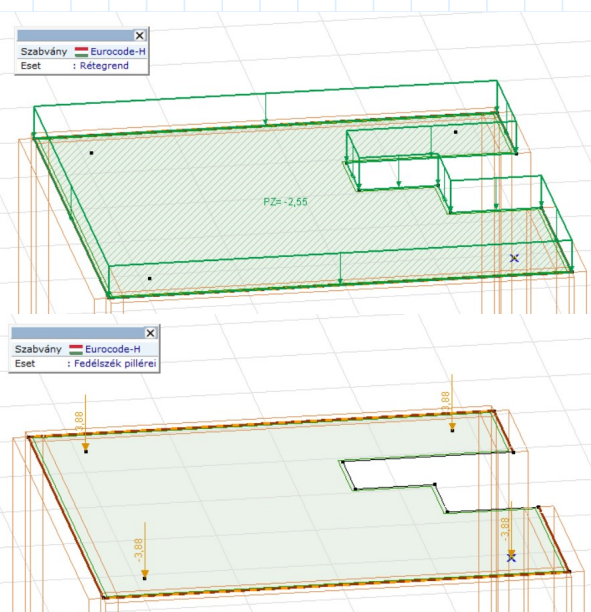
$$ULS_h := g_k \cdot \gamma_g + q_{h_k} \cdot \gamma_q + q_{vf_k} \cdot \gamma_q \cdot \psi_{0_vf} = 14.125 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kiemelt teher a hasznos.}$$

5.3 Axisvm ábrák:

A földem méretezését axisvm szoftver segítségével végzem majd kézi ellenőrzésének keretein belül a tartókereszt módszer bemutatására kerül sor.

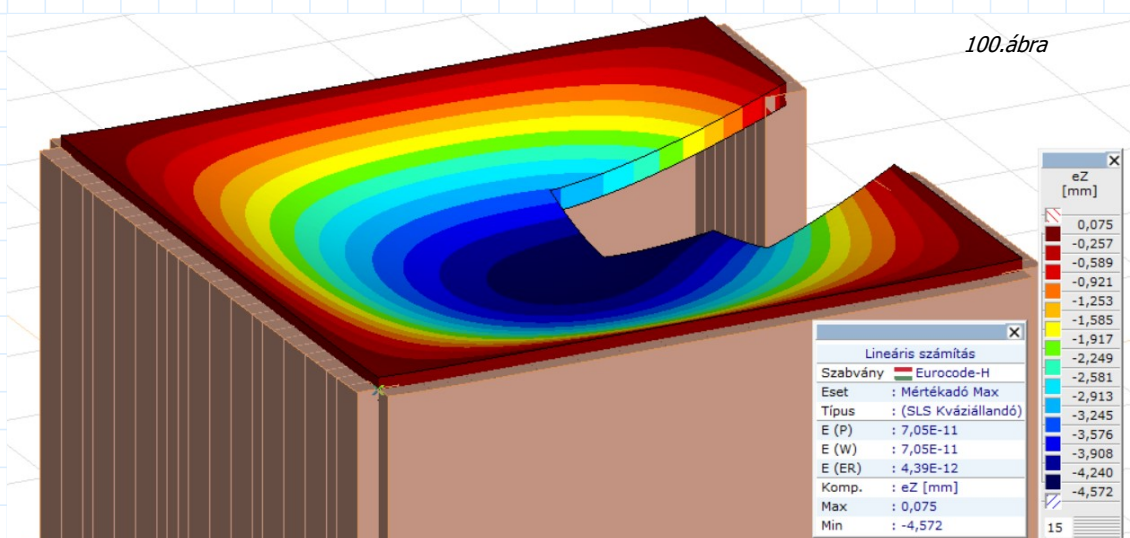


98.ábra



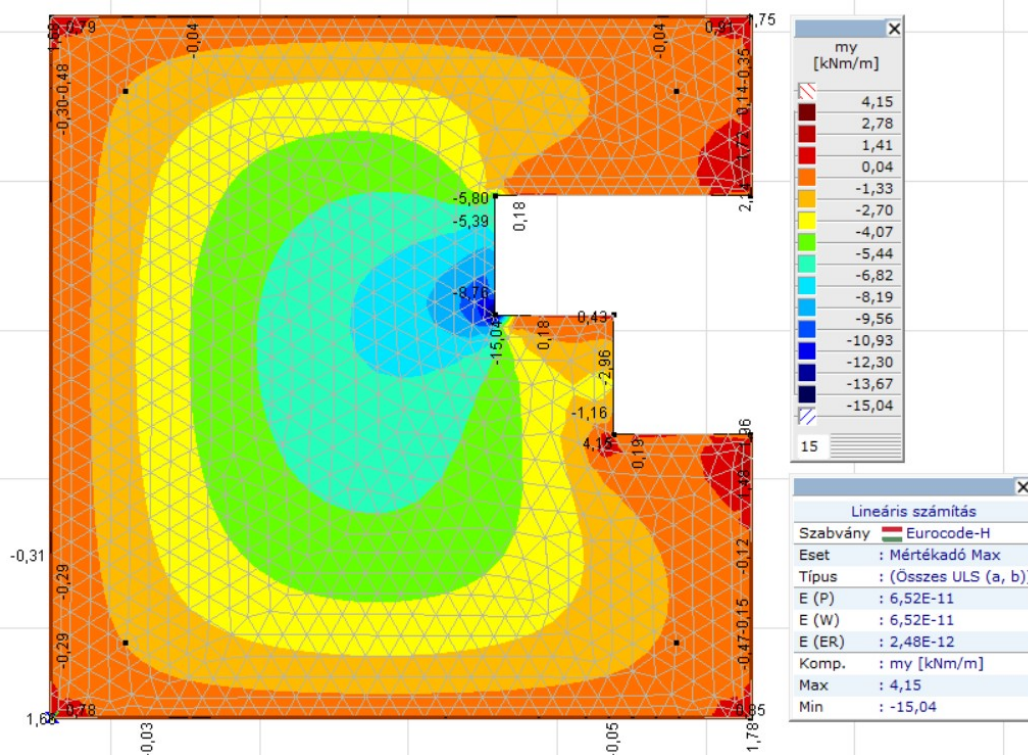
Zárófödém terhei

99.ábra



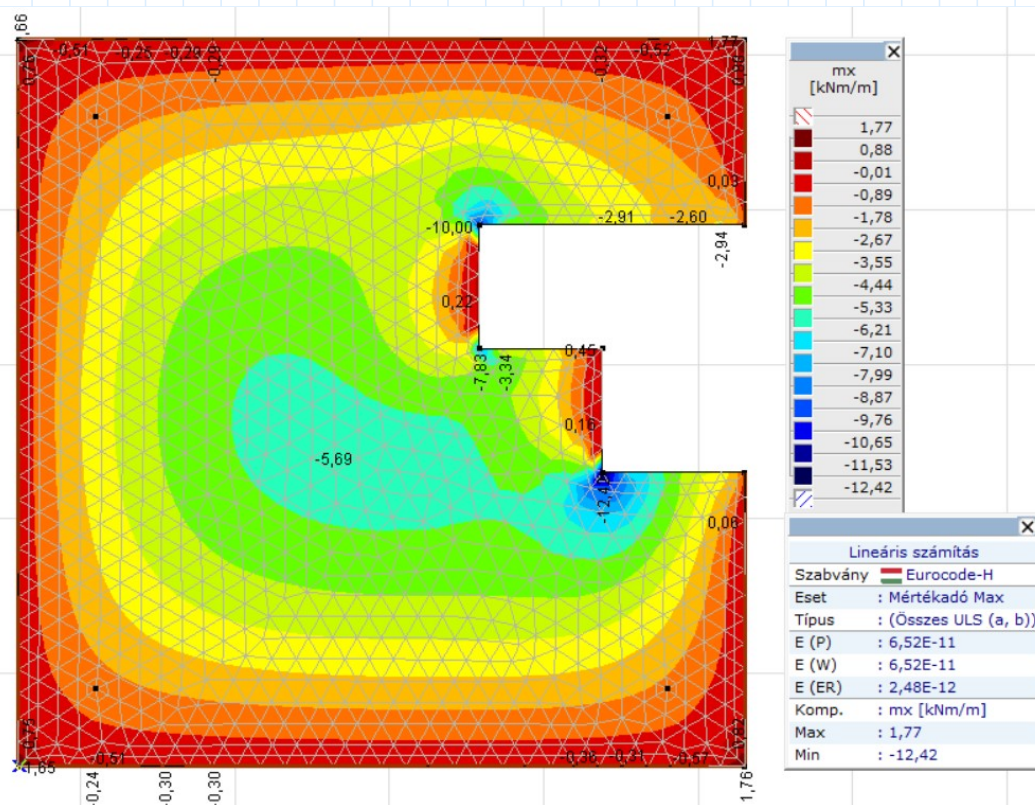
100.ábra

Zárófödém Z irányú alakváltozása-SLS-Eceff $\frac{4.7 \text{ m}}{300} = 15.667 \text{ mm}$



101.ábra

Zárófödém my irányú nyomatéki ábrája



102.ábra

Zárófödém mx irányú nyomatéki ábrája

5.4 Anyagminőségek:

Beton: C25/30

$$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm} := 2.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{cs.v} := 0.04\%$$

$$f_{cd} := 16.7 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cm} := 31 \frac{kN}{mm^2}$$

$$\alpha_{tc} := 1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{1^\circ C}$$

$$f_{ctd} := 1.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c,eff} := 9.3 \frac{kN}{mm^2}$$

Betonacél: B500B

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{uk} := 18\%$$

$$\xi_{c0} := 0.49$$

$$f_{yd} := 435 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{sb} := 200 \frac{kN}{mm^2}$$

Betontakarás, húzott vaspozíciók számítása:

