

Ybl Miklós Építéstudományi Kar

Építőmérnöki Intézet

SZAKDOLGOZAT

OE-YBL

Hallgató neve:

Szabó Alex

2024.

Hallgató törzskönyvi száma:

[REDACTED]



ÓBUDAI EGYETEM
ÓBUDA UNIVERSITY

Óbudai Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Építőmérnöki Intézet

SZAKDOLGOZAT FELADATLAP

Hallgató neve: Szabó Alex

Szakedolgozat száma: [REDACTED]

Törzskönyvi száma: [REDACTED]

Neptun kódja: [REDACTED]

Szak: Építőmérnöki

Specializáció: Magasépítési

Geotechnika

A dolgozat címe: Acélszerkezetű logisztikai csarnok tervezése

A dolgozat címe angolul: Steel structured logistical hall design

A feladat részletezése: • Csarnok acélszerkezet

• Csarnok alapozásának megtervezése

• Vasbeton- acél öszvér födém tervezése

• Kiviteli tervek készítése

Intézményi konzulens neve: Mihók Barna

Külső konzulens neve: Rákóczi Örs

Munkahelye: Statik-Plan Kft

A kiadott téma elévülési határideje: 2025. 07. 31.

Beadási határidő: 2024. 05. 15.

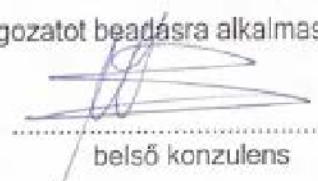
A szakedolgozat: Nem titkos.

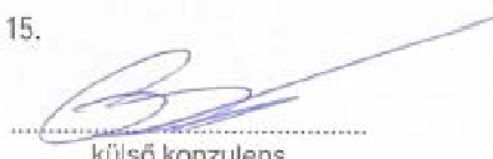
Kiadva: Budapest, 2024. 03. 06.

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


Intézetigazgató

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


belső konzulens


külső konzulens



ÓBUDAI EGYETEM
ÓBUDA UNIVERSITY

V/2.sz.melléklet

Óbudai Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar

SZAKDOLGOZAT KONZULTÁCIÓS NAPLÓ

Hallgató neve:

SZABÓ ALEX

Nemzet Kód:

[REDACTED]

Tagozat:

NAPPALI

Telefon:

[REDACTED]

Levelezési cím:

[REDACTED]

Szakdolgozat címe magyarul:

ACÉLSZERKEZETŰ LOGISZTIKAI CSARNOK TERVEZÉSE

Szakdolgozat címe angolul:

STEEL STRUCTURED LOGISTICAL HALL DESIGN

Intézményi konzulens:

MIHÓC BARNA

Külső konzulens:

RAKÓCZI ÖRS

Kérjük, hogy az adatokat nyomtatott nagybetűkkel írja!

Alk.	Dátum	Tartalom	Aláírás
1.	2024.03.15.	TEHERELEMZÉS, AXIS MODELL	<u>[Signature]</u>
2.	2024.03.29.	ACÉL SZERKEZETI ELEMÉK MÉRLETEZÉSE	<u>[Signature]</u>
3.	2024.04.12.	ALAPOZÁS, FÖDÉK MÉRLETEZÉSE	<u>[Signature]</u>
4.	2024.04.16.	KERETELLENŐRZÉSE TŰZRE, TERVEK	<u>[Signature]</u>

A Konzultációs naplót összesen 4 alkalommal az egyes konzultációk alkalmával kell láttamoztatni bármelyik konzulenssel.

A hallgató a „Szakdolgozat” tantárgy aláírási követelményét teljesítette.

[Signature]
Intézményi konzulens



ÓBUDAI EGYETEM
ÓBUDA UNIVERSITY

Óbudai Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar

HALLGATÓI NYILATKOZAT

Alulírott hallgató kijelentem, hogy a szakdolgozat/diplomamunka saját munkám eredménye, a felhasznált szakirodalmat és eszközöket azonosíthatóan közöltem. Az elkészült szakdolgozatban/diplomamunkában található eredményeket az egyetem és a feladatot kiíró intézmény saját céljára térítés nélkül felhasználhatja, a titkosításra vonatkozó esetleges megkötések mellett.

Budapest, 2024. 05. 15.


.....
hallgató aláírása

TARTALOMJEGYZÉK

1. BEVEZETÉS	9
1.1 Megbízás és szakdolgozat célja	9
1.2 Témaválasztás ismertetése	9
1.3 Tervezési szempontok bemutatása	11
2.1 Rendelkezésre álló adatok	13
2.2 Építési helyszín	13
2.3 Térségre jellemző talajadatok	13
2.4 Alapozás	15
2.5 Függőleges teherhordó szerkezetek	16
2.6 Vízszintes teherhordó szerkezetek	17
2.7 Merevítőrendszer	18
2.8 Másodlagos teherhordó szerkezetek	18
2.9 Felhasznált anyagok és anyagminőségek az épületben	18
2.9.1 Sávalapok, pontalapok, talpgerenda, vasalt aljzatlemez és rámpa anyaga és anyagminősége	19
2.9.2 Keretoszlopok acélminősége	19
2.9.3 Keretgerendák acélminősége	20
2.9.4 Födém anyagai és anyagminőségei	20
3. TEHERELEMZÉS	21
3.1 Fejépület teherelemzése - tető szerkezet	21
3.1.1 Állandó jellegű terhek	21
3.2 Esetleges terhek	22
3.3 Fejépület teherelemzése – közbenső födém	29
3.3.1 Állandó jellegű terhek	29
3.3.2 Esetleges terhek	31
3.4 Raktárépület teherelemzése	32
3.4.1 Állandó jellegű terhek	32
3.4.2 Esetleges terhek	33
3.5 Szélteher meghatározása Axis VM szoftverrel	39
3.6 Mértékadó teherkombinációk	41
4. MÁSODRENDŰ TEHERHORDÓ SZERKEZETEK MÉRETEZÉSE	45
4.1 Szendvicspanelek méretezése	45
4.2 Szelemenek méretezése	47
5. MÉRTÉKADÓ IGÉNYBEVÉTELEK	50
5.1 Mértékadó keretállás kiválasztása	50

5.2	Mértékadó igénybevételek kereten	52
5.3	Födémgerendák mértékadó igénybevételei	53
5.3.1	Keretekkel párhuzamos gerendák igénybevételei	53
5.3.2	Keretekre merőleges gerendák igénybevételei.....	54
5.4	Fejépület mértékadó keretállásának igénybevételei	55
5.5	Födémet alátámasztó mértékadó oszlop igénybevételei	57
5.6	Merevítőrendszer mértékadó igénybevétele.....	59
5.7	Modell validációja	59
5.7.1	Háromdimenziós modell igénybevételei.....	60
5.7.2	Kétdimenziós modell igénybevételei	60
6.	KERETGERENDÁK VIZSGÁLATA	62
6.1	Keretgerenda jellemzői	62
6.2	Szilárdsági vizsgálatok	62
6.3	Stabilitás vizsgálatok.....	64
7.	KERETOSZLOPOK VIZSGÁLATA	67
7.1	Keretroszlop jellemzői	67
7.2	Szilárdsági vizsgálatok	67
7.3	Stabilitás vizsgálatok.....	69
8.	FEJÉPÜLET KERETOSZLOPAINAK VIZSGÁLATA	73
8.1	Keretroszlop jellemzői	73
8.2	Szilárdsági vizsgálatok	73
8.3	Stabilitásvizsgálatok	75
9.	KERETTEL PÁRHUZAMOS FÖDÉMGERENDÁK VIZSGÁLATA	78
9.1	Födémgerenda jellemzői	78
9.2	Szilárdsági vizsgálatok	78
10.	KERETEKRE MERŐLEGES FÖDÉMGERENDÁK VIZSGÁLATA	80
10.1	Födémgerenda jellemzői	80
10.2	Szilárdsági vizsgálatok	80
11.	FÖDÉMET ALÁTÁMASZTÓ OSZLOPOK VIZSGÁLATA.....	82
11.1	Födémet alátámasztó oszlop jellemzői	82
11.2	Szilárdsági vizsgálatok	82
11.3	Stabilitás vizsgálatok.....	84
12.	MEREVÍTŐRENDSZER VIZSGÁLATA	87
12.1	Vonórúd jellemzői	87
12.2	Vonórúd vizsgálata húzásra.....	87
13.	KAPCSOLATOK MÉRLETEZÉSE	88

13.1	Keretgerendák homloklemezkes kapcsolata.....	88
13.2	Keretgerenda és keretoszlop homloklemezkes kapcsolata	89
13.3	Mértékadó keret oszloptalp kapcsolata.....	90
13.4	Fejépület mértékadó keret oszloptalp kapcsolata	91
13.5	Födém alátámasztó oszlopok oszloptalp kapcsolata	92
13.6	Befogott födémgerenda és oszlop homloklemezkes kapcsolata	93
13.7	Födémgerenda és oszlop csuklós kapcsolata	94
13.8	Födémgerenda és keretoszlop hegesztett kapcsolata	95
14.	HASZNÁLHATÓSÁGI VIZSGÁLATOK.....	96
14.1	Raktár mértékadó keretállásának használhatósági vizsgálata	96
14.2	Fejépület mértékadó keretállásának használhatósági vizsgálata	97
15.	ALAPOZÁS MÉRETEZÉSE	99
15.1	Raktár rész alapozásának méretezése.....	99
15.1.1	Mértékadó keretoszlop meghatározása.....	99
15.1.2	Alapozási sík és pontalapok mérete	100
15.1.3	Alapozáson működő külpontosság.....	101
15.1.4	Pontalap szélességének meghatározása	102
15.1.5	Pontalap magasságának meghatározása	103
15.2	Fejépület alapozásának méretezése	104
15.2.1	Mértékadó keretoszlop meghatározása.....	104
15.2.2	Alapozási sík és pontalapok mérete	104
15.2.3	Alapozáson működő külpontosság.....	104
15.2.4	Pontalap szélességének meghatározása	105
15.2.5	Pontalap magasságának meghatározása	106
15.3	Süllyedésszámítás.....	107
15.3.1	Mértékadó süllyedéskülönbség helyének kiválasztása	107
16.	VASBETON LEMEZ MÉRETEZÉSE.....	112
16.1	Vasbeton lemez anyag oldali és geometriai adatai.....	112
16.2	Vasbeton lemez igénybevételei	113
16.3	Szükséges vasmennyiségek meghatározása.....	114
16.4	Használhatósági vizsgálat	117
16.5	Födém teherbírásának meghatározása ösvér szerkezetként	117
17.	KERETÁLLÁS VIZSGÁLATA TŰZ HATÁSÁRA	124
17.1	REI szám és tűzgörbe	124
17.2	Acél tűzgörbe és keresztmetszeti jellemzők	124
17.3	Rendkívüli teherkombináció és mértékadó igénybevételek	126

17.4	Keretgerendák vizsgálata	127
17.4.1	Szilárdsági vizsgálatok	127
17.4.2	Stabilitási vizsgálatok.....	128
17.5	Keretoszlop vizsgálata	129
17.5.1	Szilárdsági vizsgálatok	129
17.5.2	Stabilitási vizsgálatok.....	130
18.	TERVJEGYZÉK.....	132
18.1	Elkészített tervek.....	132
18.2	Acélszerkezetek kiviteli tervei	132
18.3	Vasbeton szerkezetek kiviteli tervei.....	132
19.	TERVEZŐI NYILATKOZAT	133
20.	ÖSSZEGZÉS.....	134
21.	SUMMARY	135
22.	FELHASZNÁLT IRODALOM	136

1. BEVEZETÉS

1.1 Megbízás és szakdolgozat célja

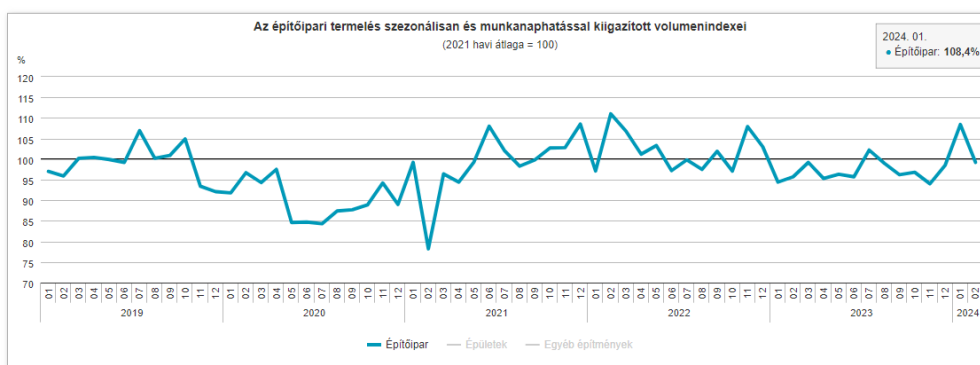
Szakdolgozatomat az Óbudai Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Karának Geotechnika és Tartószerkezeti Tanszékének megbízására a 2023/2024-es tanév II. (tavaszi) félévében készíttem el. Szakdolgozatom célja, hogy építőmérnöki alapképzésen megszerzett tudásomat egy összetett tervezési feladat keretein belül bemutassam, valamint lexikális és gyakorlati ismereteimet felhasználva olyan méretezési módszereket mutassak be, melyek a tárgyi feladat szempontjából a legcélszerűbbek.

1.2 Témaválasztás ismertetése

Szakdolgozatom témája egy kétszintes fejépülettel rendelkező acélszerkezetű logisztikai csarnok tartószerkezeti számításának és kiviteli tervének elkészítése. A részletezésben feltüntetett öszvér földem méretezése a konzulensekkel egyeztetett módon történt. A földemet alátámasztó acél szerkezet külön, a vasbeton lemez teherbírását figyelmen kívül hagyva is megfeleltetésre került, majd a beton teherbírását is számításba véve meghatározásra került a szerkezet tényleges teherbírása.

Az acél szerkezetű ipari épületek tervezése egy gyakran előforduló feladat az építőmérnöki gyakorlatban. Acélszerkezetek tervezése során a szerkezeti elemek méretezése és azok kapcsolatainak kialakítása egy nagyon változatos feladat, hiszen az adott épület geometriai kialakítás és az áthidalni kívánt fesztávok függvényében több szerkezeti megoldás és statikai váz kialakítása mellett is dönthetünk. Témaválasztásomhoz nagymértékben hozzájárult, hogy az épületben található kétszintes fejépület földémszerkezetének tervezése során nem csak az acél és vasbeton szerkezetek tervezésének folyamatát mutathatom be, hanem a két anyag öszvér méretezését is.