Alkalmazott betonacél átmérő: Fővas: $\phi 8$

Elosztóvas: $\phi 8$

Környezeti kitéti osztály: XC1 (temperált helyiségek alulról, felülről)

$$c_{min.dur} := 15 \text{ mm}$$

$$c_{min.b} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 10 \text{ mm} + \max(c_{min.dur}, c_{min.b}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

(betontakarás a felülethez legközelebb lévő acélbetétén)

Húzott vaspozíció, dolgozó magasság számítása:

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 160 \text{ mm}$$

$$a_{f\ddot{o}vas} := c_{nom} + \frac{10 \text{ mm}}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$a_{elvas} := c_{nom} + 10 \text{ mm} + \frac{8 \text{ mm}}{2} = 39 \text{ mm}$$

$$d_{f\ddot{o}vas} := h - a_{f\ddot{o}vas} = 130 \text{ mm}$$

$$d_{elvas} := h - a_{elvas} = 121 \text{ mm}$$

5.5 Vasalás tervezés:

5.5.1 Húzott betonacélok tervezése Y irányban:

$$M_y := 15.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_c := \frac{h}{2}$$

$$M_y = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{f\acute{o}vas} - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c := \text{find}(x_c) = 7.123 \text{ mm}$$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 273.451 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_prov} := 335 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\phi 8}{150 \text{ mm}}$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 8.726 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{f\acute{o}vas} - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 18.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_y}{M_{Rd}} = 0.821$$

5.5.2 Húzott betonacélok tervezése X irányban:

$$M_x := 12.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_c := \frac{h}{2}$$

$$M_x = b \cdot x_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{f\acute{o}vas} - \frac{x_c}{2} \right)$$

$$x_c := \text{find}(x_c) = 5.853 \text{ mm}$$

Szükséges vasmenyiség:

$$A_{s_req} := \frac{b \cdot x_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 224.686 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{s_prov} := 335 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\phi 8}{150 \text{ mm}}$$

Ellenőrzés:

$$x_{c_új} := \frac{A_{s_prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 8.726 \text{ mm}$$

Határnyomaték:

$$M_{Rd} := b \cdot x_{c_új} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{f\acute{o}vas} - \frac{x_{c_új}}{2} \right) = 18.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kihasználtság:

$$\frac{M_x}{M_{Rd}} = 0.678$$

5.6 Kézi számítás tartókereszt módszer segítségével:

$$E := 1 \quad I := 1 \quad E \cdot I = \text{konstans} \quad ULS_h = 14.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$l_x := 4.7 \text{ m} \quad l_y := 4.7 \text{ m}$$

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q_x \cdot l_x^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l_y^4}{E \cdot I} \quad 5/384 = \text{Szabad lemezszélek.}$$

$$q_x + q_y = ULS_h$$

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{(14.125 - q_y) \cdot l_x^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l_y^4}{E \cdot I}$$

$$\left(\frac{5}{384} \cdot \frac{14.125 \cdot l_x^4}{E \cdot I} \right) - \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l_x^4}{E \cdot I} \right) = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l_y^4}{E \cdot I}$$

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{ULS_h \cdot l_x^4}{E \cdot I} = 89.747 \quad \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l_x^4}{E \cdot I} = 6.354 q_y \quad \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l_y^4}{E \cdot I} = 6.354 q_y$$

$$89.747 - 6.354 \cdot q_y = 6.354 \cdot q_y \quad 89.747 = 12.708 q_y$$

$$q_y := 7.0625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_x := ULS_h - q_y = 7.063 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Az azonos geometria, inercia és rugalmassági modulus alapján a megoszló terhelésnek mindkét irányban a felét vehetjük.

Nyomatékok kézi ellenőrzése:

$$\frac{q_y \cdot 1 \text{ m} \cdot l_y^2}{8} = 19.501 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \frac{q_x \cdot 1 \text{ m} \cdot l_x^2}{8} = 19.502 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nyomaték különbségek a lépcső kirekesztéséből adódhatnak, ezt a kézi számítás során nem vettem figyelembe.

6. Szomszéddal határos falazat alapozásának ellenőrzése:

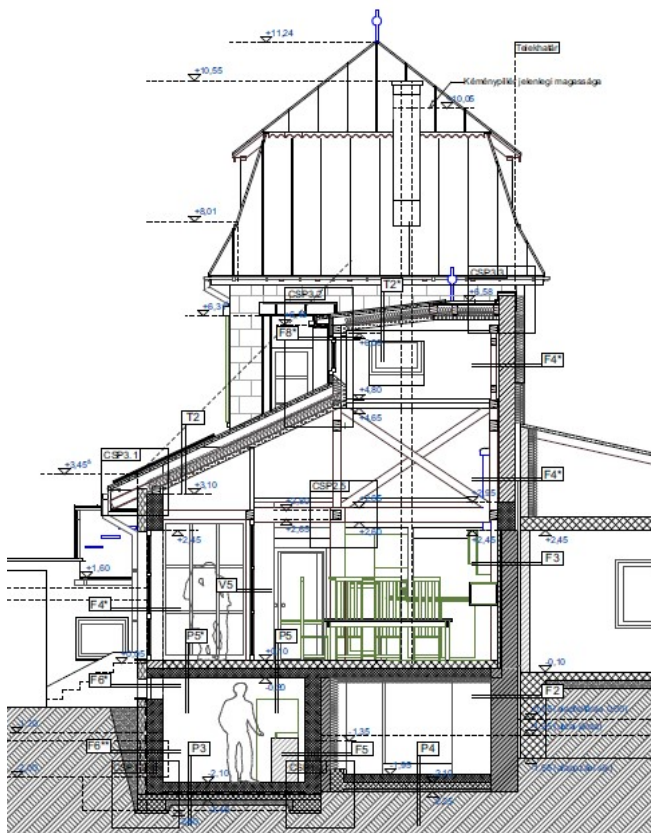
Az épület Észak-Nyugati tájolású főfala egy meglévő, szomszéddal határos szerkezet. Az átépítés során a falazat magassági kiterjedése bővítésre kerül, ezért ellenőriznem kell az alapozását az új igénybevételekre.

Építész 3D modell a falazatról:



Építész metszet:

105. ábra



A falazat sóskúti mészkő tömbökből áll.

A meglévő falazat a -2.25-től a -0.10-es szintig 50cm vastag, a +2.45-ös szintig pedig 40cm vastag.

A +2.45-ös szintre egy 50cm magas új vb. koszorú készül majd egészen a +6.40-es szintig PTH30 falazat épül, melyet a tetején egy 30cm magas koszorú stabilizál.

A mészkő falazat alja a szomszéd épület alapozási síkja alatt helyezkedik el 60cm-el, ezáltal a szomszéd épület alapozására tehernövekmény nem hat.

A főfal alá szakaszos aláalapozást tervezek, a mértékadó keresztmetszetben, (ahol a legmagasabb az oromfal) 1 méteres sávot vizsgállok.

6.1 Teherelemzés: (1 méretes sáv)

PTH30-as falazat folyóméter súlya: $h_{PTH} := 3.45 \text{ m}$

1m² falazat súlya (PTH katalógus) $2.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Megoszló terhelés 1 méteres sávon: $g_{PTH_k} := h_{PTH} \cdot 2.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8.556 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$g_{PTH_d} := g_{PTH_k} \cdot \gamma_g = 11.551 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

40cm vtg. sóskúti mészkő falazat folyóméter súlya:

$$h_{40} := 2.55 \text{ m}$$

1m3 falazat súlya: (sóskúti bányá teljesítmény nyilatkozat)

$$\rho_{s\acute{o}sk\acute{u}t} := 17.6 \frac{kN}{m^3}$$

$$v_{40} := 40 \text{ cm}$$

Megoszló terhelés 1 méteres sávon:

$$g_{40_k} := h_{40} \cdot v_{40} \cdot \rho_{s\acute{o}sk\acute{u}t} = 17.952 \frac{kN}{m}$$

$$g_{40_d} := g_{40_k} \cdot \gamma_g = 24.235 \frac{kN}{m}$$

50cm vtg. sóskúti mészkő falazat folyóméter súlya:

$$h_{50} := 2.15 \text{ m}$$

1m3 falazat súlya: (sóskúti bányá teljesítmény nyilatkozat)

$$\rho_{s\acute{o}sk\acute{u}t} := 17.6 \frac{kN}{m^3}$$

$$v_{50} := 50 \text{ cm}$$

Megoszló terhelés 1 méteres sávon:

$$g_{50_k} := h_{50} \cdot v_{50} \cdot \rho_{s\acute{o}sk\acute{u}t} = 18.92 \frac{kN}{m}$$

$$g_{50_d} := g_{50_k} \cdot \gamma_g = 25.542 \frac{kN}{m}$$

50cm magas, sóskúti falazaton lévő koszorú folyóméter súlya:

$$h_{50_b} := 50 \text{ cm}$$

$$\rho_{beton} := 22 \frac{kN}{m^3}$$

$$v_{50_b} := 40 \text{ cm}$$

Megoszló terhelés 1 méteres sávon:

$$g_{50_b_k} := h_{50_b} \cdot v_{50_b} \cdot \rho_{beton} = 4.4 \frac{kN}{m}$$

$$g_{50_b_d} := g_{50_b_k} \cdot \gamma_g = 5.94 \frac{kN}{m}$$

30cm magas, PTH falazaton lévő koszorú folyóméter súlya:

$$h_{30_b} := 30 \text{ cm}$$

$$\rho_{beton} := 22 \frac{kN}{m^3}$$

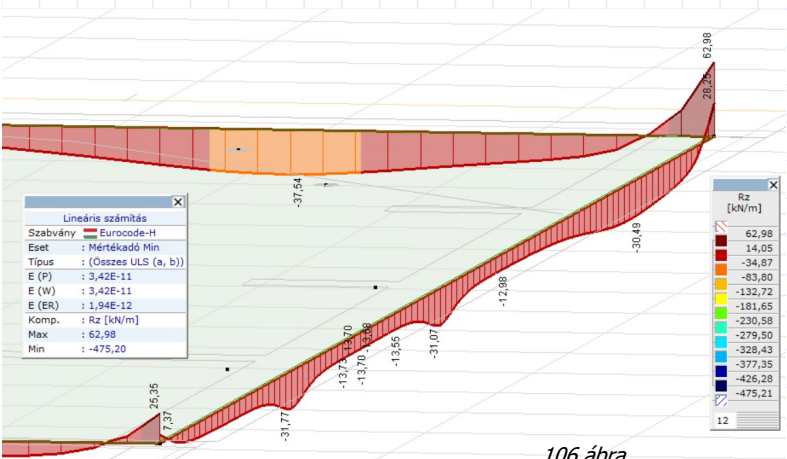
$$v_{30_b} := 30 \text{ cm}$$

Megoszló terhelés 1 méteres sávon:

$$g_{30_b_k} := h_{30_b} \cdot v_{30_b} \cdot \rho_{beton} = 1.98 \frac{kN}{m}$$

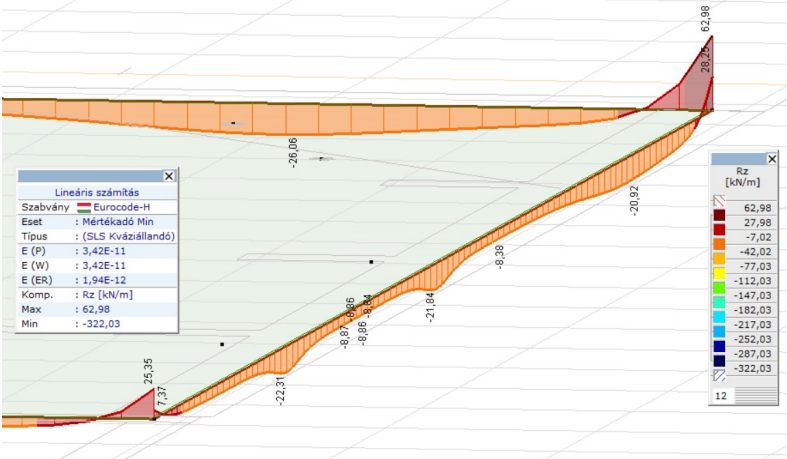
$$g_{30_b_d} := g_{30_b_k} \cdot \gamma_g = 2.673 \frac{kN}{m}$$

Alagsor feletti födémről leadódó teher:



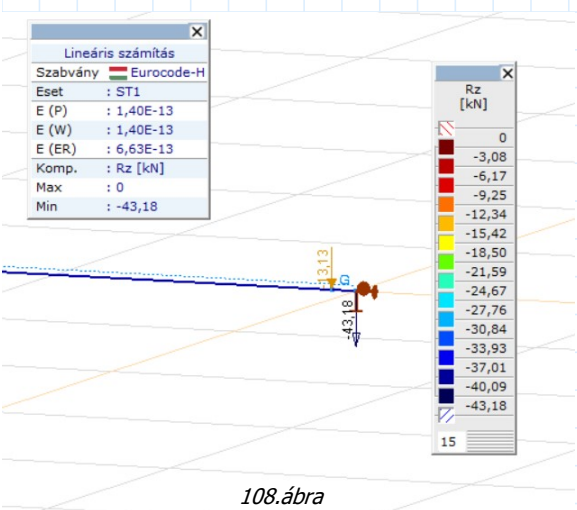
106.ábra

$$R_{z_födém_uls} := 32 \frac{kN}{m}$$



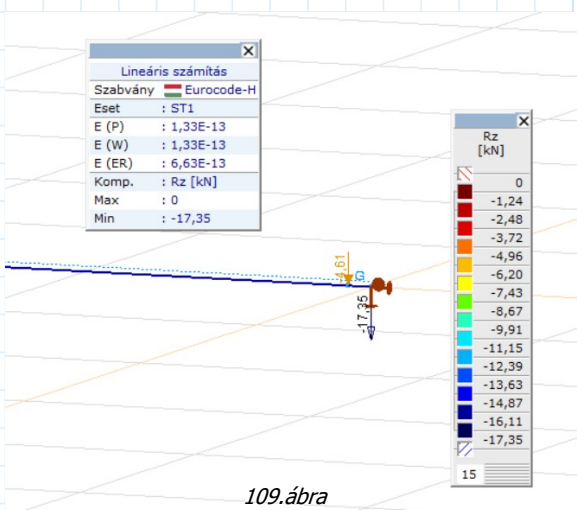
$$R_{z_födém_sls} := 22.5 \frac{kN}{m}$$

HEB200-as gerendáról leadódó teher:



108.ábra

$$R_{z_HEB200_uls} := 43.2 \text{ kN}$$



109.ábra

$$R_{z_HEB200_sls} := 17.35 \text{ kN}$$

Sávalap vonalmenti megoszló terhelése:

$$g_k := g_{PTH_k} + g_{40_k} + g_{50_k} + g_{50_b_k} + g_{30_b_k} + R_{z_födém_sls} = 74.308 \frac{kN}{m}$$

$$\blacksquare + \blacksquare \quad R_{z_HEB200_sls} = 17.35 \text{ kN}$$

$$g_d := g_k \cdot \gamma_g = 100.316 \frac{kN}{m} \quad \blacksquare + \blacksquare \quad R_{z_HEB200_uls} = 43.2 \text{ kN}$$

Talajvizsgálati jelentés a rendelkezésemre áll, új fúrás nem készült, de az altalaj adatai megadásra kerültek, melyek segítségével méretezhető a sávalap.

3. Talajrétegződés, talajviszonyok, talajmechanikai paraméterek

A területen új feltárás nem készült, de a tág környezetben készített talajmechanikai célú feltárások, ill. építési tapasztalatok alapján a várható rétegződés, ill. talajfizikai paraméterek ismertek.

Ezek alapján szemcsés rétegekre kell számítani: uralkodóan (iszapos) homokra (siSa1 réteg). Az alapozási síkon várható iszapos homokösszlet talajfizikai paraméterei az alábbiak:

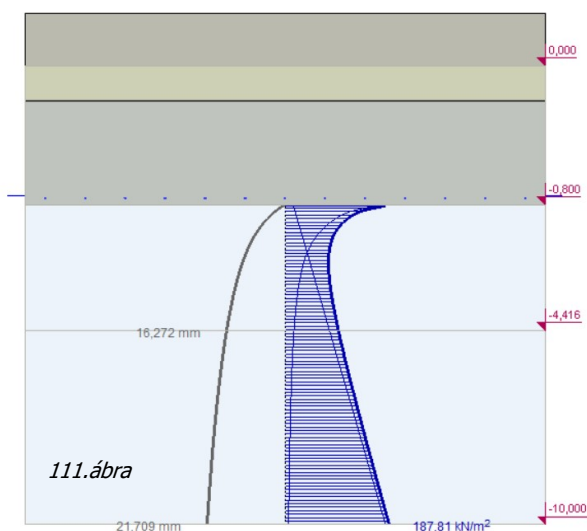
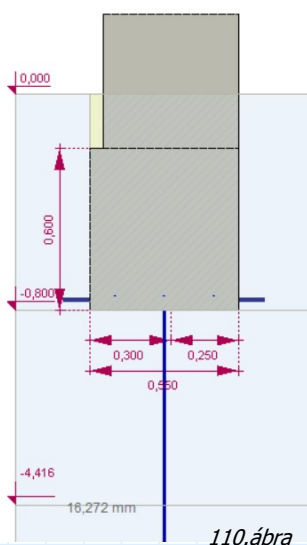
- belső súrlódási szög (ϕ): 28° ;
- kohézió (c): 5 kPa,
- nedves térfogatsúly (γ_n): 18.5 kN/m^3 ;
- összenyomódási modulus (E_s): 10 MPa.

6.2 Altalaj adatai:

$$\theta := 28^\circ \quad c := 5 \frac{kN}{m^2} \quad \gamma_n := 18.5 \frac{kN}{m^3} \quad E_s := 10 \frac{N}{mm^2}$$

6.3 Alaperősítés tervezése:

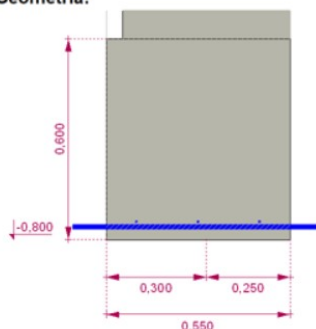
Alapozás méretezését az axisvm szoftver segítségével készítettem el a teherelemzés és a talajmechanikai adatok segítségével.