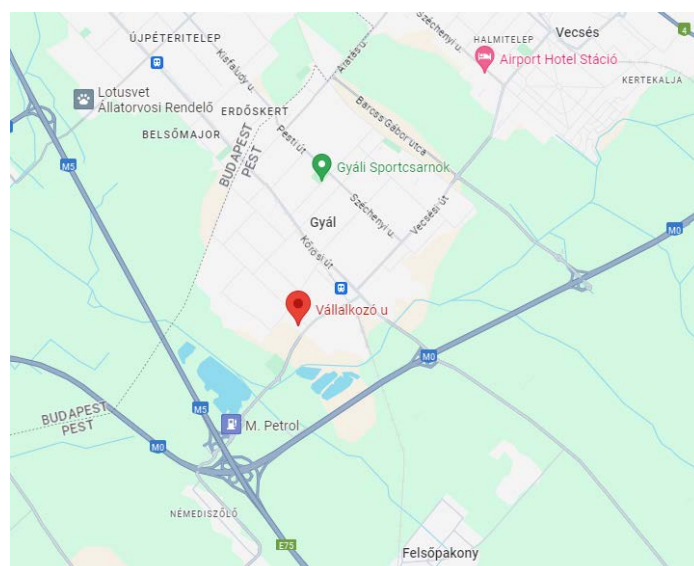
Az építőipar termelési volumene a KSH adatai alapján 2020-ban nagy mértékben csökkent az azt megelőző évekhez képest. Ez a csökkenés betudható a 2020-as évben tomboló koronavírus járványnak. A KSH adatai alapján jól látszik, hogy a volumen a 2020-as és végére növekedésnek indult ám a koronavírus járvány következő hullámának köszönhetően ismét lecsökkent. A termelési volumenben a következő két évben lassú növekedés látszott, majd a 2023-as évben újabb csökkenés következett be.



1. ábra: Építőipar termelési volumenének alakulása 2019-es évtől.¹

A diagrammon ugyanakkor jól látszik, hogy a 2024-es és elején emelkedés figyelhető meg. A 2024-es év januárjában a 2021-es átlagot 8,4%-kal meghaladó termelési volumen érték látható a diagrammon, melyhez hasonló utoljára a 2022-es év decemberében figyelhető meg. Ezen adatok alapján az építőiparban némi termelési volumen emelkedés feltételezhető következő időszakra.

Szakedolgozatom témájaként szolgáló ipari csarnok Gyál Vállalkozó utcában található 7711/4 helyrajzi számú telken, mely a Budapesttől délkeletre elhelyezkedő város déli részén található ipari park területén van. Így a létesítendő épület környezetében hasonló jellegű és hasonló rendeltetésű épületek találhatóak. A csarnok egy 2023-ban tervezett épület, melynek kivitelezése a diplomamunkám írásának időtartama alatt még nem kezdődött el.



2.Sz. ábra: Építési terület elhelyezkedése²

¹ <https://www.ksh.hu/gyorstajekoztatok/epi/epi2402.html>

² <https://www.google.com/maps/place/Gy%C3%A1l>

Gyál egy 24,93 km² alapterületű Pest vármegyében található város. Lakossága 24 463 fő így viszonylag kicsi népsűrűségű város. Északnyugatról Budapest XVIII. kerületével, északkelet felől Vecsessel és Üllővel, míg délnyugat felől Felsőpakonnyal és Alsónémedivel határos. Megközelíthetőség szempontjából a legegyszerűbben az M5-ös autópálya 21-es kilométerénél kijáratról letérve érhető el. Ezen útvonalon Budapest belvárosa nagyjából 30 perc alatt elérhető. Gyál városát a hetvenes évektől kezdődően jellemzően nagy foglalkoztatási lehetőség bővülés jellemzi, melynek feltehetően városi rangjának elérését is köszönheti. A hetvenes években ugyanis meghatározóvá vált Budapest ipari területeinek agglomerációba történő kitelepítése. A település ekkor dinamikus fejlődésnek indult melynek máig alapját szolgálják a kitelepített üzemi területek.

1.3 Tervezési szempontok bemutatása

Az ilyen típusú épületek esetében, mint a tárgyi logisztikai csarnok tervezése során egy olyan szerkezeti kialakítás megkonstruálása, amely a tartószerkezeti követelmények kielégítése mellett a lehető leg költség hatékonyabb. A szerkezet tervezése során nem alkalmazhatóak olyan megoldások, amelyek az épület állékonysága szempontjából hátrányosak lehetnek.

Az acélszerkezetű csarnokok tervezése során nagy hangsúlyt kell fektetni arra, hogy a szerkezeti elemek csatlakozásainak kialakítása ne befolyásolja a szerkezet szerelhetőségét. A szerkezet elemeinek megtervezését úgy kell elvégezni, hogy az előregyártott elemek helyükre emelése után a kapcsolat egyszerűen, gyorsan és a választott statikai váznak megfelelő kapcsolat kialakítható legyen. Továbbá a csomópontok kialakítása során törekedni kell arra, hogy a helyszíni hegesztésből a lehető legkevesebb kerüljön betervezésre, mivel ezen csomópontok érzékeny pontjai a szerkezetnek és amennyiben ezek utókezelése nem megfelelő módon történik az veszélyeztetheti a szerkezet állékonyságát.

Acélszerkezetű csarnok lévén nagy hangsúlyt kell fektetni a szerkezet költséghatékonyságára is hiszen az acél egy önsúlyához képest nagyteherbírásúanyag de karcsúságának köszönhetően nyomásra nagyon érzékeny. A szelvények növelése azonban nem minden esetben oldja meg a szerkezet stabilitásvesztési problémáit és mindezek mellett nagymértékben növelheti a költségeket. A megfelelő szelvénytípus választása és a megfelelő merevítés viszont a szelvényméretek növelésével ellentétben nem vezet olyan nagy mértékű többletköltségekhez, viszont a szerkezet stabilitásvesztési tönkremenetelének kockázatát hatékonyan csökkenti.

Mindezek mellett a szerkezetnek ki kell elégítenie az építészeti és egyéb szakágak szempontjait is.

Szakdolgozatomban a fent leírtaknak megfelelően jártam el és igyekeztem minden szerkezeti elem méretezését oly módon elvégezni, hogy az minden szempontból a lehető legoptimálisabb legyen.

2. MŰSZAKI LEÍRÁS

2.1 Rendelkezésre álló adatok

Szakdolgozatom készítése során rendelkezésemre bocsátott egyszerű bejelentési tervdokumentációval dolgoztam, melyet az épület teljes szerkezetére vonatkozó alaprajzokat, metszeteket és homlokzati rajzokat tartalmazott. A területről talajvizsgálati jelentés nem állt rendelkezésemre, viszont a megrendelő létesített egy kutatóárkot az építési területen, valamint a térségre jellemző talajadatok alapján dolgoztam.

Az építész tervdokumentációt Korom-Vellás Gábor okl. építészmérnök készítette, aki egyéni vállalkozásban dolgozik. Fő tevékenységei közé tartozik az építész tervezés, felelős műszaki vezetés, műszaki ellenőrzés és beruházásirányítás. Elsősorban családi házak tervezésével foglalkozik, viszont csarnokokat és egyéb nagyobb szabású épületet is tervezett már.

Talajvizsgálati jelentés híján a térségre jellemző talajadatok és a megrendelő által létesített kutatóárok alapján határoztam meg a talajrétegződést és a talajvíz mértékadó szintjét.

2.2 Építési helyszín

Ahogy már korábban is említettem a tervezendő épület Gyál Vállalkozó utcában található 7711/4 helyrajzi számú telken. A telek domborzati viszonyokat tekintve, ahogyan az a térségre is jellemző szintén viszonylag sík terület. A telken elszórtan kisebb fák és bokrok találhatóak, melyek eltávolítása az építkezés megkezdése előtt történik majd.

2.3 Térségre jellemző talajadatok

A térségre jellemző adatok alapján az építési terület feltehetően II. geotchnikai osztályba sorolható. Az építési terület kistáji besorolását illetően a Pesti-hordalékkúpsíksághoz tartozik. A kistájról jellemzően a domborzat 99 és 198m tengerszint feletti magasság között változik. Helyenként 60m/km-t meghaló relatív relief jellemzi a területet. Felszíne völgyekkel és medencékkel tagolt, melynek domborzati formái eróziós folyamatok során jöttek létre.

Földtani szempontból a kistájról jellemző, hogy felszínének közelében pannóniai agyagos-kavicsos üledékek találhatóak. A terület egy részét eltérő vastagságban eolikus valamint áthalmazott pleisztocén korú löszös üledék borítja. A vízfolyások a pannóniai agyagra helyenként 20m vastagságú kavicsot halmaztak fel. Egyes részek, mint például Ercsi és Sósút a vastag kavicsotakaronak köszönhetően, pleisztocén kori denudáció hatására eróziós

szigethegyekké alakultak más területek viszont meg tudták őrizni eredeti relatív magasságukat. Egyes területek laza üledékes közetrétegnek köszönhetően a mozgások hatására lösz fedte hullámos síksággá alakultak.

A kistáj éghajlati viszonyairól elmondható, hogy mérsékelt meleg és száraz éghajlatú. Az éves átlaghőmérséklet 10,0-10,6°C. A térségre jellemző éves napfénytartalom ~1925 óra. Éves átlag csapadékmennyiség ~550mm.

A helyszínen létesített kutatóárok, valamint a térségre jellemző és a környező területeken készült fúrások adatai alapján az alapozás méretezéséhez és a keletkező feszültségekből származó süllyedések számításához szükséges talajfizikai paramétereket az alábbi értékekben vettem fel:

Humuszos feltalaj-nagyon puha:

$$h_{hum} := 0.70 \text{ m} \quad \gamma_{hum} := 16.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad E_{shum} := 5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Homokos kavics-közepesen tömör:

$$h_{hk} := 1.30 \text{ m} \quad \gamma_{hk} := 19.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \varphi_{hk} := 30^\circ \quad c_{hk} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad E_{shk} := 24 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Kavicsos homok-közepesen tömör:

$$h_{kh} := 3.00 \text{ m} \quad \gamma_{kh} := 17.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \varphi_{kh} := 29^\circ \quad c_{hk} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad E_{shk} := 28 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

A terület MSZ EN 1998-1 (EUROCODE 8) szerinti 4. zónába sorolható. A figyelembe veendő gyorsulási érték 50 évre 10% meghaladási valószínűségű, vagyis 475 évente várható. Ez az A osztályú alapközeten $a_{gR} = 0,14g$ földrengésből származó maximális horizontális gyorsulást jelent. A tervezett épület nagyobb része, azaz a raktár ugyan fontossági osztály szempontjából inkább I. kategóriába tartozna, ám az irodarész miatt II. kategóriába tartozik.

Fontossági osztály	Épületek	γ_i
I.	A közbiztonság szempontjából kisebb jelentőségű épületek, pl. mezőgazdasági épületek stb.	0,8
II.	Közönséges épületek, amelyek nem tartoznak más kategóriába	1,0
III.	Olyan épületek, amelyeknek a szeizmikus ellenállása fontos az összeomlás következményeinek szempontjából, pl. iskolák, gyülestermek, kulturális intézmények stb.	1,2
IV.	Olyan épületek, amelyeknek az épsége a földrengés alatt életfontosságú a polgári védelem szempontjából, pl. kórházak, tűzoltó állomások, erőművek stb.	1,4

3.Sz. ábra: Épületek fontossági osztályai és fontossági tényezői

A kutatóárok feltárása során, valamint a környező fúrásokban talajvíz nem jelentkezett így a térségre jellemző talajvízszint adatok ellenőrzését követően a talajvízszint magasságát a terepszint alatt 2,00 méterrel határoztam meg. Mivel a környező fúrások és a létesített kutatóárokból sem jelentkezett talajvíz így a méretezés során a talajvíz hatásait nem vettem figyelembe.

A talajvíz hatásának kizárása ellenére feltételezhető, hogy szivárgó vizek megjelenhetnek a talajban. A térségre jellemző adatok alapján azonban kijelenthető, hogy ezen szivárgó vizek agresszivitás szempontjából nem agresszívek, tehát XA0, illetve ezek talajban történő tartózkodási ideje viszonylag kicsi, így jelentős mennyiségű anyag kioldására nincs lehetőségük.

Összegezve a fentiek elmondható, hogy a 70cm vastagságú humuszos réteg eltávolítását követően a környező fúrások és a térség talajadatai szerint megállapított legalább 5m mélységig elhelyezkedő homokos kavics és kavicsos homok teherbírasi és összenyomódási tulajdonságai alapján megfelelnek bizonyul alapozás kialakítására. Tehát síkalapozás kialakítását javaslom, mely csarnok szerkezetét tekintve pontalapokként valósul meg. Az alapozás síkja -1,00m alatt tetszőlegesen felvehető.

A munkatér részsűs kialakítással határolható. A részhajlás 2/4 vagy annál laposabb kialakítású lehet, továbbá a munkagödör mélysége függőleges fallal kizárólag 80cm mélységig áll meg, alatta zárt sorú méretezett biztonsági dúcolat használata mellett emelhető ki.

Az ipari padlók esetében acél vagy műanyag szálakkal erősített vagy betonacél hálós vasalt beton padló kialakítása javasolt. A padló alá ágyazat készítése szükséges, melynek tömörítése legfeljebb 20 centiméterenként történjen.

2.4 Alapozás

A talajadatok feldolgozását követően eldönthető volt az alapozás típusa, mely síkalapozás lett azon belül pedig pontalap. A pontalapoknak a pillérek csomóponti terheit hivatottak átadni az altalajra. A pontalapok tehát függőleges vízszintes és keretirányban nyomatéki igénybevételeket kapnak a pillérektől. A süllyesztett árufeltöltő rész geometriai kialakítása miatt a környezetében levő pillérek támaszául sávalapok szolgálnak. A süllyesztett árufeltöltő részhez történő lejutás rámpával történik. Az alapozás minden szerkezetét egy 80x50cm keresztmetszetű talpgerenda köti össze, valamint a talpgerenda tetejére kerülő 20cm vastag ipari padló.

2.5 Függőleges teherhordó szerkezetek

A csarnok építészeti szempontból két külön rendeltetésű épületrésszel rendelkezik, melyek magassága és szintjeinek száma eltérő. A fejpület kétszintes, magassága a padlószinttől 8,71 méter. A fejpület rendelkezik egy vasbeton acél öszvér födémmel, mely a padlószinttől 4,00 méter magasságban tagolja a függőleges tartószerkezeti elemeket. A raktár épület egyszintes, magassága a padlószinttől 5,64 méter.

A 5°-os tetőhajlásszög és a csomópontok kialakítása miatt az oszlopok magassága adódik. Mely a raktár oszlopainak esetében 4,70 méter. A fejpület oszlopainak magassága pedig 7,80m. A födémet alátámasztó oszlopok magassága 3,80 méter.