Tervezési számítások:

1. Alaptest

Geometria:



Anyagok

Beton: C20/25 ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$)
 sűrűség (beton): $\rho_c = 2200 \text{ kg/m}^3$
 sűrűség (vasbeton): $\rho_{RC} = 2500 \text{ kg/m}^3$
 Betonacél:
 Hosszvasalás: B500B
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

112.ábra

3.4. Talajtörési ellenállás - Drénezett viszonyok

3.4.1. Dimenziótlatlan tényezők a számításához MSZ EN 1997-1D melléklet D.4

3.4.1.1. A talajtörési ellenállás tényezői

$$N_q = e^{\frac{\pi \cdot \tan \phi'_d}{2}} \cdot \tan^2 \left(45,00^\circ + \frac{\phi'_d}{2} \right) = e^{3,1416 \cdot \tan 28,00^\circ} \cdot \tan^2 \left(45,00^\circ + \frac{28,00^\circ}{2} \right) = 14,72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'_d = 2 \cdot (14,72 - 1) \cdot \tan 28,00^\circ = 14,59$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'_d} = \frac{14,72 - 1}{\tan 28,00^\circ} = 25,803$$

3.4.1.2. Az alapfelület lejtésének tényezői

Az alapfelület hajlása: $\alpha_l = 0^\circ$

$$b_q = b_\gamma = 1 = 1$$

$$b_c = 1$$

3.4.1.3. Az alap alakú tényezői

$$s_q = s_\gamma = 1 = 1$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1 \cdot 14,72 - 1}{14,72 - 1} = 1$$

3.4.1.4. A terhelőerőnek tényezői

Nincs vízszintes erő

$$i_q = i_\gamma = 1 = 1$$

$$i_c = 1$$

3.5. Talajtörési ellenállás

$$R_d = \frac{A \cdot (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q'_d \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma'_d \cdot B' \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma)}{\gamma_{R,N}} = \frac{0,5 \cdot (5 \cdot 25,803 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + 15 \cdot 14,72 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + 0,5 \cdot 18 \cdot 0,5 \cdot 14,59 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1)}{1,4} = 147 \text{ kN}$$

3.6. Kihasználatlag talajtörésre

$$\Lambda_{R,N} = \frac{v_d}{R_d} = \frac{135}{147} = 0,91507 < \Lambda_{R,N,lim} = 1 \text{ megfelel}$$

8.2.1. Hosszvasalás tervezése m_x hajlítónyomatékra

8.2.1.1. Vizsgálat a megtámasztott elem peremén - A-A és B-B keresztmetszet

Húzott vasalás y irányban

$$m_d = \text{Max}(m_{dA}; m_{dB}) = \text{Max}(0,74; 0,69) = 0,74 \text{ kNm/m}$$

$$d = h - u_{by} = 0,6 - 0,038 = 0,56 \text{ m}$$

$$x_{c0} = \xi_0 \cdot d = 0,49339 \cdot 0,56 = 0,28 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{f_{cd,eff}}} = 0,56 - \sqrt{0,56^2 - \frac{2 \cdot 0,74}{1,3333 \cdot 10^4}} = 9,9325 \cdot 10^{-5} \text{ m} < x_{c0} = \xi_0 \cdot d = 0,49339 \cdot 0,56 = 0,28 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

A hosszirányú húzott vasalás minimális keresztmetszeti területe: MSZ EN 1992-1-1 9.2.2.1. (1) (9.1N)

$$a_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,2}{500} \cdot 0,56 = 0,00065 \text{ m}^2/\text{m} < 0,0015 \cdot d = 0,0015 \cdot 0,56 = 0,00084 \text{ m}^2/\text{m} \rightarrow a_{s,min} = 0,00084 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$a_{s,1} = \frac{x_c \cdot f_{cd,eff}}{f_{yd}} = \frac{9,9325 \cdot 10^{-5} \cdot 1,3333 \cdot 10^4}{4,35 \cdot 10^5} = 3,0445 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m} < a_{s,min} = 0,00084 \text{ m}^2/\text{m} \rightarrow a_{s,1} = a_{s,min} = 0,00084 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ m} > 0,25 \text{ m} \rightarrow s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m} \quad \text{MSZ EN 1992-1-1 9.3.1.1 (3)}$$

$$s = \frac{A_\phi}{a_{s,1}} = \frac{0,0002}{0,00084} = 0,24 \text{ m} < s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m} \quad \checkmark$$

Hosszvasalás:

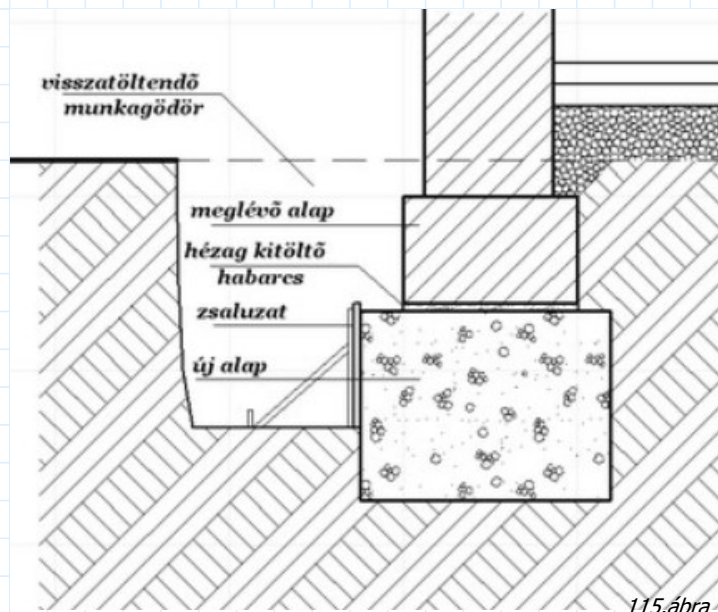
$$a_{s1,prov} = \frac{A_\phi}{s} = \frac{0,0002}{0,24} = 0,00084 \text{ m}^2/\text{m} = 843 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (\phi 16 \text{ mm}/239 \text{ mm})$$

114.ábra

A főfal alá egy 55cm széles vasalt sávalap készül. A hosszvasalás $\frac{\phi 16}{200}$ -al megfelel.

A metszeten látszik, hogy a határmélység 4.4,-en van és a süllyedés mértéke 16.7mm, mely kisebb mint 50mm, megfelel.

Az aláalapozást egy ütemben maximum 1 méteres sávban szabad elkészíteni, 1 méteres munkahézagok kialakításával. Anyaga C20/25 csömöszölt/vibrált beton.



A készítendő új alap és a meglévő falazat közé speciális zsugorodásmentes hézagkitöltő habarcsot kell bedolgozni a sávalap megszilárdulása után a káros süllyedések elkerülése érdekében.

6.4 Sóskúti mészkő falazat ellenőrzése nyomásra:

A falazat területe: $A_f := 1000 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} = (5 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$

A falazat nyomószilárdsága: $\sigma_{f_Rd} := 6.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

A falazatra ható erő: $F_{Ed_fal} := g_d \cdot 1 \text{ m} + R_{z_HEB200_uls} = 143.516 \text{ kN}$

$l_0 := h_{50} = (2.15 \cdot 10^3) \text{ mm}$ $h := 50 \text{ cm}$ $\varphi := 0.9 - \frac{l_0}{200 \cdot h} - 0.1 \cdot \left(\frac{l_0}{10 \cdot h} \right)^2 = 0.86$

$F_{Rd_fal} := \sigma_{f_Rd} \cdot A_f \cdot \varphi = 262.303 \text{ kN}$ $\sigma_{f_Ed} := \frac{F_{Ed_fal}}{A_f} = 2.87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$F_{Rd_fal} > F_{Ed_fal} = 1$ A falazat megfelel nyomásra.

5. MELLÉKLETEK

1. Talajvizsgálati jelentés

2. Sóskúti mészkő falazat teljesítmény nyilatkozata

nendr. Vásárhelyi Balázs
Geotechnikai tervező
vasarhelyib@gmail.com

Budapest, 1126
Hollósy Simon u. 3
06-20/460-11-82

**TERÜLETISMERTETŐ
TALAJVIZSGÁLATI JELENTÉS**

Budapest, 1225. Kolozsvári utca 78

Lakóépült építéséhez

Budapest
2023. február hó

TERÜLETISMERTETŐ
TALAJVIZSGÁLATI JELENTÉS
Budapest, 1225. Kolozsvári utca 78
Lakóépült építéséhez

Tartalomjegyzék

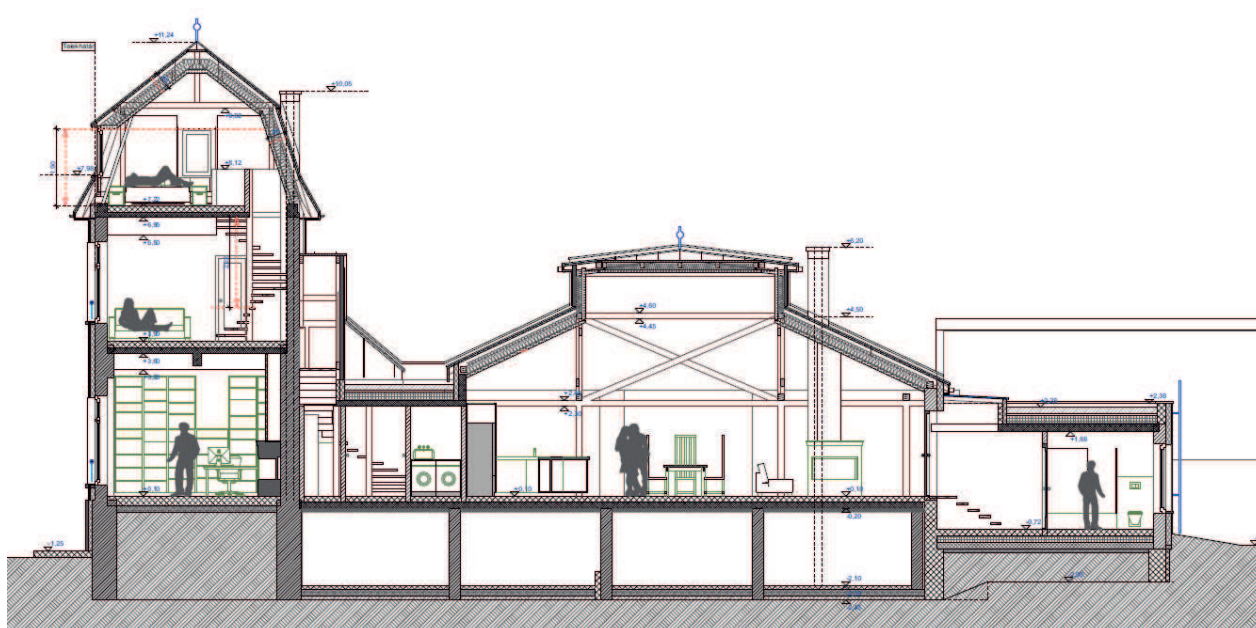
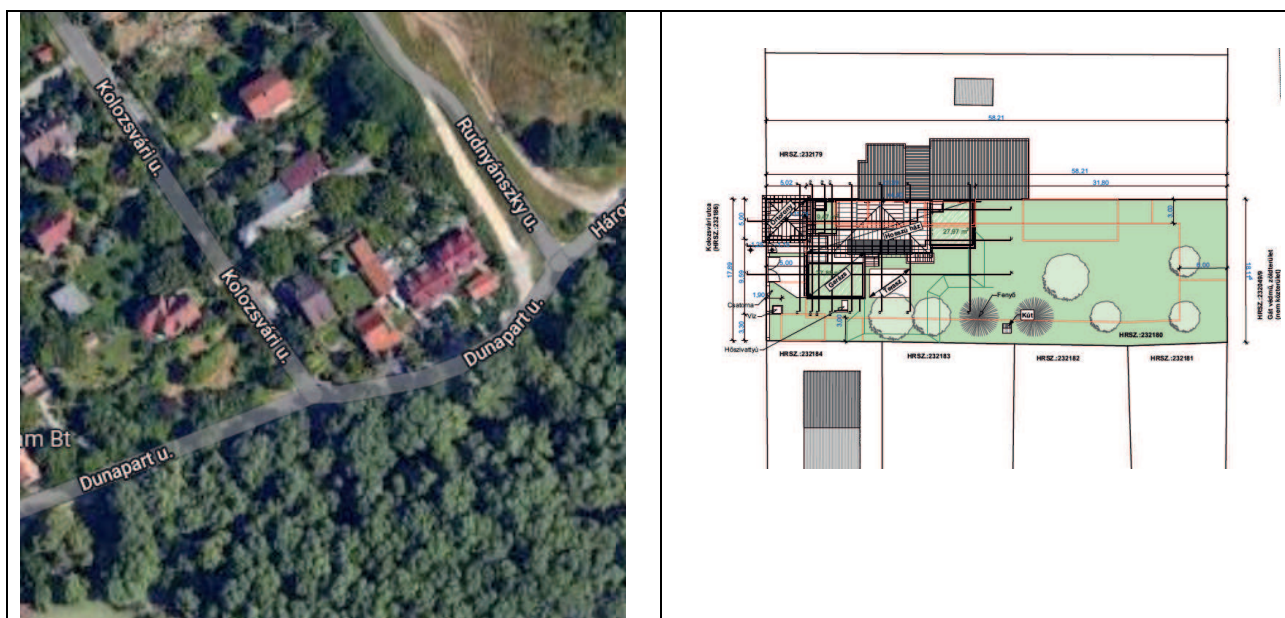
1. Bevezetés, kiindulási adatok, adatszolgáltatás	3
2. Építésföldtani viszonyok, szeizmicitás	4
3. Talajrétegződés, talajviszonyok, talajmechanikai paraméterek.....	6
4. Talajvízviszonyok.....	7
5. Javaslatok.....	7
<i>Alapozás</i>	7
<i>Földkiemelés</i>	8
<i>Földszinti padlószerkezet, utak, járdák, térburkolatok</i>	9
<i>Geotechnikai szakirányítás</i>	9
Minőségbiztosítás	9
Megjegyzés	10

1. Bevezetés, kiindulási adatok, adatszolgáltatás

Jelen talajmechanikai szakvélemény tárgya geotechnikai alapadatok szolgáltatása a címbeli területre tervezett épület alapozásának tervezéséhez. Munkánkat a hatályos MSZ EN 1997 (EC7) geotechnikai tervezési szabvány előírásai szerint végeztük el:

- **talajvizsgálati jelentés (TVJ);** melyben ismertetjük a felhasznált talajfeltárások eredményeit, a fellelt előzményiratok figyelembe vételével a következő fázisban végzendő tervezési munkához talajfizikai paramétereket adunk meg

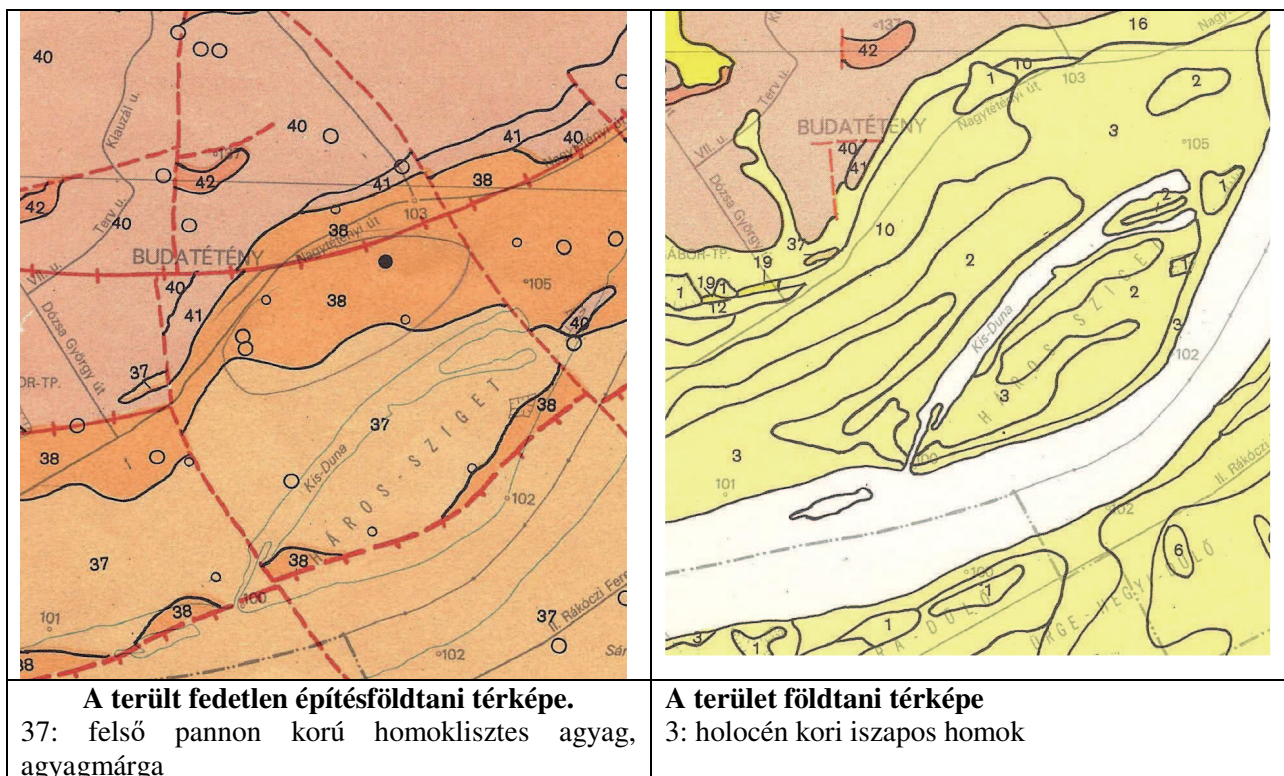
A tervezési terület Budapest déli részén, a Duna közelében helyezkedik el. A terület teljesen sík, alatta bányászati tevékenység nem folyt. A tervezett bővítés és a meglévő épület átépítésének építészeti tervei rendelkezésünkre álltak. Adatszolgáltatás alapján $\pm 0,00 = 101,65$ mBf szinttel (az Órtorony földszinti bejáratánál a padlóvonal magassága)



Budapest Építésföldtani Atlasza alapján a területnek geotechnikai okokból beépítési problémája nincsen, az 4-5 szintig gazdaságosan beépíthető lehetne.

2. Építésföldtani viszonyok, szeizmicitás

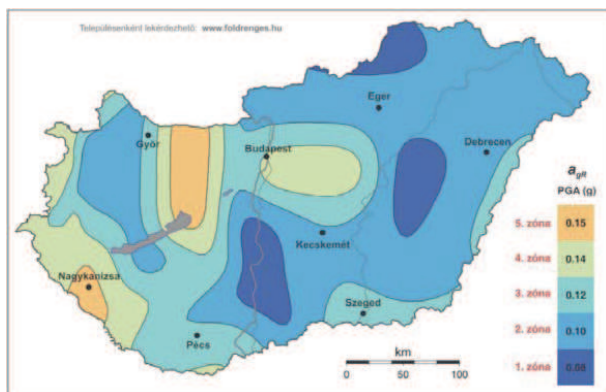
Az építésföldtani alapkőzet felső pannon korú homoklisztes agyag, agyagmárga. A jelenlegi felszíntől számított mélysége meghaladja a 8 – 10 métert. Az alapkőzetre a Duna pleisztocén korú, durva szemcsés folyóvízi hordaléka – kavicsos durva homok, homokos kavics - rakódott, vastagsága eléri a 6 – 8 métert. A kavicssteraszra holocén korú finomszemcsés – gyengén kötött öntéstalajok - homoklisztes iszap, iszap és sovány agyag – települtek.