A függőleges tartószerkezeti elemek minden esetben H keresztmetszetű szelvények melyek a keretoszlopok esetében HEA400 szelvények, a födémet alátámasztó oszlopok esetében pedig HEA240 szelvényekről beszélhetünk, melyek befogott kapcsolattal csatlakoznak az alapozáshoz.

Acél szerkezetű csarnokok esetében, ahogy azt már korábban is említettem nagy hangsúlyt kell fektetni a megfelelő szelvények kiválasztására, ugyanis az acél szelvények nagy teherbírásuk ellenére érzékenyek a nyomásra. A függőleges tartószerkezetek esetében, mivel ezekben a szerkezetekben elsősorban nyomás keletkezik, nagyon fontos, hogy a megfelelő szelvényekre essen a választás. A fesztávból adódóan a függőleges tartószerkezeti elemekben nagy igénybevételek keletkeznek. Ezért kiemelten fontos, hogy optimális szelvényeket alkalmazzunk. Jelen esetben a H gerendára esett a választásom, hiszen ez a szelvény elsősorban ilyen jellegű felhasználásra lett tervezve. Az I keresztmetszetű gerendákhoz képest a H gerendák magasság és szélesség aránya jóval kisebb. A két gerenda közti fő különbségből az adódik, hogy azonos magasság mellett a H szelvény stabilabb összetett igénybevételek esetén. Az I keresztmetszetű szelvény azonos magasságú H keresztmetszetű szelvényhez képest nagyjából fele akkora y tengely körüli inerciával rendelkezik, viszont folyóméterre vetített önsúlyuk is nagyjából fele a H szelvényekéhez képest, a fő különbség a z tengely körüli inerciában mutatkozik melyben az I szelvény a H szelvényhez képest lényegesen elmarad, az I szelvények inerciája z tengely körül ugyanis nagyjából ötöde a H szelvényekéhez képest. Ebből az a következtetés vonható le, hogy az I keresztmetszetű gerendák elsősorban tisztán hajlított esetben lehetnek optimálisak, míg a H keresztmetszetű szelvények használata akkor célszerű, ha a szelvény összetett igénybevételeknek lesz kitéve.

2.6 Vízszintes teherhordó szerkezetek

Az alapozásnál már ismertetett vasbeton aljzatlemez látja el a padló szintjén keletkező függőleges terhek hordásának feladatát. Ezen szerkezetekben keletkező igénybevételek minimálisak, hiszen a teljes felületükön megtámasztja őket a korábban már említett tömörített kavicságyazat, mely továbbítja a terheket az alatta levő tömörített altalajra. Így ezek méretezésére külön nem térek ki.

A raktárépületben vízszintes teherhordó szerkezetekről kizárólag a gerendák esetében beszélhetünk. A gerendák 5°-os hajlásszögben befogott homloklemezkes kapcsolattal csatlakoznak az oszlopokhoz. A gerendák keresztmetszete az oszlopokhoz hasonlóan HEA 400 szelvényként lett meghatározva. Hasonlóan az oszlopok igénybevételeihez a gerendákban is összetett igénybevételek keletkeznek. Ez betudható az 5°-os tetőhajlásszögnek, melynek következtében viszonylag nagy nyomóerő keletkezik a gerendában. Ahogy az oszlop esetében is, itt is a lehető legoptimálisabb szelvény kiválasztására törekedtem és az oszlopoknál már részletezett I és H szelvények közötti különbségek miatt és az összetett igénybevételek miatt itt is a H szelvényre esett a választásom.

A fejpületben elsősorban a keretgerendákról beszélhetünk, mint vízszintes tartószerkezeti elemek. A raktárhoz hasonlóan itt is HEA 400 szelvényeket választottam. Ugyan a fejpület tetőszerkezete nem kap olyan mértékű terheket, mint a raktár és emiatt indokolatlan lenne az azonos méretű szelvények használata. Ugyanakkor jelen esetben sem csökkenthettem volna a szelvények méretét nagy mértékben, melynek eredményeképp fennállt volna a szelvények kis méretbeli különbsége miatt, a szelvények összecserélésének veszélye, hiszen hosszuk és a kapcsolatok kialakításához használt előre a szelvényhez hegesztett kapcsolati elemek is megegyeznek. Ahogy azt már korábban is említettem az acélszerkezetek tervezése során nagy hangsúlyt kell fektetni arra, hogy a szerkezet szerelése során minden egyértelműen és egyszerűen megoldható legyen, így az ilyen jellegű szelvénykeresztmetszet csökkentések alkalmazása indokolatlanná válik, hiszen nagymértékű költségcsökkenést nem eredményez. A hibázás lehetőségét viszont nagymértékben növeli.

A fejpületben a gerendákon kívül található egy acélgerendákkal gyámolt vasbetonfödém, melynek szerkezeti acél szelvényei szintén H keresztmetszetű szelvények, mégpedig HEA240 szelvények. Melyek keretekkel párhuzamos irányban a keretoszlopokkal és egymással kialakított kapcsolata befogott. A keretoszlopokkal kialakított kapcsolat homloklemezkes a gerendák és a födémet alátámasztó oszlopok kapcsolata a keretoszlopokkal kialakított kapcsolathoz hasonlóan homloklemezkes kiékelte kapcsolattal van megoldva. A

keretre merőleges irányú gerendák kapcsolata a keretoszlopokkal a szerelhetőség kárára, de a keretoszlopok gerincének fűrészt elkerülendő hegesztett kapcsolatú. A keretekre merőleges gerendák kapcsolata a keretsíkban elhelyezkedő gerendákkal csuklós kialakítású. Továbbá a födém részét képezi egy 18 centiméter vastag vasbeton lemez. A födém ugyan megfelel gyámolított födémként is, azonban a keresztmetszetek csökkenthetőek lennének amennyiben a födémet öszvér szerkezetként méreteznénk. Ebben az esetben a szelvényeket és a vasbetont együttműködő módon össze kell kötni. Jelen feladatban a szelvények optimalizálását nem fogom elvégezni, azonban a szerkezet öszvér határnyomatékát meg fogom határozni, valamint a kapcsolatukat méretezni fogom. A nyírt kapcsolatot U100-as szelvényekkel lesz kialakítva.

2.7 Merevítőrendszer

A merevítőrendszer szerepe a szerkezetben az, hogy a raktárépület keretállásainak merőleges irányú stabilitását biztosítsa, hiszen ebben az irányban a keretek alappal kiépített kapcsolata csuklós. A merevítőrendszer vonórudakkal készül melyek az oszlopok alját és tetejét átlósan kötik össze, valamint a gerendák esetében gerendánként négy vonórúd csatlakozik a gerenda két végén és közepén. A vonórudak átmérője 16mm.

2.8 Másodlagos teherhordó szerkezetek

A másodlagos teherhordó szerkezetek közé tartozik a csarnok burkolatát képező trapézlemez, valamint a trapézlemez alá kerülő szelemenek, melyek feladata, hogy továbbítsa a szerkezetre a kapott terheket. Ezen szerkezeti elemek méretezése kizárólag a tetőre ható terhek alapján történt, hiszen a csarnok szerkezetére ható vízszintes terhek nem haladják meg a függőleges terhek értékét, tehát ha az elemek megfelelnek a tetőn, használhatóak a csarnok oldalán is. Ráadásul a függőleges irányban beépített trapézlemezek esetében a függőleges terhekre a lemez tárcsaként működik. A méretezés során a trapézlemez típusát LindabRoof LSZR 100mm PIR töltetű tetőszendvicspanel megfelelőségét bebizonyítottam. Szelemenek méretezése során pedig Lindab Z300.3 szelemen bizonyult megfelelőnek.

2.9 Felhasznált anyagok és anyagminőségek az épületben

A felhasznált anyagok és a választott anyagminőségek annak tükrében kerültek betervezésre, hogy a szerkezet a lehető legköltséghatékonyabb legyen és mindezek mellett a választott anyagokból készülő szerkezeti elemek maradéktalanul ellássák a tartószerkezetekkel szemben támasztott teherbírási követelményeket. Az alapozás, az aljzat lemez és a rámpa vasbetonból készül. Az oszlopok és a gerendák, valamint a merevítőrendszer elemei acélból készülnek. A födém, ahogy korábban is említettem a két anyag együtt dolgozó módon történő összeépítésével vasbeton-acél öszvér födém lesz.

2.9.1 Sávalapok, pontalapok, talpgerenda, vasalt aljzatlemez és rámpa anyaga és anyagminősége

Az alapozás jelen feladat során pontalapokkal került megtervezésre, valamint a rámpával érintett terület környezetében sávalapokkal. Az alapozás minden szerkezete érintkezik a talajjal, tehát a talajban előforduló kártékony anyagok, mint például a víz ellen ezeket a szerkezeti elemeket védeni kell. Ugyan a térségre jellemző adatok alapján a talajban sem talajvíz, sem egyéb káros anyag jelenlétére nem lehet következtetni, azonban biztonsági okok miatt a szerkezet alapozásánál figyelmet kell fordítani a vasbetonban található vasak megfelelő védelmére, amelyre a leghatékonyabb megoldás a beton minőség és a betontakarás helyes megválasztása.

Beton minőség: **C25/30-XC2-32-F3**

Beton fedés: **5,0 cm**

Betonacél minősége: **B500B**

2.9.2 Keretoszlopok acélminősége

A keretoszlopok ahogy már korábban is említettem HEA400 keresztmetszetű szelvényekből készülnek. Acél szerkezet lévén ezen szelvények és az elemtervek alapján a szelvényhez tartozó kapcsolati elemeket az összehegesztést követően korrózióvédelemmel kell ellátni, valamint a tűzre történő méretezés során a szerkezet ugyan megfelelőnek bizonyult önmagában is de a nagy kihasználtságok miatt előírt tűz hatására habosodó festéssel kell ellátni.

Acél minőség: **S 235 JR**

Hegesztések: **II. osztály**

Kapcsolóelemek: **8.8**

Lehorgonyzás: **10.9**

2.9.3 Keretgerendák acélminősége

A keretgerendák szelvénye HEA400, melyek szintén a kapcsolati elemekkel történt felszerelését követően el kell látni a szükséges korrózió és tűzvédelmi bevonattal.

Acél minőség:	S 235 JR
Hegesztések:	II. osztály
Kapcsolóelemek:	8.8

2.9.4 Födém anyagai és anyagminőségei

A födém, ahogy már korábban is említettem 18 centiméter vastag vasbeton lemezből, valamint HEA 240 keresztmetszetű szelvényekből készül. Ahogy a keretgerendák és a keretoszlopok esetében a födémgerendákat is el kell látni a szükséges korrózió és tűzvédelmi bevonattal. A helyszíni hegesztést követően a csomópontokat a helyszínen ismét el kell látni a megfelelő védőrétegekkel. A HEA 240 szelvények tetejére hegesztett U keresztmetszetű szelvények acélminősége megegyezik a szelvényével.

Acél minőség:	S 235 JR
Hegesztések:	II. osztály
Kapcsolóelemek:	8.8
Beton minőség:	C25/30-XC1-16-F3
Beton fedés:	2,5 cm
Betonacél minősége:	B500B

3. TEHERELEMZÉS

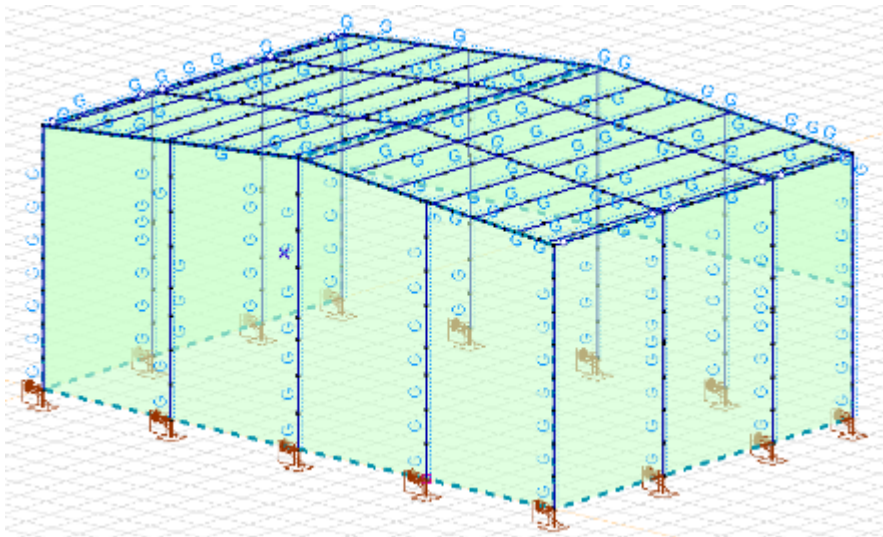
Logisztikai csarnok révén az épület két különböző rendeltetésű részre van osztva. A fejpületben főleg emberi tartózkodásra szolgáló helyiségek kerülnek kialakításra így ez a raktár résztől jelentősen eltérő terheket kap majd, ezért a teherelemzés során ezeket külön fogom kezelni.

3.1 Fejpület teherelemzése - tetőszerkezet

3.1.1 Állandó jellegű terhek

Állandó jellegű terhek közé tartoznak az egyes szerkezeti elemek nyers önsúlyai, valamint a rétegrendi terhek, melyek az egyes helyiségek rendeltetésétől függően változó intenzitású terhek. Az acélszerkezeti elemek önsúly terheit az AxisVM szoftver segítségével veszem figyelembe, ezzel pontosítva a számítást a szelvények optimalizálása során.