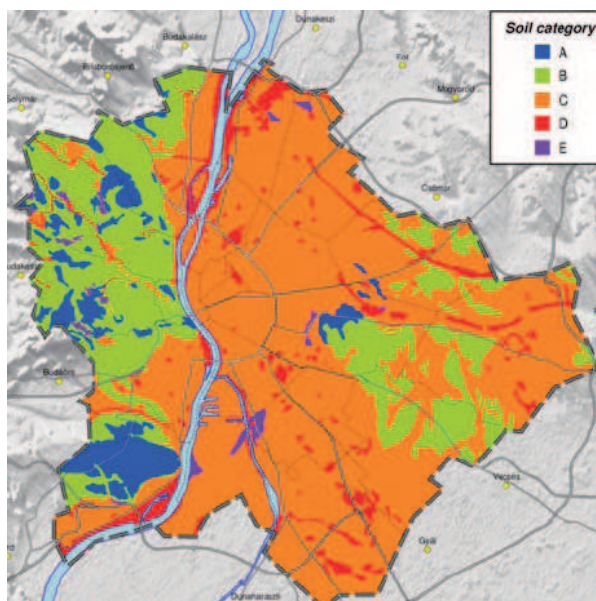
A terület szeizmicitási besorolására az Európai Unióban jelenleg hatályos és Magyarországon is érvénybe helyezett szabványok:

- MSZ EN-1998-1:2008: „Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok” és kapcsolódó „Nemzeti Melléklet”
- MSZ EN 1998-5:2009: „Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezése 5. rész: Alapozások, megtámasztó szerkezetek és geotechnikai szempontok”.

Magyarország területén a szeizmicitás (földrengés aktivitás) mérsékelt, ennek ellenére erősebb földrengések (5-6 magnitúdó, az epicentrum környékén komoly épület-károk) kis számban, de előfordulnak. A szeizmikus aktivitás területi eloszlása nem homogén, vannak az átlagnál egyértelműen aktívabbnak nevezhető területek. A XIX. század közepétől napjainkig terjedő időszak rengéseinek gyakorisága alapján az ország területén gyakorlatilag évente négy-öt 2,5-3,0 magnitúdójú, az epicentrum környékén már jól érezhető, de károkat még nem okozó földrengésre kell számítani. Jelentősebb károkat okozó rengésre 15-20 évenként, míg erős, nagyobb károkat okozó 5,5-6,0 magnitúdójú földrengésre 40-50 éves intervallumban lehet számítani.



Az MSZ EN 1998-1 (EUROCODE 8) szerint a vizsgált terület a 4-es zónába sorolható. A definiált földrengésből származó maximális horizontális gyorsulás az alapkőzeten [„A” típusú talajon] $a_{gR} = 0,14g \text{ m/s}^2$. Ez a gyorsulási érték 50 év alatt, 10 % valószínűséggel, azaz 475 évenként egyszer várható (Forrás: GeoRisk). A talajkörnyezet az adott helyen „D” típusú:



Budapesti talajok besorolása szeizmikus hatás figyelembe vételével

Altalaj osztály	Leírás	Paraméterek		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (ütés/30 cm)	C_u (kPa)
D	Laza vagy közepesen tömör kohézió nélküli talaj (némi puha kötött réteggel vagy anélkül), vagy túlnyomóan puhagyúrható kötött talaj	< 180	< 15	< 70

A Megbízótól kapott információk alapján a várhatóan a tervezett létesítményt a II. fontossági kategóriába javasoljuk besorolni, amihez $\gamma_t = 1,0$ érték tartozik.

Épületek fontossági osztályai és fontossági tényezői			γ_t
I	Az emberek biztonsága szempontjából kisebb jelentőségű (pl. mezőgazdasági) épület		0,8
II	Átlagos épület, amely nem tartozik a másik három kategóriába		1,0
III	Épületek, amelyek összeomlása különösen veszélyezteti az emberi életet (iskolák, gyülekezési helyek, kulturális létesítmények)		1,2
IV	Épületek, amelyek épsége elsőrendű fontosságú egy földrengés alatt (kórházak, tűzoltóságok, erőművek)		1,4

Az EUROCODE 8 szerint a talajosztályok a szerint használatosak, hogy miként befolyásolják a helyi talajviszonyok a szeizmikus hatást. A beépítendő területet a talajfeltárásokból és laboratóriumi vizsgálatokból nyert talajjellemzők alapján a D típusú altalajosztályba soroljuk.

Magyarországon a rengés magnitúdója meghaladja az 5,5-os értéket, ezért az EC 8 szerint az 1. típusba tartozik. Az MSZ EN 1998-1:2008 szabvány táblázata alapján az 1. típusba tartozó és D típusú talajokkal fedett területen a talajszorzó értéke: $S = 1,35$ és a rezgési idők: $T_B = 0,20s$; $T_C = 0,80 s$ és $T_D = 2,0 s$ -ra vehetőek fel.

altalajosztály	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

A fenti besorolást a terület általános talajviszonyainak ismeretében végeztük. A földrengés-veszélyességi talajosztályokba való besorolás pontosításához minimum 30,0 m mélységű feltárások szükségesek, esetünkben ezt azonban fölöslegesnek tartjuk.

3. Talajrétegződés, talajviszonyok, talajmechanikai paraméterek

A területen új feltárás nem készült, de a tág környezetben készített talajmechanikai célú feltárások, ill. építési tapasztalatok alapján a várható rétegződés, ill. talajfizikai paraméterek ismertek.

Ezek alapján szemcsés rétegekre kell számítani: uralkodóan (iszapos) homokra (siSa1 réteg). Az alapozási síkon várható iszapos homokösszlet talajfizikai paraméterei az alábbiak:

- belső súrlódási szög (ϕ): 28° ;
- kohézió (c): 5 kPa,
- nedves térfogatsúly (γ_n): $18,5 \text{ kN/m}^3$;
- összenyomódási modulus (E_s): 10 MPa.

A talajok minősítése, osztályozása általános alkalmasság, fejtés, tömöríthetőség, vízvezetőképesség, erózióérzékenység, fagyveszélyesség és térfogat-változási hajlam szempontjából az ÚT 2-1:222:2007 „Utak és autópályák létesítésének általános geotechnikai szabályai” című műszaki előírás alapján végeztük el, ill. lehetőség szerint soroltuk be. Ez alapján az alábbi javaslatot tesszük:

- **iszapos homok**
- Földmű általános alkalmassága: M-3 (megfelelő)
- Fejtési osztálya: F-III
- Tömöríthetősége: T-2 (közepesen)
- Vízvezető képessége: V-3 (közepesen vízvezető)
- Erózióérzékenysége: E-1 (erózióérzékeny)
- Fagyveszélyessége: X-3 (fagyveszélyes)
- Térfogat változási hajlam: D-1 (nem térfogatváltozó)

4. Talajvízviszonyok

A területen a talajvíz mindenkori szintjét a Duna vízszintje határozza meg. A talajvíz a Duna felé áramlik, azaz kis és közepes vízszint esetén annak leszívó hatása, míg magas Duna vízállás esetén visszaduzzasztó hatása érvényesül. Magyarország talajvíz-térképe a területen a talajvíz mélységét 2-5 m mélységben adja meg. Budapest Építéshidrológiai Atlasza (FTV, 1988) a becsült maximális (karaktisztikus) talajvízszintet – figyelembe véve a dunai védmű hatását – 100,5 mBf szinten adja meg, azaz gyakorlatilag megegyezően a terület terepszintjével. Helyszíni tapasztalatok alapján a legnagyobb dunai árvíz idején sem állt elő ezt megközelítő talajvízszint, így azt 100,0 mBf szinten lehet felvenni.



5. Javaslatok

A tág környezetben végzett feltárások és építési tapasztalatok alapján a tervezett épület átépítésének, bővítésének geotechnikai akadályai nincsenek.

Alapozás

A tervezett lakóépület iszapos homok altalajon síkalapozással, a szerkezethez igazodó sávalapozással megépíthető. Az alapozásra vasalt sávalapokat javasolunk, melyet a szerkezetiileg megkívánt mélységbe, a fagyhatárt figyelembe véve kell elhelyezni. Síkalapozás tervezhető a megadott talajfizikai jellemzők felhasználásával az MSZ EN 1997-1,-2 (EUROCODE 7) útmutatása szerint.

A terhelések függvényében, amennyiben szükséges, talajcsere alkalmazható, praktikusán sovány betonral, melynek előnye, hogy nem kell tömöríteni és nem képez vízszákot. Fontos, hogy az alapozási sík száraz legyen az alapozás idején!

A síkalapok ellenőrzését az MSZ EN 1997-1 előírása szerint a 2. tervezési módszer DA-2 változata szerint kell elvégezni, vagyis a parciális tényezőket a hatáshoz és az ellenhatáshoz kell rendelni. Síkalapok esetén a talajtöréssel szemben megkövetelt parciális tényező $\gamma_R = 1,4$. A

kapott feszültségekkel szembeni biztonságot a talaj talajfizikai paramétereivel az MSZ EN 1997-1 „D” mellékletében ajánlott síkalapra vonatkozó alábbi képlettel ellenőrizhető.

$$R_k = A' \cdot (c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B')$$

ahol:

B' [m] az alap kisebbik mérete,

L' [m] az alap nagyobbik mérete,

γ' [kN/m³] az alap alatti talaj térfogatsúlya ($\gamma' = 10$ kN/m³),

γ_2 [kN/m³] az alapozási sík feletti talaj térfogatsúlya ($\gamma_2 = 10$ kN/m³ – a biztonság javára való közelítéssel),

q' [kN/m²] a takarási nyomás az alapsík szintjén: $q' = \sum t_i \cdot \gamma_i$,

N_γ, N_q, N_c [-] teherbírási tényezők:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)} \cdot \left(\tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)\right)^2$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

s_γ, s_q, s_c [-] alakú tényezők:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi'$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

i_γ, i_q, i_c [-] erő ferdeségét figyelembe vevő csökkentő tényezők (függőleges erő: $i_\gamma = i_q = i_c = 1,0$)

b_γ, b_q, b_c [-] az alapterület hajlását figyelembe vevő csökkentő tényezők (vízszintes alapsík: $i_\gamma = i_q = i_c = 1,0$)

Fentiek alapján a talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke:

$$\frac{R_k}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B'$$

Talajtörési ellenállás tervezési értéke:

$$\frac{R_d}{A'} = \frac{R_k/A'}{\gamma_R}$$

Földkiemelés

Kézi földmunkák esetében be kell tartani a „4/2002. (II. 20.) SZCSM–EüM együttes rendelet az építési munkahelyeken és az építési folyamatok során megvalósítandó minimális munkavédelmi követelményekről” vonatkozó előírásait, különös tekintettel a 4. melléklet III. 10. pontra.

A földkiemeléseknél – állékonysági számítások nélkül – az MSZ 15003 szabvány előírásait javasoljuk alkalmazni, azaz a fent jellemzett talajkörnyezetben:

Munkagödör hajlása	Függ.	2/4	3/4	4/4	5/4	6/4	7/4
Megengedett mélység (m)	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,5	4,0

Földszinti padlószerkezet, utak, járdák, térburkolatok

A tömörített altalajra, vagy tömörített feltöltésre kerülhet a várható terhelésekre méretezett, jól tömöríthető szemcsés anyagból – zúzottkő, betondarálék, homokos kavics – készített ágyazat, amely alkalmas a padlóteher, az utak és térburkolatok terhelésének viselésére.

Az ágyazatot $T_{rp} \geq 95 \%$ értékre javasoljuk tömöríteni. A földművek teherbírási jellemzőinek megkívánt értékeit a további tervezés során kell meghatározni.

A kialakított földtükör (lavírsík) és az ágyazat teherbírását ellenőrizni kell, praktikusán könnyű-ejtő súlyos tömörség és teherbírásmérő eszközzel.

Geotechnikai szakirányítás

A jelen dokumentációnk megállapításait és javaslatainak helyességét a föld- és alapozási munkák közben geotechnikai szakértő ellenőrizze!

A föld- és alapozási munkákat folyamatos geotechnikai szakirányítással javasoljuk végezni.

Geotechnikai szakirányításnak kell meghatároznia és ellenőriznie az altalaj tömörítését és teherbírását, javítóréteg beépítésének szükségességét és eredményességét, a munkagödrök ténylegesen szükséges biztosításának módját.

Előre nem látható körülmények esetén – szükség szerinti ellenőrző vizsgálatok alapján – a kivitelezésben résztvevő geotechnikai szakértő dönthet vagy tehet javaslatot a megoldásra.

Minőségbiztosítás

Az építési folyamat folyamatos ellenőrzést igényel. A megfelelő kontrolling érdekében a következő dokumentumokat mindenképpen vezetni kell:

- építési napló
- geodéziai napló (kitűzések, ellenőrzések)
- süllyedések mozgásmérések naplója
- víztelenítési napló.

A műszaki felügyelet során fontos

- a tervtől való eltérések,
- a környezet állapotára vonatkozó megfigyelések,

a váratlanul bekövetkezett események feljegyzése.

A feljegyzések alapján ellenőrizni kell, hogy az építéskor észleltek összhangban vannak-e a tervezés során alapul vett elvekkel, és az eredményeket még az esetleg szükségesnek ítélt változások előtt a tervezővel tudatni kell.

A feljegyzéseket a tervdokumentációkkal és a kivitelezésről készített jelentésekkel együtt legalább 10 évig célszerű megőrizni.

Megjegyzés

A szakvélemény megállapításai és javaslatok a tág környezetben készített fúrások helyén nyert információkon alapulnak. A talaj- és talajvízviszonyok a fúrások között és azokon kívül eltérhetnek a fúráspontokon meghatározottaktól. A kivitelezés során olyan viszonyokra derülhet fény, melyek a feltárásokból nem voltak előre láthatók – szükséges lehet ezért, hogy a kivitelezés során, helyszíni művezetés keretében, geotechnikus határozza meg a tényleges viszonyokat és ennek megfelelően a szükséges változásokat.

Kiviteli tervezéshez új feltárásokon alapuló jelentés megírása válhat szükségessé.

Budapest, 2023. február 2.



dr. Vásárhelyi Balázs
okl. építőmérnök, geotechnikai tervező
GT: 01-9515

Projektszám: M4-A153X-17461-2019

Témaszám: M-4010/2019

ELSŐ TÍPUSVIZSGÁLATI JEGYZŐKÖNYV

Első típusvizsgálati jegyzőkönyv és Teljesítménynyilatkozat kiadásához az
Európai Parlament és a Tanács 305/2011/EU Rendelete (2011. március 9.)
V. Melléklet 1.5. szerinti 4. rendszer esetén

A termék(ek)
megnevezése:

Sósúti mészkő burkolólapok

A termék tervezett
felhasználási területe:

Természetes kőből készült burkolólapok fal- és mennyezet
burkolatokhoz

A termék gyártója:

Sóskúti Kőbánya Kft.
2038 Sóskút, Kőbánya u. 1.

A harmonizált műszaki előírás
megnevezése:

MSZ EN 1469:2015 „Természetes építőkövek.
Burkolólapok. Követelmények”

2019. decembert 10.

A vizsgálati eredmények csak a megvizsgált egyed(ek)re vonatkoznak.

A vizsgálati jegyzőkönyv a laboratórium írásbeli engedélye nélkül csak teljes terjedelmében másolható.

A jegyzőkönyv 8 db számozott oldalt és 0 db mellékletet tartalmaz.

1. ADATOK

1.1. A termékkel kapcsolatos adatok

A termék pontos megnevezése: Sósúti mészkő burkolólapok
A termék gyártója és gyártási helyek: Sósúti Kőbánya Kft.
2038 Sósút, Kőbánya u. 1.
A vizsgálatra vonatkozó megbízás kelte: 2019. 03. 22.

1.2. A termék és a tervezett felhasználás leírása

Természetes kőből készült burkolólapok fal- és mennyezet burkolatokhoz kültéri és beltéri felhasználásra.

1.3. A mintavétellel kapcsolatos adatok

A mintavételt végezte: Megbízó képviselője
A minta gyártási időpontja: folyamatos
A minta mennyisége: 10 db 70x70x70 mm
40 db 50x50x300 mm
Minta beérkezésének ideje: 2019. 04. 08.
Minta ÉMI iktatási száma: 66/2019

2. VIZSGÁLATOK

A termék megfelelőség-igazolás alapját képezi az MSZ EN 1469:2015 „Természetes építőkövek Burkolólapok. Követelmények.” című szabvány.

A termék teljesítménynyilatkozatának alapját képező vizsgálatok:

Vizsgálat megnevezése	Vizsgálati szabvány	MSZ EN 1469:2015 vonatkozó szakasza
Hajlítószilárdság	MSZ EN 12372:2007	4.2.4.
Vízfelvétel légköri nyomáson	MSZ EN 13755:2008	4.2.6.
Testsűrűség	MSZ EN 1936:2007	4.2.9.
Fagyállóság	MSZ EN 12371:2010	4.2.10.1.
Nyomószilárdság	MSZ EN 1926:2007	-

A vizsgálatok helye: Központi Anyag- és Szerkezetvizsgáló Laboratórium,
Szentendre, Dózsa György út 26.

2.1. Hajlítószilárdság vizsgálat

A vizsgálatot az MSZ EN 12372:2007 számú, „Természetes építőkövek vizsgálati módszerei. A hajlítószilárdság meghatározása koncentrált terhelés alatt ” című vizsgálati szabvány szerint végeztük el.

Vizsgálat időpontja: 2019. május 02 - 09.

Vizsgálatot végezte: Konkolyi Tibor

A vizsgálat során alkalmazott eszközök:

Mérőeszköz megnevezése	Mérőeszköz mérési tartománya	Mérőeszköz azonosító száma	Mérőeszköz ellenőrzött állapota
Száritószekrény	+30°C – +300°C	58.1.	kalibrált
Digitális mérleg	0 – 6200 g	37.	kalibrált
Digitális tolómérő	0 – 300 mm	141.	kalibrált
Tolómérő	0 – 550 mm	117.	kalibrált
Hőmérséklet- és páratartalommérő	+50°C – +70°C 25% – 98%	121.	kalibrált
Törő- és hajlítógép	0-600 kN	78.	kalibrált

2.2. Vízfelvétel meghatározása

A vizsgálatot az MSZ EN 13755:2008 számú, „Természetes építőkövek vizsgálati módszerei. A vízfelvétel meghatározása légköri nyomáson ” című szabvány alapján végeztük.

A vizsgálat helye: Központi Anyag- és Szerkezetvizsgáló Laboratórium,
Szentendre, Dózsa György út 26.

Vizsgálat időpontja: 2019. március 26.

Vizsgálatot végezte: Konkolyi Tibor

Mérőeszköz megnevezése	Mérőeszköz mérési tartománya	Mérőeszköz azonosító száma	Mérőeszköz ellenőrzött állapota
Száritószekrény	+30°C - +300°C	58.1.	kalibrált
Digitális mérleg	0 – 2100 g	207.4.	kalibrált

2.3. Testsűrűség vizsgálata

A vizsgálatot az MSZ EN 1936:2007 számú, „Természetes építőkövek vizsgálati módszerei. Az anyagsűrűség és a testsűrűség, valamint a teljes és a nyílt porozitás meghatározása” című szabvány alapján végeztük el.

A vizsgálat időpontja: 2019. április 01 - 02.

A vizsgálatot végezte: Konkolyi Tibor

A vizsgálat során alkalmazott eszközök:

Mérőeszköz megnevezése	Mérőeszköz mérési tartománya	Mérőeszköz azonosító száma	Mérőeszköz ellenőrzött állapota
Digitális mérleg	0 – 6200 g	37.	kalibrált
Száritószekrény	+30°C - +300°C	58.1.	kalibrált
Digitális tolómérő	0 - 300 mm	1042.	kalibrált

2.4. Fagyállóság vizsgálata

A vizsgálatot az MSZ EN 12371:2010 számú, „Természetes építőkövek vizsgálati módszerei. A fagyállóság meghatározása” című szabvány alapján végeztük 10 db telített és 10 db 14 ciklusra fagyasztott 300 x 50 x 50 mm méretű próbatest hajlítószilárdságának vizsgálatával.