Fejpületre jutó önsúly terhek



4.Sz. ábra: Önsúly terhek Axis VM szoftverben

Rétegrendi terhek

Nehézségi gyorsulás: $G := 10 \frac{m}{s^2}$

Parciális tényező értéke: $\gamma_G := 1.35$

Vastagság Anyag

Tömeg

Terhek alapértéke

$v_{1t} := 10 \text{ cm}$ -PIR töltetű szendvicspanel

$m_{1t} := 20 \frac{kg}{m^2}$

$g_{1t} := G \cdot m_{1t} = 0.2 \frac{kN}{m^2}$

$v_{2t} := 30 \text{ cm}$ -Z szelemen Lindab Z300.3
szelemen

$m_{2t} := 12.39 \frac{kg}{m^2}$

$g_{2t} := G \cdot m_{2t} = 0.124 \frac{kN}{m^2}$

$v_{3t} := 6.25 \text{ cm}$ -gipszkarton álmennyezet

$m_{3t} := 50 \frac{kg}{m^2}$

$g_{3t} := G \cdot m_{3t} = 0.5 \frac{kN}{m^2}$

Terhek alapértéke:

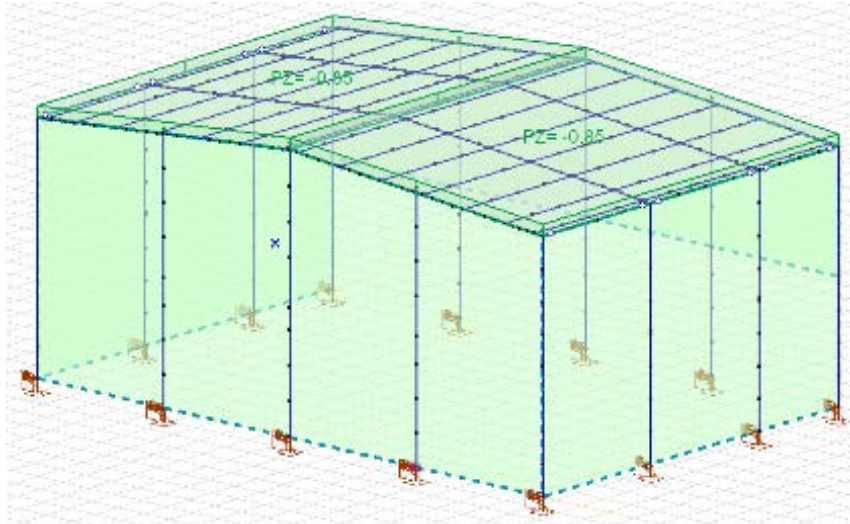
Terhek tervezési értéke:

$g_{ktsls} := g_{1t} + g_{2t} + g_{3t} = 0.824 \frac{kN}{m^2}$

$g_{ktuls} := (g_{1t} + g_{2t} + g_{3t}) \cdot \gamma_G = 1.112 \frac{kN}{m^2}$

Terhek alapértéke Axis modellhez:

$$g_{ktsls1} := g_{1t} + g_{3t} = 0.7 \frac{kN}{m^2}$$



5.Sz. ábra: Rétegrendi terhek Axis VM szoftverben

3.2 Esetleges terhek

Hasznos terhek

A tetőszerkezet funkcióját tekintve nem járható tető, így az Eurocode által meghatározott "H" osztályba tartozik. A tető hajlósszöge 5° , tehát nem haladja meg a 10° -ot, így a fenntartási munkák miatt a szabvány hasznos teher használatát írja elő.

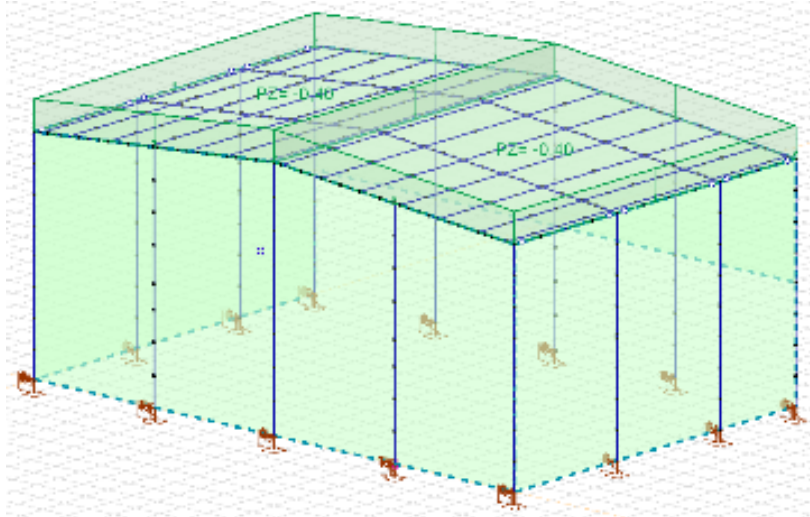
Nem járható tető hasznos terhének alapértéke:

$$p_{htet\acute{o}} := 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

Parciális tényező: $\gamma_h := 1.50$

Nem járható tető egyidejűségi csökkentő tényezői:

$$\psi_{0t} := 0.0 \quad \psi_{1t} := 0.0 \quad \psi_{2t} := 0.0$$



6.Sz. ábra: Funkcionális teher Axis VM szoftverben

Mivel a fejpületben az iroda rész mennyezet hűtő-fűtő berendezéssel van ellátva további hasznos terheket kap a gépészeti berendezések miatt.

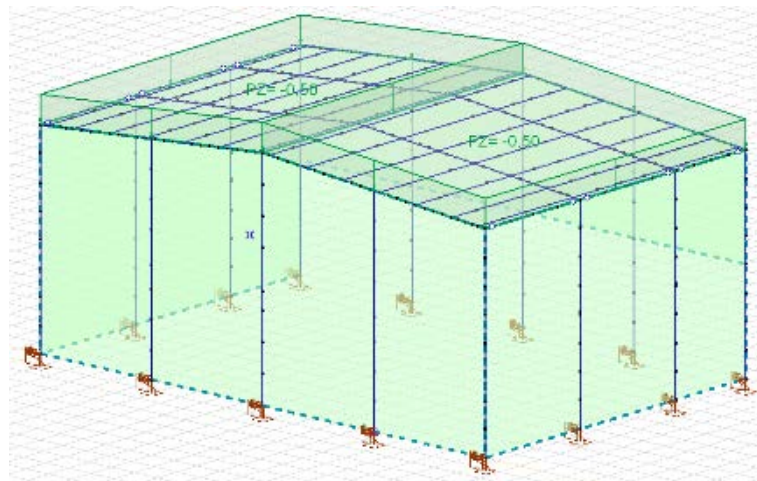
$$p_{\text{hgépészet}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma_h := 1.50$$

Parciális tényező: $\gamma_h := 1.50$

Gépészet egyidejűségi csökkentő tényezői:

$$\psi_{0t} := 1.0 \quad \psi_{1t} := 0.7 \quad \psi_{2t} := 0.3$$

A későbbi esetleges helyiségfunkciók felcserélődése miatt a gépészet terheit a teljes tető felületen veszem fel, így az alkatrész raktár esetleges irodává alakítása során ugyanazok a gépészeti berendezések biztonsággal alkalmazhatók ezen a részen is.



7.Sz. ábra: Gépészeti teher Axis VM szoftverben

Meteorológiai terhek – Hóteher

A hóteher értéke függ az épület Adriai tengerszint feletti magasságától, jellemző hőmérséklettől és szélviszonyoktól, az épület tetőszerkezetének hajlásszögétől és kialakításától. Jelen épület Adriai szint feletti magassága 111m, az épület magassága 9 méter így a hóteher számításához szükségük magasság 120mAf. A tető hajlásszöge 5°. A térségben jellemző éghajlat és szélviszonyok miatt a szabvány a csökkentő tényezők értékét 1.0-ban állapította meg.

Hóteher karakterisztikus értéke:

$$A := 120 \text{ m} \quad \alpha := 5^\circ$$

$$s_{k1} := 0.25 \cdot \left(1 + \frac{A}{100 \text{ m}} \right) = 0.55$$

$$s_k := \max(1.25, s_{k1}) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Szél miatti csökkentő tényező:

Hőmérséklet miatti csökkentő tényező:

$$C_e := 1.0$$

$$C_t := 1.0$$

Alaki tényező (akadályozott hólecsúszás):

Fellépő hóteher értéke:

$$\alpha \leq 30^\circ \quad \mu_1 := 0.8$$

$$s_{tt} := s_k \cdot C_e \cdot C_t \cdot \mu_1 = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

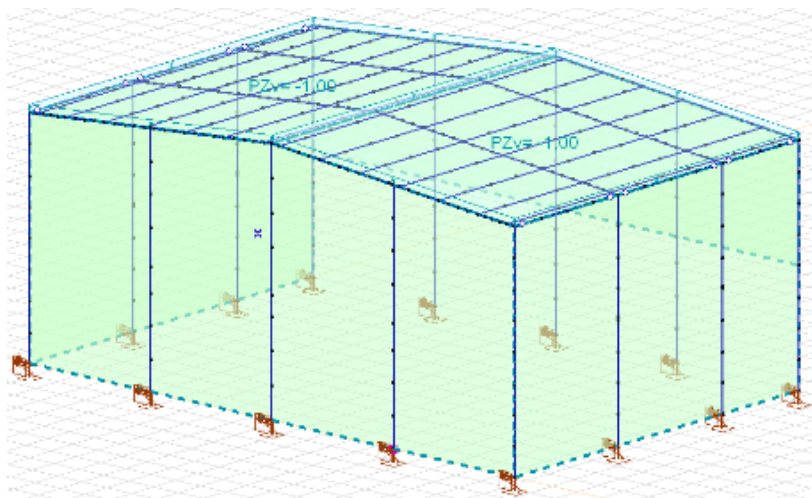
Parciális tényező: $\gamma_h := 1.50$

Hóteher egyidejűségi csökkentő tényezői: $(A \leq 500 \text{ m})$

$$\psi_{0t} := 0.5$$

$$\psi_{1t} := 0.2$$

$$\psi_{2t} := 0.0$$



8.Sz. ábra: Hóteher Axis VM szoftverben

Meteorológiai terhek – Szélteher

Az épület geometriája miatt szélteher szempontjából szerencsés helyzet áll elő a fejpület és a raktárrész külön kezelése miatt. A két rész között jelentős magasságkülönbség a kézi szélteher számítás során nehézségeket okozna, melyeket a két rész külön kezelésével ki lehet küszöbölni, ezért ahogy az eddigiekben is tettem a szélteher számítása során is külön kezelem ezeket, ezzel könnyítve a számítást, valamint pontosítva a végeredményt.

A tárgyi épületet hasonló magasságú ipari csarnokok veszik körül. A csarnok környezetében találhatók elszórtan fák és egyéb növények, melynek következtében a szélhatás figyelembevétele során az Eurocode szabvány által meghatározott III. beépítési kategóriába tartozik.

Szélteher biztonsági tényezője: $\gamma_w := 1.50$

Szélteher csökkentő tényezői: $\psi_{0w} := 0.6$ $\psi_{1w} := 0.2$ $\psi_{2w} := 0.0$

Első lépésként az építési területre jellemző torlónyomás értékét kell meghatározni, mely függ a széliránytól, a szél sebességétől, illetve a szezonális tényezőtől. Magyarországon a torlónyomás alapértékét a szabvány határozza meg, mely az alábbiak alapján számítható és az egész ország területére érvényes.

Szélesebesség: $v_{b0} := 23.6 \frac{m}{s}$

Íránytényező: $c_{dir} := 0.85$

Szezonális tényező: $c_{season} := 1.0$

Levegő sűrűsége: $\rho_{levegő} := 1.25 \frac{kg}{m^3}$

Szélesebesség alapértéke: $v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b0} = 20.06 \frac{m}{s}$

Torlónyomás alapértéke: $q_{b'} := v_b^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{levegő} = 251.502 \frac{N}{m^2}$ $q_{b'} = 0.252 \frac{kN}{m^2}$

Torlónyomás átlagos irántényező nélküli értéke: $q_b := \left(\frac{v_b}{c_{dir}} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{levegő} = 348.1 \frac{N}{m^2}$ $q_b = 0.348 \frac{kN}{m^2}$

Fejépület magasság: $h := 8.70 m$ Helyszíntényező értéke: $C_e := 1.62$

Nyomásérték: $q_{pze} := C_e \cdot q_b = 0.564 \frac{kN}{m^2}$

Falakra jutó szélteher meghatározása $\Theta := 0^\circ$ esetén:

Fejépület magasság: $h := 8.70 m$ Fejépület hossza: $b_0 := 13.45 m$

Fejépület szélessége: $d_0 := 20 m$

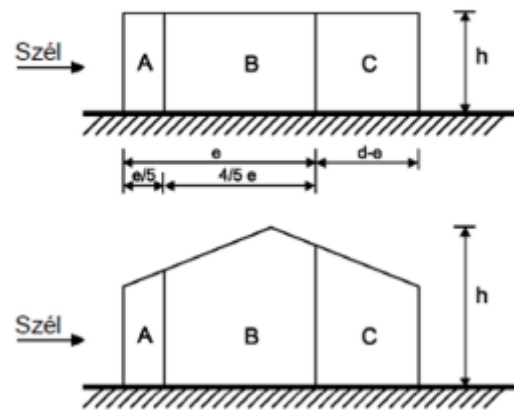
Mivel $e=b$ vagy $2h$ közül a kisebb ezért e értéke: Oldalnézet $e < d$ esetén

$$e_0 := \min(2 \cdot h, b_0) = 13.45 \text{ m}$$

tehát a homlokzati felület zónákra való felosztása a következőképp alakul:

$$A_0 := 20.95 \text{ m}^2 \quad D_0 := b_0 \cdot h = 117.015 \text{ m}^2$$

$$B_0 := 90.18 \text{ m}^2 \quad C_0 := 52.45 \text{ m}^2 \quad E_0 := D_0$$



Falakra ható szélnyomás értéke:

$$\frac{h}{d_0} = 0.435$$

$$C_{peA0_20} := -1.2$$

$$w_{A1} := C_{peA0_20} \cdot q_{pze} = -0.677 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C_{peB0_90} := -0.8$$

$$w_{B1} := C_{peB0_90} \cdot q_{pze} = -0.451 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C_{peC0_52} := -0.5$$

$$w_{C1} := C_{peC0_52} \cdot q_{pze} = -0.282 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C_{peD0_174} := 0.725$$

$$w_{D1} := C_{peD0_174} \cdot q_{pze} = 0.409 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C_{peE0_174} := -0.349$$

$$w_{E1} := C_{peE0_174} \cdot q_{pze} = -0.197 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Falakra jutó szélteher meghatározása $\theta := 90^\circ$ esetén:

Fejépület magasság: $h := 8.70 \text{ m}$ Fejépület szélessége: $b_1 := 20 \text{ m}$

Fejépület hossza: $d_1 := 13.45 \text{ m}$

Oldalnézet $e \geq d$ esetén

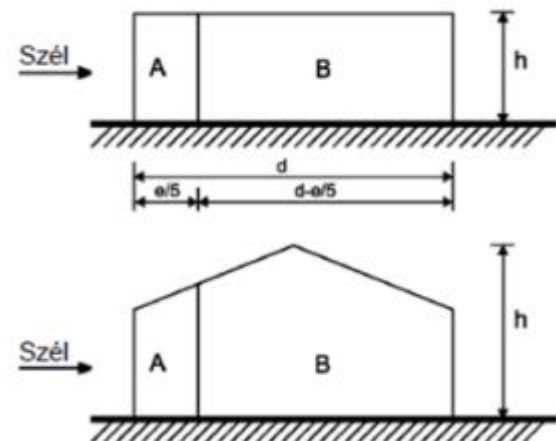
Mivel $e=b$ vagy $2h$ közül a kisebb ezért e értéke:

$$e_1 := \min(2 \cdot h, b_1) = 17.4 \text{ m}$$

$e_1 > d$ tehát a homlokzati felület zónákra való felosztása a következőképp alakul:

$$A_1 := \frac{e_1}{5} \cdot h = 30.276 \text{ m}^2 \quad D_1 := 163.5 \text{ m}^2$$

$$B_1 := \left(d_0 - \frac{e_1}{5}\right) \cdot h = 143.724 \text{ m}^2 \quad E_1 := D_1$$



Falakra ható szélnyomás értéke:

$$\begin{aligned}\frac{h}{d_1} &= 0.647 & C_{peA1_30} &:= -1.2 & w_{A0} &:= C_{peA1_30} \cdot q_{pze} = -0.677 \frac{kN}{m^2} \\ C_{peB1_86} &:= -0.8 & w_{B0} &:= C_{peB1_86} \cdot q_{pze} = -0.451 \frac{kN}{m^2} \\ C_{peD1_163} &:= 0.753 & w_{D0} &:= C_{peD1_163} \cdot q_{pze} = 0.425 \frac{kN}{m^2} \\ C_{peE1_163} &:= -0.406 & w_{E0} &:= C_{peE1_163} \cdot q_{pze} = -0.229 \frac{kN}{m^2}\end{aligned}$$

Nyeregtetőre jutó szélteher meghatározása $\Theta := 0^\circ$ esetén:

Fejéppület magasság: $h := 8.70 \text{ m}$ Tetőgerinc hossza: $b_2 := 13.45 \text{ m}$

Tető hajlásszöge: $\alpha := 5^\circ$ Tető széllel párhuzamos élének $c := 10.05 \text{ m}$

Mivel $e=b$ vagy $2h$ közül a kisebb ezért e értéke:

$$e_2 := \min(2 \cdot h, b_2) = 13.45 \text{ m}$$

Zónák területeinek meghatározása:

$$F_0 := \frac{e_2}{4} \cdot \frac{e_2}{10} = 4.523 \text{ m}^2 \quad I_0 := b_2 \cdot \left(c - \frac{e_2}{10}\right) = 117.082 \text{ m}^2$$

$$G_0 := \left(b_2 - \frac{e_2}{2}\right) \cdot \frac{e_2}{10} = 9.045 \text{ m}^2 \quad J_0 := b_2 \cdot \left(\frac{e_2}{10}\right) = 18.09 \text{ m}^2$$

$$H_0 := b_2 \cdot \left(c - \frac{e_2}{10}\right) = 117.082 \text{ m}^2$$

I. A széltámadta oldalon szélszívás alakul ki

$$C_{peF0_4.52} := -2.187 \quad w_{F0} := C_{peF0_4.52} \cdot q_{pze} = -1.233 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peG0_9.04} := -1.285 \quad w_{G0} := C_{peG0_9.04} \cdot q_{pze} = -0.725 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peH0_117.08} := -0.6 \quad w_{H0} := C_{peH0_117.08} \cdot q_{pze} = -0.338 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peI0_117.08} := -0.6 \quad w_{I0} := C_{peI0_117.08} \cdot q_{pze} = -0.338 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peJ0_18.09} := 0.2 \quad w_{J0} := C_{peJ0_18.09} \cdot q_{pze} = 0.113 \frac{kN}{m^2}$$

II. A széltámadta oldalon szélnyomás alakul ki

$$C_{peI1_117.08} := -0.6 \qquad w_{I1} := C_{peI1_117.08} \cdot q_{pze} = -0.338 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peI1_18.09} := -0.6 \qquad w_{I1} := C_{peI1_18.09} \cdot q_{pze} = -0.338 \frac{kN}{m^2}$$

Az "F", "G" és "H" zóna értéke 0,0 szélnyomás esetén

Nyeregteretűre jutó szélteher meghatározása $\Theta := 90^\circ$ esetén:

Fejépület magasság: $h := 8.70 \text{ m}$ Szélre merőleges méret: $b_3 := 20 \text{ m}$

Tető hajlásszöge: $\alpha := 5^\circ$ Tető szélre merőleges élének hossza: $c := 10.05 \text{ m}$

Mivel $e=b$ vagy $2h$ közül a kisebb ezért e értéke:

$$e_3 := \min(2 \cdot h, b_3) = 17.4 \text{ m}$$

Zónák területeinek meghatározása:

$$F_1 := \frac{e_3}{4} \cdot \frac{e_3}{10} = 7.569 \text{ m}^2 \qquad I_1 := \left(b_2 - \frac{e_3}{2}\right) \cdot c = 47.738 \text{ m}^2$$

$$G_1 := \left(c - \frac{e_3}{4}\right) \cdot \frac{e_3}{10} = 9.918 \text{ m}^2$$

$$H_1 := \left(\frac{e_3}{2} - \frac{e_3}{10}\right) \cdot c = 69.948 \text{ m}^2$$

I. A széltámadta oldalon szélszívás alakul ki

$$C_{peF1_7.57} := -1.92 \qquad w_{F1} := C_{peF1_7.57} \cdot q_{pze} = -1.083 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peG1_9.918} := -1.207 \qquad w_{G1} := C_{peG1_9.918} \cdot q_{pze} = -0.681 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peH1_69.95} := -0.6 \qquad w_{H1} := C_{peH1_69.95} \cdot q_{pze} = -0.338 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peI1_47.74} := -0.6 \qquad w_{I1} := C_{peI1_47.74} \cdot q_{pze} = -0.338 \frac{kN}{m^2}$$

Nyeregteretűn $\Theta := 90^\circ$ esetén "J" zóna nem alakul ki.

II. A széltámadta oldalon szélnyomás alakul ki

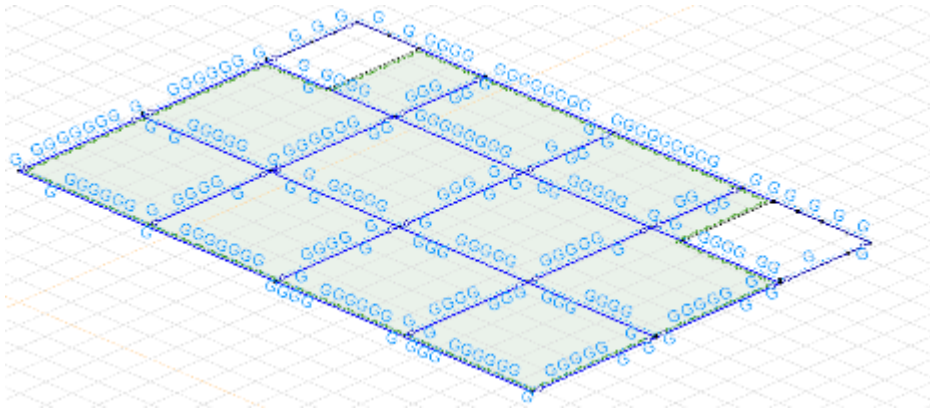
$$C_{peI1_47.74} := -0.6 \quad w_{I1} := C_{peI1_47.74} \cdot q_{pze} = -0.338 \frac{kN}{m^2}$$

Az "F", "G" és "H" zóna értéke 0,0 szélnyomás esetén "J" zóna pedig nem alakul ki.

3.3 Fejépület teherelemzése – közbenső födém

3.3.1 Állandó jellegű terhek

Födémre jutó önsúlyterhek



9.Sz. ábra: Önsúly terhek Axis VM szoftverben

Rétegtrendi terhek melegburkolatok esetén

Parciális tényező értéke: $\gamma_G := 1.35$

Vastagság	Anyag	Tömeg	Terhek alapértéke
$v_{1f} := 2 \text{ cm}$	-vinyl burkolat ragasztóval	$m_{1f} := 16 \frac{kg}{m^2}$	$g_1 := G \cdot m_{1f} = 0.16 \frac{kN}{m^2}$
$v_{2f} := 1 \text{ cm}$	-aljzatkiegyenlítés	$m_{2f} := 18 \frac{kg}{m^2}$	$g_2 := G \cdot m_{2f} = 0.18 \frac{kN}{m^2}$
$v_{3f} := 6 \text{ cm}$	-esztrich	$m_{3f} := 108 \frac{kg}{m^2}$	$g_3 := G \cdot m_{3f} = 1.08 \frac{kN}{m^2}$
$v_{4f} := 5 \text{ cm}$	-EPS lépésálló padlószigetelés	$m_{4f} := 0.5 \frac{kg}{m^2}$	$g_4 := G \cdot m_{4f} = 0.005 \frac{kN}{m^2}$
$v_{5f} := 18 \text{ cm}$	-vasbeton födém	$m_{5f} := 432 \frac{kg}{m^2}$	$g_5 := G \cdot m_{5f} = 4.32 \frac{kN}{m^2}$
Válaszfal teher:			$g_6 := 1.5 \frac{kN}{m^2}$

-terhek alapértéke:

$$g_{1fmsls} := g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6 = 7.245 \frac{kN}{m^2}$$

-terhek tervezési értéke:

$$g_{1fmsls} := (g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6) \cdot \gamma_G = 9.781 \frac{kN}{m^2}$$

Rétegtrendi terhek hidegburkolatok esetén

Vastagság	Anyag	Tömeg	Terhek alapértéke
$v_1 := 2 \text{ cm}$	-lapburkolat ragasztóval	$m_{11} := 32 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	$g_{11} := G \cdot m_{11} = 0.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$v_2 := 1 \text{ cm}$	-aljzatkiegyenlítés	$m_2 := 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	$g_2 := G \cdot m_2 = 0.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$v_3 := 6 \text{ cm}$	-esztrich	$m_3 := 108 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	$g_3 := G \cdot m_3 = 1.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$v_4 := 5 \text{ cm}$	-EPS lépésálló padlószigetelés	$m_4 := 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	$g_4 := G \cdot m_4 = 0.005 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$v_5 := 18 \text{ cm}$	-vasbeton födém	$m_5 := 432 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	$g_5 := G \cdot m_5 = 4.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Válaszfal teher:			$g_6 := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

-terhek alapértéke:

$$g_{1fhsls} := g_{11} + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6 = 7.405 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

-födém önsúly nélkül Axis modellhez:

$$g_{1fhsls} := g_{11} + g_2 + g_3 + g_4 = 1.585 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

-terhek tervezési értéke:

$$g_{1fhuls} := (g_{11} + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6) \cdot \gamma_G = 9.997 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{1fhuls} := (g_{11} + g_2 + g_3 + g_4) \cdot \gamma_G = 2.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

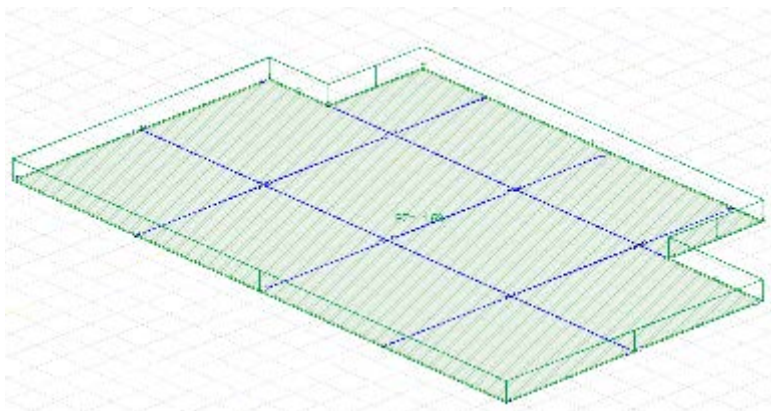
Mivel a hideg és melegburkolatok közötti eltérés minimális a számítás során a nagyobb, tehát a hidegburkolatok rétegtrendi terhét fogom alkalmazni a teljes közbenső födém a méretezése során. A rétegtrendi terhek tehát a következők:

Terhek alapértéke:

$$g_{1fsls} := \max(g_{1fhsls}, g_{1fmsls}) = 7.245 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Terhek tervezési értéke:

$$g_{1fuls} := \max(g_{1fhuls}, g_{1fmuls}) = 9.781 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



10.Sz. ábra: Rétegtrendi terhek Axis VM szoftverben

3.3.2 Esetleges terhek

Hasznos terhek

A fejépület funkciója szempontjából két részre osztható, irodaterületek és raktár. A korábbi az Eurocode szerint a "B" osztályba tartozik míg az utóbbi az "E" osztályba. Az ipari használatból következik, hogy technológiai tervező által meghatározott hasznos terhek alkalmazása szükséges. A hasznos terhek meghatározása tehát a technológiai tervező és a megrendelő együttes bevonásával történt.

Ipari használatból adódó hasznos terhek technológiai tervező által meghatározott maximális értéke:

$$p_{hipari} := 5 \frac{kN}{m^2} \quad \gamma_h := 1.50$$

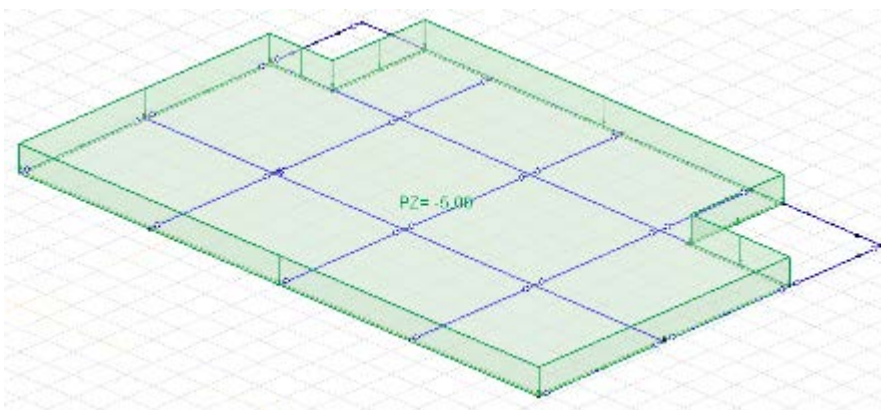
Irodaterületek terhének alapértéke:

$$p_{hiroda} := 3 \frac{kN}{m^2} \quad \gamma_h := 1.50$$

A későbbi esetleges helyiségfunkciók felcserélődése miatt a funkcionális terheket a födém teljes területén a technológiai tervező által meghatározott értékkel veszem fel.

Funkcionális teher egyidejűségi csökkentő tényezői:

$$\psi_{0t} := 1.0 \quad \psi_{1t} := 0.9 \quad \psi_{2t} := 0.8$$



11.Sz. ábra: Funkcionális teher Axis VM szoftverben

A funkcionális terhek az ábrán szereplő értékekkel további terhelési esetekben parciálisan is terheli a födém egyes mezőit a maximális támasz és mezőnyomatékok elérése érdekében.