Vizsgálat időpontja: 2019. június 27 – augusztus 01.

Vizsgálatot végezte: Konkolyi Tibor

A vizsgálat során alkalmazott eszközök:

Mérőeszköz megnevezése	Mérőeszköz mérési tartománya	Mérőeszköz azonosító száma	Mérőeszköz ellenőrzött állapota
Száritószekrény	+30°C – +300°C	58.1.	kalibrált
Digitális mérleg	0 – 2100 g	207.4	kalibrált
Tolómérő	0 – 550 mm	117.	kalibrált
Univerzális klímasekrény	40°C – +180°C	77.	kalibrált
Hőmérséklet- és páratartalommérő	50°C – +70°C 25% – 98%	121.	kalibrált
Törő- és hajlítógép	0 – 600 kN	78.	kalibrált

2.5. Nyomósilárdság vizsgálata

A vizsgálatot az MSZ EN 1926:2007 számú, „Természetes építőkövek vizsgálati módszerei. Az egyirányú nyomósilárdság meghatározása” című szabvány alapján végeztük.

Vizsgálat időpontja: 2019. május 02 - 06.

Vizsgálatot végezte: Konkolyi Tibor

A vizsgálat során alkalmazott eszközök:

Mérőeszköz megnevezése	Mérőeszköz mérési tartománya	Mérőeszköz azonosító száma	Mérőeszköz ellenőrzött állapota
Száritószekrény	+30°C – +300°C	58.1.	kalibrált
Digitális mérleg	0 – 6200 g	37.	kalibrált
Digitális tolómérő	0 – 300 mm	1042.	kalibrált
Hőmérséklet- és páratartalommérő	50°C – +70°C 25% – 98%	121.	kalibrált
Stopperóra	1 s	1314.	kalibrált
Törő- és hajlítógép	0 - 600 kN	78.	kalibrált

3. EREDMÉNYEK

3.1. Hajlítószilárdság vizsgálat

10 db kiszárított próbatest vizsgálata.

Minta száma	támaszköz l [mm]	Hosszúság L [mm]	szélesség b [mm]	vastagság h [mm]	Törőerő F [N]	Hajlítószilárdság [MPa] R_{tf}	Testsűrűség [kg/m ³] ρ_b
S1	250,0	301,0	51,5	51,0	687,2	1,9	1 740
S2	250,0	301,2	51,9	51,5	713,5	1,9	1 770
S3	250,0	301,5	51,5	50,7	659,6	1,9	1 730
S4	250,0	301,5	50,8	51,5	536,1	1,5	1 740
S5	250,0	300,8	51,8	51,8	736,0	2,0	1 780
S6	250,0	300,5	51,4	51,7	657,6	1,8	1 760
S7	250,0	300,6	49,7	51,7	781,4	2,2	1 780
S8	250,0	301,1	50,6	51,4	776,8	2,2	1 770
S9	250,0	300,9	51,2	51,7	734,1	2,0	1 750
S10	250,0	300,9	52,0	51,9	804,8	2,2	1 770
Átlag:						2,0	1 760
Szórás:						0,21	
Alsó küszöbérték:						1,5	

3.2. Vízfelvétel meghatározása

minta jele	Tömeg		Vízfelvétel A_b [%]
	Száraz m_d [g]	Telített m_s [g]	
T1	1373,3	1521,5	10,8
T2	1394,0	1547,1	11,0
T3	1397,8	1538,4	10,1
T4	1380,7	1546,5	12,0
T5	1317,2	1470,5	11,6
T6	1409,9	1560,1	10,7
T7	1357,7	1502,0	10,6
T8	1397,4	1544,4	10,5
T9	1392,6	1540,4	10,6
T10	1404,5	1547,2	10,2

10,8

3.3. Testsűrűség meghatározása

minta jele	méretek			Szár- az tömeg m_d [g]	Térfogat V [cm ³]	Test- sűrűség ρ_b [kg/m ³]
	szélesség b [mm]	hossz l [mm]	vastagság h [mm]			
S1	51,5	301,0	51,0	1374,6	790,6	1 740
S2	51,9	301,2	51,5	1425,0	805,1	1 770
S3	51,5	301,5	50,7	1365,2	787,2	1 730
S4	50,8	301,5	51,5	1370,4	788,8	1 740
S5	51,8	300,8	51,8	1436,3	807,1	1 780
S6	51,4	300,5	51,7	1407,8	798,5	1 760
S7	49,7	300,6	51,7	1371,7	772,4	1 780
S8	50,6	301,1	51,4	1384,8	783,1	1 770
S9	51,2	300,9	51,7	1391,2	796,5	1 750
S10	52,0	300,9	51,9	1436,0	812,1	1 770
Átlag:						1 760

3.4. Fagyállóság

3.4.1 Telített minták hajlítása (0 ciklus után)

Minta száma	támaszköz l [mm]	Hosszúság L [mm]	szélesség b [mm]	vastagság h [mm]	Törőerő F [N]	Hajlítószilárdság [MPa] R_{ff}	$\ln x^*$
T1	250,0	300,9	51,7	50,3	571,9	1,6	0,49
T2	250,0	301,5	52,3	52,1	480,4	1,3	0,24
T3	250,0	301,1	50,9	51,9	542,3	1,5	0,39
T4	250,0	300,5	51,6	52,2	435,2	1,2	0,15
T5	250,0	300,4	50,8	51,5	382,5	1,1	0,06
T6	250,0	301,2	52,4	51,6	533,7	1,4	0,36
T7	250,0	301,3	49,4	51,7	450,1	1,3	0,25
T8	250,0	301,4	52,3	51,4	540,1	1,5	0,38
T9	250,0	301,4	52,2	51,4	548,5	1,5	0,40
T10	250,0	301,4	51,4	51,9	512,1	1,4	0,33
Átlag:						1,4	0,31
Szórás:						0,2	
Alsó küszöbérték:						1,0	

3.4.2 Fagyasztott telített minták hajlítása (14 ciklus után)

Minta száma	támaszköz <i>l</i> [mm]	Hosszúság <i>L</i> [mm]	szélesség <i>b</i> [mm]	vastagság <i>h</i> [mm]	Törőerő <i>F</i> [N]	Hajlítószilárdság [MPa] <i>R_{tf}</i>	ln x*
F1	250,0	300,7	51,7	51,8	403,9	1,1	0,09
F2	250,0	301,3	51,6	51,5	480,8	1,3	0,28
F3	250,0	302,1	51,6	49,7	337,5	1,0	-0,01
F4	250,0	300,6	51,4	51,7	385,4	1,1	0,05
F5	250,0	301,4	51,6	51,9	429,5	1,2	0,15
F6	250,0	300,9	51,2	51,3	404,7	1,1	0,12
F7	250,0	301,7	51,4	51,0	461,2	1,3	0,26
F8	250,0	300,9	52,1	51,7	501,5	1,4	0,30
F9	250,0	301,3	51,1	51,0	462,3	1,3	0,26
F10	250,0	300,8	51,9	51,5	394,1	1,1	0,07
Átlag:						1,2	0,16
Szórás:						0,1	
Alsó küszöbérték:						0,9	

3.5. Nyomószilárdság vizsgálat

Minta száma	hossz. <i>l</i> [mm]	szélesség <i>b</i> [mm]	magasság <i>h</i> [mm]	Törőerő <i>F</i> [kN]	Nyomószilárdság <i>R</i> [MPa]	ln x*
K1	71,3	71,5	71,7	70	13,73	2,62
K2	71,6	71,4	71,9	60	11,74	2,46
K3	71,9	71,5	71,7	46	8,95	2,19
K4	71,9	71,2	71,4	45	8,79	2,17
K5	71,2	71,5	71,4	39	7,66	2,04
K6	71,4	71,2	71,2	39	7,67	2,04
K7	71,4	71,3	71,4	54	10,61	2,36
K8	71,4	71,3	71,7	37	7,27	1,98
K9	71,3	71,6	71,0	48	9,40	2,24
K10	71,7	71,7	71,5	48	9,34	2,23
Átlag:					10	2,23
Szórás:					2	0,20

Legnagyobb érték:	13,7 MPa
Legkisebb érték:	7,3 MPa
Variációs együttható:	0,21
Alsó küszöbérték:	6,1 MPa

4. NYILATKOZAT

A termék tulajdonságai az MSZ EN 1469:2015 „Természetes építőkövek Burkolólapok. Követelmények.” című szabvány szerint:

Termékjellemzők és mértékegységeik	Vizsgálati szabvány	Mért érték	Követel- mény	Osztályba sorolás	MSZ EN 13242:2002+ A1:2008 vonatkozó szakasza
Hajlítószilárdság [MPa]	MSZ EN 12372:2007	1,5	-	-	4.2.4.
Vízfelvétel légköri nyomáson [m%]	MSZ EN 13755:2008	10,8	-	-	4.2.6.
Testsűrűség [kg/m ³]	MSZ EN 1936:2007	1 760	-	-	4.2.9.
Fagyállóság: (hajlítószilárdság fagyasz- tás-olvasztás váltakozásá- val szembeni tartóssága) (14 ciklus) előtt/után [MPa / MPa]	MSZ EN 12371:2010	1,2 / 1,4	≥ 0,8	fagyálló	4.2.10.1.
Nyomószilárdság [MPa]	MSZ EN 1926:2007	6,1	-	-	-

5. MELLÉKLETEK

Szentendre, 2019. december 10.

A jegyzőkönyvet összeállította:


Péter Zoltán
vizsgáló mérnök

Szakmailag ellenőrizte és jóváhagyta:


Dalí Judit Zita
laboratóriumvezető