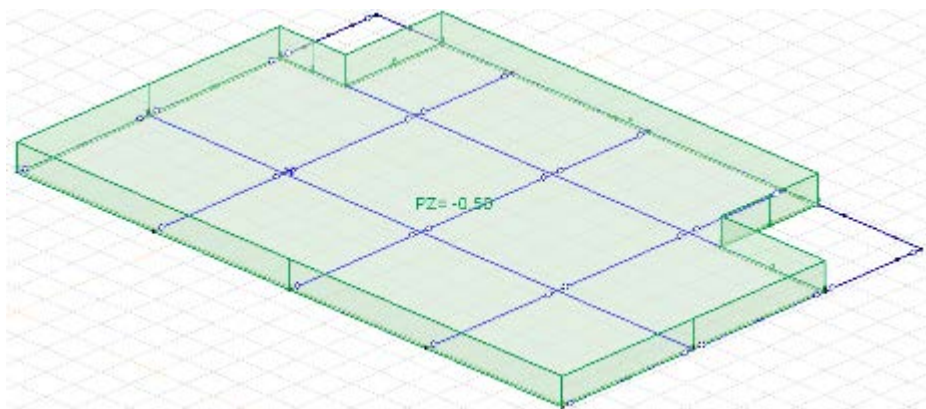
Mivel a gépészeti berendezések az emeleten és a földszinten is megtalálhatóak nem csak a tető, hanem a közbső födém is megkapja a gépészeti terheket a funkcionális terheken felül.

$$p_{hg\acute{e}p\acute{e}szet} := 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \gamma_h := 1.50$$

Parciális tényező: $\gamma_h := 1.50$

Gépészet egyidejűségi csökkentő tényezői:

$$\psi_{0t} := 1.0 \quad \psi_{1t} := 0.7 \quad \psi_{2t} := 0.3$$

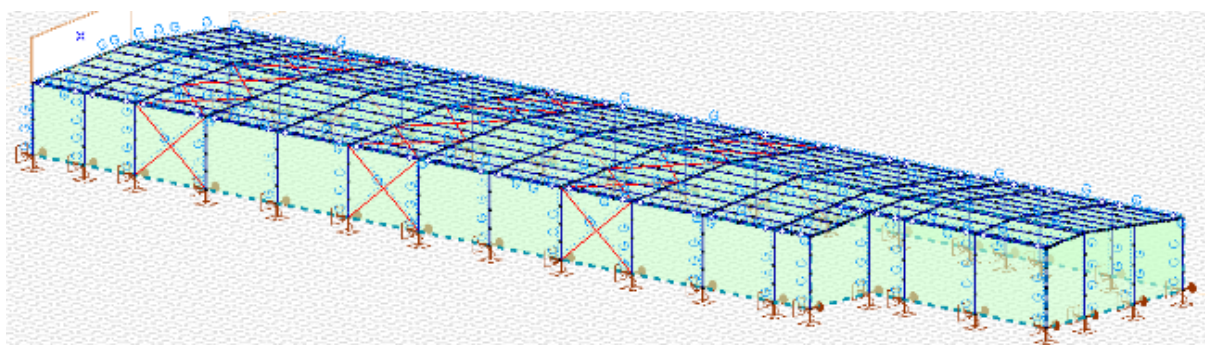


12.Sz. ábra: Gépészeti teher Axis VM szoftverben

3.4 Raktárépület teherelemzése

3.4.1 Állandó jellegű terhek

Önsúly terhek



13.Sz. ábra: Önsúly terhek Axis VM szoftverben

Rétegrendi terhek

Vastagság	Anyag	Tömeg	Terhek alapértéke
$v_{1r} := 10 \text{ cm}$	-PIR töltetű szendvicspanel	$m_{1r} := 20 \frac{kg}{m^2}$	$g_{1r} := G \cdot m_{1r} = 0.2 \frac{kN}{m^2}$
$v_{2r} := 22 \text{ cm}$	-Z szelemen Lindab Z300.3 szelemen	$m_{2r} := 12.39 \frac{kg}{m^2}$	$g_{2r} := G \cdot m_{2r} = 0.124 \frac{kN}{m^2}$

Terhek alapértéke:

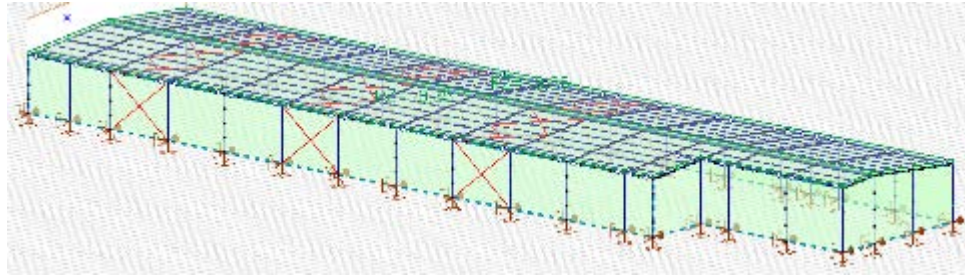
$$g_{krsls} := g_{1r} + g_{2r} = 0.324 \frac{kN}{m^2}$$

Terhek alapértéke Axis modellhez:

$$g_{krs1} := g_{1r} = 0.2 \frac{kN}{m^2}$$

Terhek tervezési értéke:

$$g_{ktuls} := (g_{1r} + g_{2r}) \cdot \gamma_G = 0.437 \frac{kN}{m^2}$$



14.Sz. ábra: Rétrendi terhek Axis VM szoftverben

3.4.2 Esetleges terhek

Hasznos terhek

A fejpülethez hasonlóan a raktár épület tetőszerkezetének funkcióját tekintve szintén nem járható tető. A tető hajlásszöge azonos a fejpület tetőszerkezetének hajlásszögével.

Nem járható tető hasznos terhének alapértéke:

$$p_{hrtet} := 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

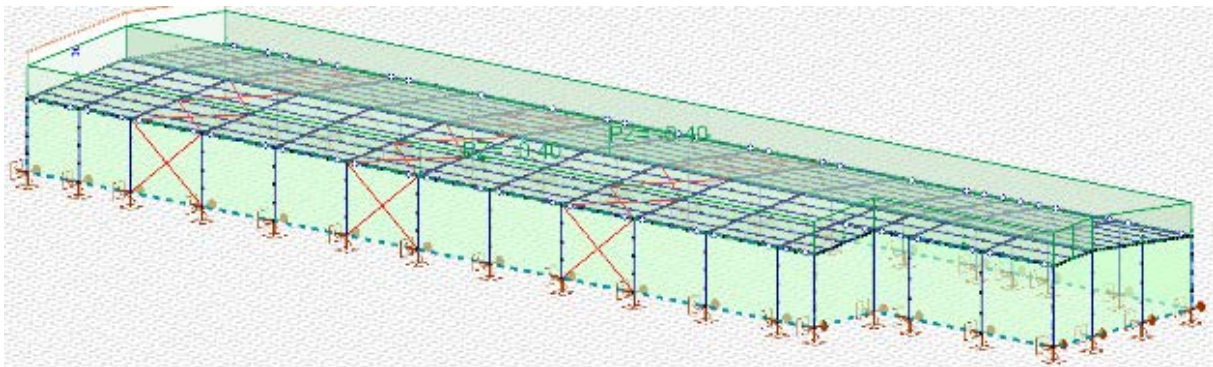
Parciális tényező: $\gamma_h := 1.50$

Nem járható tető egyidejűségi csökkentő tényezői:

$$\psi_{0rt} := 0.0$$

$$\psi_{1rt} := 0.0$$

$$\psi_{2rt} := 0.0$$



15.Sz. ábra: Funkcionális teher Axis VM szoftverben

Mivel a raktárépületben nem készül gépészeti berendezés az álmennyezet állandó, valamint a gépészeti hasznos terhet a tetőszerkezet nem kapja meg.

Meteorológiai terhek – Hóteher

A fejpülettel ellentétben a raktár rész tetősíkja hátrányosabb hóteher szempontjából, ugyanis a fejpület és a raktár rész csatlakozásánál a magasságkülönbségből adódóan hózug alakul ki. Az ilyen geometriai kialakítású tetők esetében a hó és szél együttes hatása kedvezőtlen eredményhez vezethet, mivel a hó egy része a szél hatására nem sodródik le a tető felületéről, hanem felgyülemlik a fal és tető csatlakozás élében. A számítás során ezért az említett csatlakozás környezetére hózugterhet határozzunk meg. A hózugteher értékének meghatározásához az alaki tényezőt kell módosítanunk. Az alaki tényező ebben az esetben a tető hajlásszögétől függ és az alábbiakban látható képlettel határozható meg.

Hóteher karakterisztikus értéke:

$$s_{k1} := 0.25 \cdot \left(1 + \frac{A}{100 \text{ m}} \right) = 0.55$$

Szél miatti csökkentő tényező:

$$C_e := 1.0$$

Alaki tényező (akadályozott hólecsúszás):

$$\alpha \leq 30^\circ \quad \mu_1 := 0.8$$

Fellépő hóteher értéke:

$$s_{tr1} := s_k \cdot C_e \cdot C_t \cdot \mu_1 = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Parciális tényező: $\gamma_h := 1.50$

Hóteher egyidejűségi csökkentő tényezői: $(A \leq 500 \text{ m})$

$$\psi_{0t} := 0.5 \quad \psi_{1t} := 0.2 \quad \psi_{2t} := 0.0$$

$$A := 120 \text{ m} \quad \alpha := 5^\circ$$

$$s_k := \max(1.25, s_{k1}) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hőmérséklet miatti csökkentő tényező:

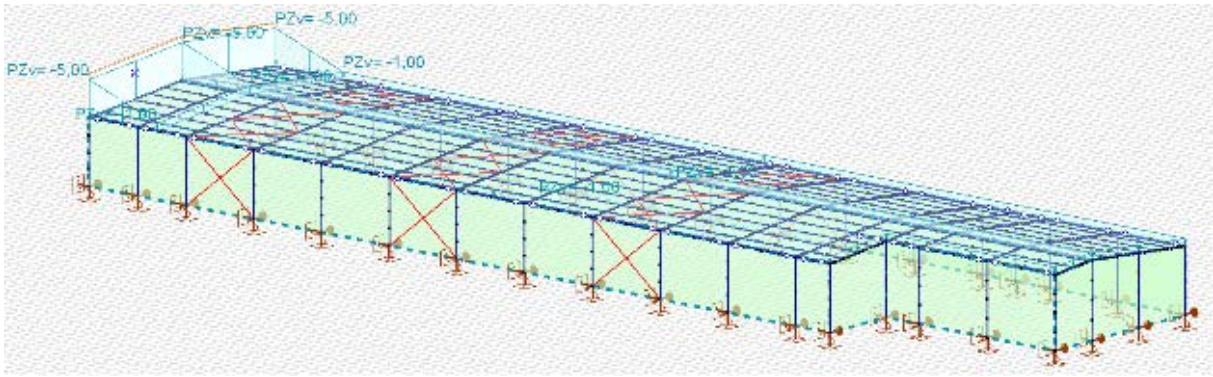
$$C_t := 1.0$$

Alaki tényező (hózugteher):

$$\alpha \leq 30^\circ \quad \mu_2 := 0.8 \cdot \left(1 + \frac{\alpha}{30^\circ} \right) = 0.933$$

Fellépő hózugteher alapértéke:

$$s_{tr2} := s_k \cdot C_e \cdot C_t \cdot \mu_2 = 1.167 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



16.Sz. ábra: Hóteher Axis VM szoftverben

Meteorológiai terhek – Szélteher

Szélteher biztonsági tényezője: $\gamma_w := 1.50$

Szélteher csökkentő tényezői: $\psi_{0w} := 0.6$ $\psi_{1w} := 0.2$ $\psi_{2w} := 0.0$

Szélsébség: $v_{b0} := 23.6 \frac{m}{s}$

Íránytényező: $c_{dir} := 0.85$

Szezonális tényező: $c_{season} := 1.0$

Levegő sűrűsége: $\rho_{levegő} := 1.25 \frac{kg}{m^3}$

Szélsébség alapértéke: $v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b0} = 20.06 \frac{m}{s}$

Torlónyomás alapértéke: $q_{b'} := v_b^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{levegő} = 251.502 \frac{N}{m^2}$ $q_{b'} = 0.252 \frac{kN}{m^2}$

Torlónyomás átlagos iránytényező nélküli értéke: $q_b := \left(\frac{v_b}{c_{dir}} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{levegő} = 348.1 \frac{N}{m^2}$ $q_b = 0.348 \frac{kN}{m^2}$

Raktárépület magasság: $h_r := 6.05 m$ Helyszíntényező értéke: $C_e := 1.41$

Nyomásérték: $q_{pzer} := C_e \cdot q_b = 0.491 \frac{kN}{m^2}$

Falakra jutó szélteher meghatározása $\Theta := 0^\circ$ esetén:

Raktárépület magasság: $h_r := 6.05 m$ Raktárépület hossza: $b_4 := 80.90 m$

Raktárépület szélessége: $d_4 := 20 m$

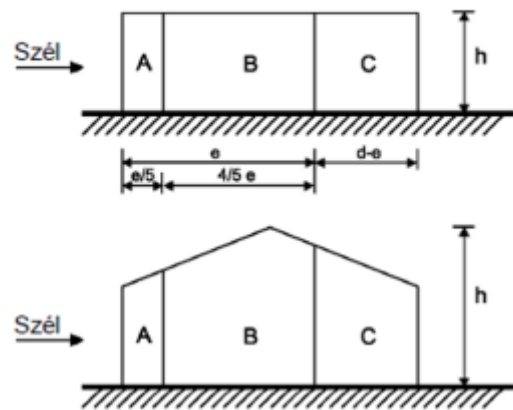
Mivel $e=b$ vagy $2h$ közül a kisebb ezért e értéke: Oldalnézet $e < d$ esetén

$$e_4 := \min(2 \cdot h_r, b_4) = 12.1 \text{ m}$$

$e_4 < d_4$ tehát a homlokzati felület zónákra való felosztása a következőképp alakul:

$$A_2 := 12.42 \text{ m}^2 \quad D_2 := b_4 \cdot h_r = 489.445 \text{ m}^2$$

$$B_2 := 55.36 \text{ m}^2 \quad C_2 := 42.95 \text{ m}^2 \quad E_2 := D_2$$



Falakra ható szélnyomás értéke:

$$\begin{aligned} \frac{h_r}{d_4} &= 0.303 & C_{peA2_12.42} &:= -1.2 & w_{A1} &:= C_{peA2_12.42} \cdot q_{pzer} = -0.589 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ & & C_{peB2_55.36} &:= -0.8 & w_{B1} &:= C_{peB2_55.36} \cdot q_{pzer} = -0.393 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ & & C_{peC2_42.95} &:= -0.5 & w_{C1} &:= C_{peC2_42.95} \cdot q_{pzer} = -0.245 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ & & C_{peD2_489.445} &:= 0.707 & w_{D1} &:= C_{peD2_489.445} \cdot q_{pzer} = 0.347 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ & & C_{peE2_489.445} &:= -0.314 & w_{E1} &:= C_{peE2_489.445} \cdot q_{pzer} = -0.154 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Falakra jutó szélteher meghatározása $\Theta := 90^\circ$ esetén:

Raktárpület magasság: $h_r := 6.05 \text{ m}$ Raktárpület szélessége: $b_5 := 20 \text{ m}$

Fejépület hossza: $d_5 := 80.90 \text{ m}$

Mivel $e=b$ vagy $2h$ közül a kisebb ezért e értéke:

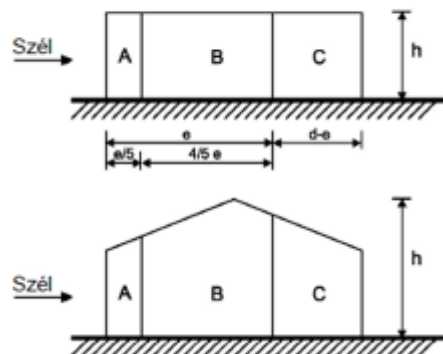
$$e_5 := \min(2 \cdot h_r, b_5) = 12.1 \text{ m}$$

$e_5 < d_5$ tehát a homlokzati felület zónákra való felosztása a következőképp alakul:

$$A_3 := \frac{e_5}{5} \cdot h_r = 14.641 \text{ m}^2 \quad B_3 := \frac{4}{5} \cdot e_5 \cdot h_r = 58.564 \text{ m}^2$$

$$C_3 := (d_5 - e_5) \cdot h_r = 416.24 \text{ m}^2 \quad D_3 := 110.73 \text{ m}^2 \quad E_3 := D_3$$

Oldalnézet $e < d$ esetén



Falakra ható szélnyomás értéke:

$$\begin{aligned} \frac{h_r}{d_g} &= 0.075 & C_{peA3_14.64} &:= -1.2 & w_{A1} &:= C_{peA3_14.64} \cdot q_{pzer} = -0.589 \frac{kN}{m^2} \\ & & C_{peB3_58.56} &:= -0.8 & w_{B1} &:= C_{peB3_58.56} \cdot q_{pzer} = -0.393 \frac{kN}{m^2} \\ & & C_{peC3_416.24} &:= -0.5 & w_{C1} &:= C_{peC3_416.24} \cdot q_{pzer} = -0.245 \frac{kN}{m^2} \\ & & C_{peD3_110.73} &:= 0.7 & w_{D1} &:= C_{peD3_110.73} \cdot q_{pzer} = 0.344 \frac{kN}{m^2} \\ & & C_{peE3_110.73} &:= -0.3 & w_{E1} &:= C_{peE3_110.73} \cdot q_{pzer} = -0.147 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Nyeregtetőre jutó szélteher meghatározása $\Theta := 0^\circ$ esetén:

Raktárépület magasság: $h_r = 6.05 \text{ m}$ Tetőgerinc hossza: $b_4 = 80.9 \text{ m}$

Tető hajlásszöge: $\alpha := 5^\circ$ Tető széllel párhuzamos élének $c := 10.05 \text{ m}$

Mivel $e=b$ vagy $2h$ közül a kisebb ezért e értéke:

$$e_6 := \min(2 \cdot h_r, b_4) = 12.1 \text{ m}$$

Zónák területeinek meghatározása:

$$F_2 := \frac{e_6}{4} \cdot \frac{e_6}{10} = 3.66 \text{ m}^2 \quad I_2 := b_4 \cdot \left(c - \frac{e_6}{10} \right) = 715.156 \text{ m}^2$$

$$G_2 := \left(b_4 - \frac{e_6}{2} \right) \cdot \frac{e_6}{10} = 90.569 \text{ m}^2 \quad J_2 := b_4 \cdot \left(\frac{e_6}{10} \right) = 97.889 \text{ m}^2$$

$$H_2 := b_4 \cdot \left(c - \frac{e_6}{10} \right) = 715.156 \text{ m}^2$$

I. A széltámadta oldalon szélszívás alakul ki

$$C_{peF2_3.66} := -2.264 \quad w_{F0} := C_{peF2_3.66} \cdot q_{pzer} = -1.111 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{peG2_90.57} := -1.2 \quad w_{G0} := C_{peG2_90.57} \cdot q_{pzer} = -0.589 \frac{kN}{m^2}$$

$$\begin{aligned}
 C_{peH2_715.16} &:= -0.6 & w_{H0} &:= C_{peH2_715.16} \cdot q_{pzer} = -0.294 \frac{kN}{m^2} \\
 C_{peI2_715.16} &:= -0.6 & w_{I0} &:= C_{peI2_715.16} \cdot q_{pzer} = -0.294 \frac{kN}{m^2} \\
 C_{peJ2_97.89} &:= 0.2 & w_{J0} &:= C_{peJ2_97.89} \cdot q_{pzer} = 0.098 \frac{kN}{m^2}
 \end{aligned}$$

II. A széltámadta oldalon szélnyomás alakul ki

$$\begin{aligned}
 C_{peI2_715.16} &:= -0.6 & w_{I1} &:= C_{peI2_715.16} \cdot q_{pzer} = -0.294 \frac{kN}{m^2} \\
 C_{peJ2_97.89} &:= -0.6 & w_{J1} &:= C_{peJ2_97.89} \cdot q_{pzer} = -0.294 \frac{kN}{m^2}
 \end{aligned}$$

Az "F", "G" és "H" zóna értéke 0,0 szélnyomás esetén

Nyeregterőre jutó szélteher meghatározása $\Theta := 90^\circ$ esetén:

Fejépület magasság: $h_r = 6.05 \text{ m}$ Szélre merőleges méret: $b_5 = 20 \text{ m}$

Tető hajlásszöge: $\alpha := 5^\circ$ Tető szélre merőleges élének hossza: $c := 10.05 \text{ m}$

Mivel $e=b$ vagy $2h$ közül a kisebb ezért e értéke:

$$e_7 := \min(2 \cdot h_r, b_5) = 12.1 \text{ m}$$

Zónák területeinek meghatározása:

$$\begin{aligned}
 F_3 &:= \frac{e_7}{4} \cdot \frac{e_7}{10} = 3.66 \text{ m}^2 & I_3 &:= \left(b_4 - \frac{e_7}{2}\right) \cdot c = 752.243 \text{ m}^2 \\
 G_3 &:= \left(c - \frac{e_7}{4}\right) \cdot \frac{e_7}{10} = 8.5 \text{ m}^2 & H_3 &:= \left(\frac{e_7}{2} - \frac{e_7}{10}\right) \cdot c = 48.642 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

I. A széltámadta oldalon szélszívás alakul ki

$$\begin{aligned}
 C_{peI3_3.66} &:= -2.264 & w_{F3} &:= C_{peI3_3.66} \cdot q_{pzer} = -1.111 \frac{kN}{m^2} \\
 C_{peG3_8.5} &:= -1.333 & w_{G3} &:= C_{peG3_8.5} \cdot q_{pzer} = -0.654 \frac{kN}{m^2} \\
 C_{peH3_48.64} &:= -0.6 & w_{H3} &:= C_{peH3_48.64} \cdot q_{pzer} = -0.294 \frac{kN}{m^2} \\
 C_{peI3_752.24} &:= -0.6 & w_{I3} &:= C_{peI3_752.24} \cdot q_{pzer} = -0.294 \frac{kN}{m^2}
 \end{aligned}$$

Nyereg tetőn $\theta := 90^\circ$ esetén "J" zóna nem alakul ki.

II. A széltámadta oldalon szélnyomás alakul ki

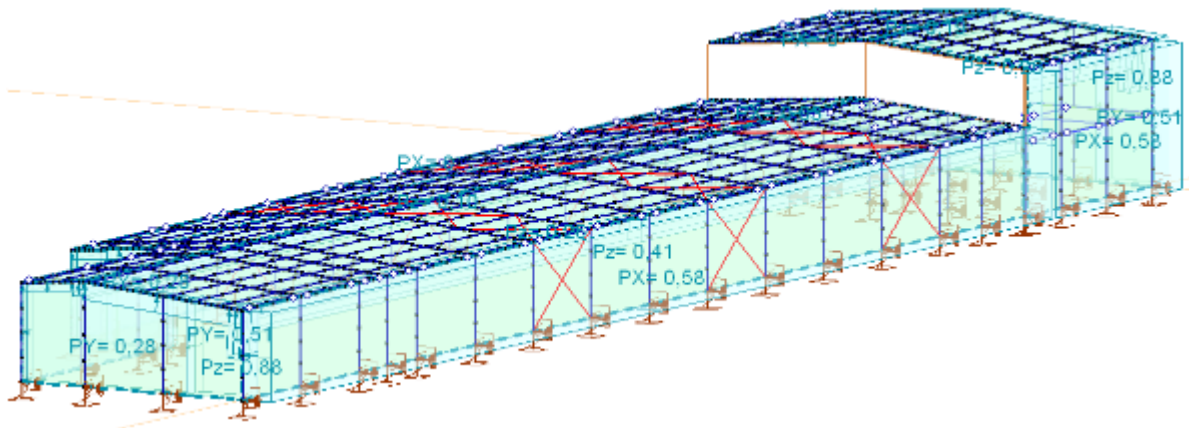
$$C_{peI3_752.24} := -0.6 \qquad w_{I1} := C_{peI3_752.24} \cdot q_{pzet} = -0.294 \frac{kN}{m^2}$$

Az "F", "G" és "H" zóna értéke 0,0 szélnyomás esetén "J" zóna pedig nem alakul ki.

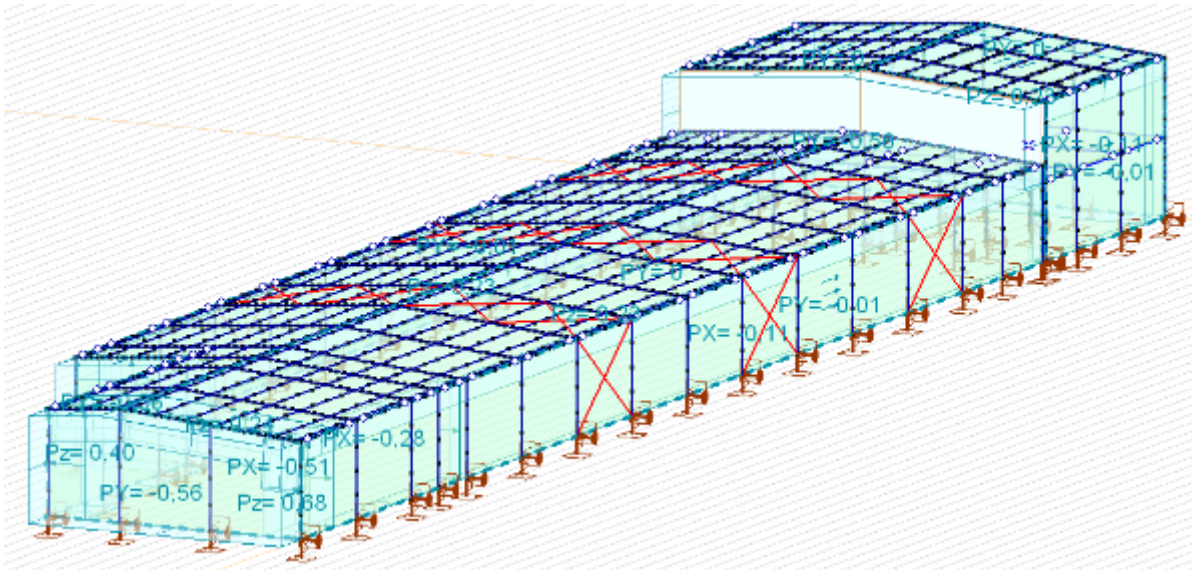
A raktár épület esetében a geometriát a szélteher számítása során egyszerűsítve vettem fel. A valóságban a raktárépület végén egy a teherautók áruval való feltöltését könnyítő terepszint alá süllyesztett rész található. A homlokzat ezen a részen egy keretállásokra merőlegesen 15,00 méterrel keretállásokkal párhuzamosan 6,00 méterrel beljebb ugrik, ezzel tovább tagolva a homlokzatot. Ebből kifolyólag a számításom során alkalmazott egyszerűsítés további pontatlanságokat eredményezhet az igénybevételek meghatározása során. A valóságtól való eltérés kiküszöbölése érdekében a szélteher értékét a teljes épületre az Axis VM szoftverbe épített automata szélteher modullal határozom meg.

3.5 Szélteher meghatározása Axis VM szoftverrel

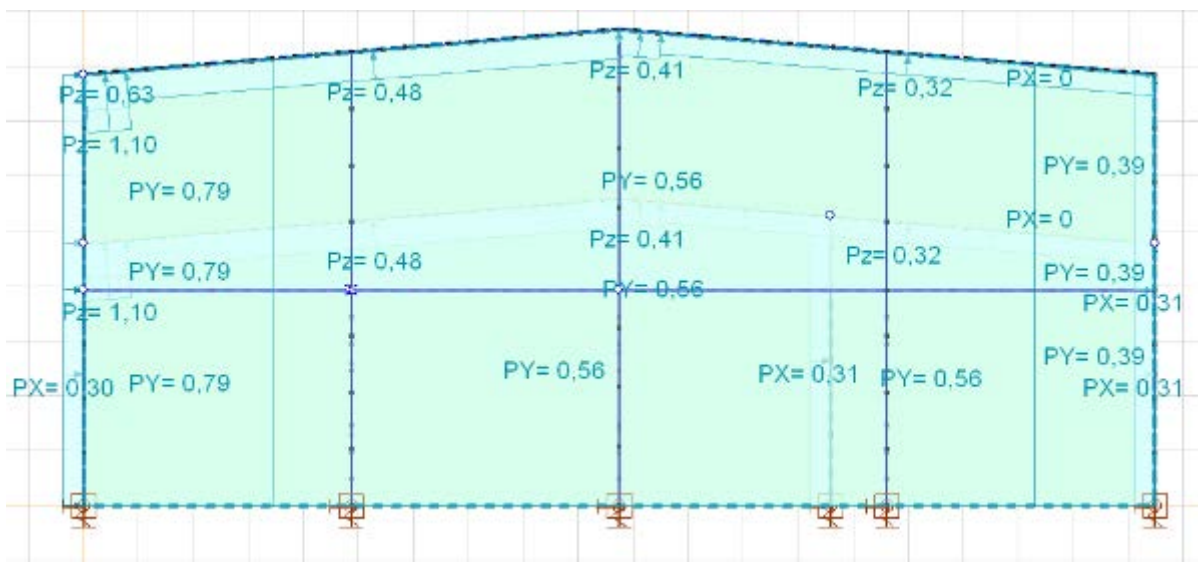
A szélteher modul bemenő paramétereit a korábban felvett kézi számítás során is alkalmazott paraméterekkel töltöttem ki, azonban a kézi számítás során alkalmazott egyszerűsítések miatt a szoftver által számított szélteher értékek eltérhetnek egymástól. A továbbiakban ezen eltérések mértékét fogom vizsgálni.



17.Sz. ábra: Szoftver által generált keretekkel párhuzamos irányú legnagyobb szélteher



18.Sz. ábra: Szoftver által generált keretekre merőleges irányú legnagyobb szélteher



19.Sz. ábra: Szoftver által generált legnagyobb tetőre jutó szélteher

A tető tekintetében a szoftver által generált legnagyobb szélteher $1,10 \text{ kN/m}^2$ a kézi számítás során meghatározott legnagyobb tetőre jutó szélteher $1,23 \text{ kN/m}^2$. A kézi és a generált szélteher közti különbség tehát $11,2\%$. A Falak esetében a szoftver által meghatározott legnagyobb szélteher $0,58 \text{ kN/m}^2$, mely a kézi számításban legfeljebb $0,68 \text{ kN/m}^2$ volt. A két érték közti különbség tehát $11,7\%$. A generált és a kézi számítással meghatározott szélterhek közötti eltérés tehát 12% -on belül marad, amely a kézi számítás során alkalmazott egyszerűsítéseknek tudható be. A minimális eltérés miatt a szoftver által számított terhek reálisnak tekinthetők, így a továbbiakban ezen terhek alkalmazásával számított igénybevételekre méretezem a szerkezeteket.

3.6 Mértékadó teherkombinációk

A szerkezetekre ható rendkívüli terhek egy részét, mint például a tűz és földrengés teher a későbbi fejezetekben kerül meghatározásra. A szerkezetek méretezését a korábbi fejezetben meghatározott terhekre és azok bizonyos kombinációjára fogom elvégezni. A szerkezetek méretezése során fontos előállítani minden olyan terhelési esetet, melyek a szerkezet élettartama során létrejöhetnek. A kombinációkat úgy kell előállítani, hogy minden szerkezeti elem esetében kialakuljon a legkedvezőtlenebb hatás. Az így kapott teherkombinációkból létrejött igénybevételekre kell méretezni az adott szerkezeti elemeket. A szerkezetek teherbírasi határállapotban történt méretezését követően a szerkezeteket használhatósági szempontból is meg kell vizsgálni. A használhatóság vizsgálatot a szerkezetek túlzott alakváltozásának elkerülése érdekében kell elvégezni, ugyanis egyes szerkezetek teherbírasi szempontjából megfelelőnek bizonyulhatnak amellet, hogy alakváltozásuk meghaladja a megengedett értéket. A használhatósági vizsgálatok elvégzéséhez egy, a teherbírasi vizsgálatoktól nagymértékben eltérő teherkombináció kialakítása szükséges. Ebben a teherkombinációban az állandó terhek alapértékükkel szerepelnek az esetleges terhek pedig reprezentatív értékszorzóikkal szerepelnek.

	Csoport	Típus	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additív
1	Állandó terhek	állandó	1,350	1,000	0,850					✓
2	Tető hasznos terhek	esetleges				1,500	0	0	0	
3	Raktár hasznos terhe	esetleges				1,500	1,000	0,900	0,800	
4	Gépészet hasznos terhek	esetleges				1,500	1,000	0,700	0,300	
5	Hó	Hó				1,500	0,500	0,200	0	
6	Rendkívüli hó	Rendkívüli hó								
7	Szél	Szél				1,500	0,600	0,200	0	

20.Sz. ábra: Axis VM szftverben felvett csökkentő tényezők

Elsősorban a teherbírasi határállapot teherkombinációinak kialakítását végzem el. A teherbírasi határállapot kombinációiba a terheket biztonsági tényezőket is tartalmazó értékükkel kell számításba venni. Az állandó terhek biztonsági tényező értékükkel, míg az esetleges terhek közül egy az adott szerkezeti elem esetében választott úgynevezett domináns teher biztonsági tényező értékével kell figyelembe venni. A többi esetleges teher ebben az esetben csökkentő és biztonsági tényező értékkel kerül a kombinációba.

$$ULS_{1Hasznos} := G_{\text{önsúly}} \cdot \gamma_G + G_{\text{rétegrend}} \cdot \gamma_G + Q_{\text{hasznos}} \cdot \gamma_Q + Q_{\text{hó}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 + Q_{\text{szél}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0$$

- Az első kombinációban a hasznos teher a kiemelt, így ez a kombináció főként a raktárként használt födém esetében lesz mértékadó, mivel az összes hasznos teher közül a födém funkcionális terhe a legnagyobb.

$$ULS_{2Hó} := G_{\text{önsúly}} \cdot \gamma_G + G_{\text{rétegrend}} \cdot \gamma_G + Q_{\text{hó}} \cdot \gamma_Q + Q_{\text{hasznos}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 + Q_{\text{szél}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0$$

- A második kombináció első sorban a keretgerendák méretezése során lehet mértékadó, mivel a tetőszerkezet esetében a hőteher a legnagyobb függőleges teher az önsúlyt követően

$$ULS_{3Szél} := G_{\text{önsúly}} \cdot \gamma_G + G_{\text{rétegrend}} \cdot \gamma_G + Q_{\text{szél}} \cdot \gamma_Q + Q_{\text{hasznos}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 + Q_{\text{hó}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0$$

- A harmadik kombinációban a keretekkel párhuzamos irányú szél a kiemelt esetleges teher, így ez a kombináció a keretszlopok méretezése során lehet mértékadó, mivel ebben az esetben a keret oszlopai az állandó függőleges terhekkal egyidejű legnagyobb vízszintes terhet kapják.

$$ULS_{4Szél} := G_{\text{önsúly}} \cdot \gamma_G + G_{\text{rétegrend}} \cdot \gamma_G + Q_{\text{szél}} \cdot \gamma_Q + Q_{\text{hasznos}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 + Q_{\text{hó}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0$$

$$ULS_{5Szél} := G_{\text{önsúly}} \cdot \gamma_G + G_{\text{rétegrend}} \cdot \gamma_G + Q_{\text{szél}} \cdot \gamma_Q + Q_{\text{hasznos}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 + Q_{\text{hó}} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0$$

- Az előző két kombinációban a harmadikkal ellentétben a keretekre merőleges irányú szél a kiemelt teher. A csarnok geometriai kialakításából kifolyólag a keretekre merőleges szél két egymástól jelentősen eltérő felületet támad. Míg a keretekkel párhuzamos szél esetében elegendő egy irány vizsgálata mivel a csarnok keretirányban szimmetrikus, a hosszirányú aszimmetria miatt ebben az esetben mindkét irány vizsgálatát el kell végezni, mivel ezek eltérő hatásokat válthatnak ki a szerkezetben. Ez a teherkombináció főként a merevítőrendszer méretezése során lehet mértékadó.

$$ULS_{6RendkívüliHó} := G_{\text{önsúly}} + G_{\text{rétegrend}} + Q_{\text{hóRendk}} + Q_{\text{hasznos}} \cdot \psi_1 + Q_{\text{szél}} \cdot \psi_2$$

- A korábbiaktól eltérően ez a teherkombináció rendkívüli tervezési helyzethez tartozó. Ebben a kombinációban az állandó terhek biztonsági tényező nélküli értékkel szerepelnek, a hőteher pedig megnövelt biztonsági és csökkentő tényezők nélküli értékkel. A fennmaradó esetleges terhek közül egy választott, a kombináció hatásait erősítő teher a többi pedig csökkentő tényezővel szerepel. Ezen kombináció azon rendkívüli eset vizsgálására szolgál, ahol a térségre jellemző korábbiakban meghatározott hó kétszerese terheli az épületet. Ennek előfordulási esélye az épület élettartama alatt ugyan csekély, de nem nulla, ezért ezt az esetet is meg kell vizsgálni.

A továbbiakban a használhatósági határállapotban történő vizsgálathoz szükséges SLS teherkombinációk előállítását fogom elvégezni. Ezen teherkombinációk kialakítása az acélszerkezetek használhatósági vizsgálatához a gyakori kombinációval történik, melyben az állandó terhek karakterisztikus, az esetleges terhek közül egy domináns hatás a gyakori, a többi

esetleges hatás pedig kvázi-állandó értékével szerepel. A födém használhatósági vizsgálatához egy kvázi-állandó kombináció kialakítása szükséges, melyben az állandó terhek karakterisztikus, az összes esetleges hatás pedig kvázi-állandó értékével szerepel.

$$SLS_{1Hasznos} := G_{\text{önsúly}} + G_{\text{rétegrend}} + Q_{\text{hasznos}} \cdot \psi_1 + Q_{\text{szél}} \cdot \psi_2 + Q_{\text{hó}} \cdot \psi_2$$

- Első kombinációban a domináns teher a hasznos, így nagyon hasonló az első ULS kombinációhoz azzal a különbséggel, hogy ebben az esetben a csökkentő tényezők gyakori és kvázi-állandó értékkel szerepelnek, valamint ULS-el ellentétben nincs biztonsági tényező. Tehát ez a teherkombináció a keretgerendák alakváltozási vizsgálatainál használható.

$$SLS_{2Hó} := G_{\text{önsúly}} + G_{\text{rétegrend}} + Q_{\text{hó}} \cdot \psi_1 + Q_{\text{szél}} \cdot \psi_2 + Q_{\text{hasznos}} \cdot \psi_2$$

- Második kombinációban a hőteher a domináns esetleges hatás, így szintén a keretgerendák használhatóságának ellenőrzésére lehet alkalmas.

$$SLS_{3Szél} := G_{\text{önsúly}} + G_{\text{rétegrend}} + Q_{\text{szél}} \cdot \psi_1 + Q_{\text{hó}} \cdot \psi_2 + Q_{\text{hasznos}} \cdot \psi_2$$

- A harmadik teherkombinációban a domináns esetleges teher a szél, így ez a kombináció a csarnok keretirányú elmozdulásainak vizsgálatához lesz alkalmas.

$$SLS_{4Szél} := G_{\text{önsúly}} + G_{\text{rétegrend}} + Q_{\text{szél}} \cdot \psi_1 + Q_{\text{hó}} \cdot \psi_2 + Q_{\text{hasznos}} \cdot \psi_2$$

$$SLS_{5Szél} := G_{\text{önsúly}} + G_{\text{rétegrend}} + Q_{\text{szél}} \cdot \psi_1 + Q_{\text{hó}} \cdot \psi_2 + Q_{\text{hasznos}} \cdot \psi_2$$

- A következő két kombinációban a domináns hatás szintén a szél, ám ebben az esetben is, ahogy a teherbírási határállapotban is a keretekre merőleges irányú szél hatására vizsgáljuk a szerkezetet, viszont ebben az esetben nem a merevítőrendszer méretezéséhez, hanem azok teher hatására történő megnyúlását.

$$SLS_6 := G_{\text{önsúly}} + G_{\text{rétegrend}} + Q_{\text{szél}} \cdot \psi_2 + Q_{\text{hó}} \cdot \psi_2 + Q_{\text{hasznos}} \cdot \psi_2$$

- Utolsó használhatósági vizsgálatokhoz szükséges teherkombináció egy kvázi-állandó kombináció, mely kizárólag a födémszerkezet alakváltozásainak vizsgálatához használható.

	Név	Típus	Rétegredek Uladó terhel	Összítő Uladó terhel	Funkció Tető tő hasznos terhel	Funkció Fodém aktív hasznos terhel	Gépészeti Tető pénzeset hasznos terhel	Gépészeti Fodém (Gépészeti hasznos terhel)
1	ULS1 Keret Hasznos	ULS	1,35	1,35	1,50	1,50	1,50	1,50
2	ULS2 Keret Hó	ULS	1,35	1,35	0	1,20	1,00	1,00
3	ULS3 Keret Szél	ULS	1,35	1,35	0	1,20	1,00	1,00
4	ULS4 Merevítő rendszer	ULS	1,35	1,35	0	1,20	1,00	1,00
5	ULS5 Merevítő rendszer	ULS	1,35	1,35	0	1,20	1,00	1,00
6	ULS6 Rendkívüli Hó	ULS (Rendkívüli)	1,00	1,00	0	0,90	1,00	1,00
7	SLS1 Keret Hasznos	SLS Gyakori	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,70
8	SLS2 Keret Hó	SLS Gyakori	1,00	1,00	0	0,80	0,30	0,30
9	SLS3 Keret Szél	SLS Gyakori	1,00	1,00	0	0,80	0,30	0,30
10	SLS4 Merevítő rendszer	SLS Gyakori	1,00	1,00	0	0,80	0,30	0,30
11	SLS5 Merevítő rendszer	SLS Gyakori	1,00	1,00	0	0,80	0,30	0,30
12	SLS6 Fodém	SLS Kváziállandó	1,00	1,00	0	0,80	0	0

	Név	Hó DY+ (Hó)	Hó DY+EX (Rendkívüli)	Kombinált X (Szél)	Kombinált Y+ (Szél)	Kombinált Y- (Szél)	Megjegyzés
1	ULS1 Keret Hasznos	0,75	0	0,90	0	0	
2	ULS2 Keret Hó	1,50	0	0,90	0	0	
3	ULS3 Keret Szél	0,75	0	1,50	0	0	
4	ULS4 Merevítő rendszer	0,75	0	0	0	1,50	
5	ULS5 Merevítő rendszer	0,75	0	0	1,50	0	
6	ULS6 Rendkívüli Hó	0	1,00	0,20	0	0	
7	SLS1 Keret Hasznos	0	0	0	0	0	
8	SLS2 Keret Hó	0,20	0	0	0	0	
9	SLS3 Keret Szél	0	0	0,20	0	0	
10	SLS4 Merevítő rendszer	0	0	0	0,20	0	
11	SLS5 Merevítő rendszer	0	0	0	0	0,20	
12	SLS6 Fodém	0	0	0	0	0	

21.Sz. ábra: Teherkombinációk Axis VM szoftverben

4. MÁSODRENDŰ TEHERHORDÓ SZERKEZETEK MÉRETEZÉSE

Jelen fejezetben a szendvicspanelek és a szelemenek méretezését fogom elvégezni. Az előző fejezetben számított terhek és teherkombinációk segítségével meghatározom a trapézlemezre és a szelemenekre jutó terheket majd ezeket, illetve az ezekből kapott igénybevételeket összehasonlítom a gyártó által az egyes szerkezeti elemekhez megadott határteherbírásokkal.

4.1 Szendvicspanelek méretezése

Az építésztervek alapján az előző fejezetben a szendvicspaneleket 10cm vastagnak feltételeztem. A pontos típus meghatározását a következőkben fogom elvégezni. Kiindulásként a 10cm vastagságú szendvicspanelt fogom vizsgálni.

LindabRoof LSZR 100mm PIR töltetű tető szendvicspanel adatai:

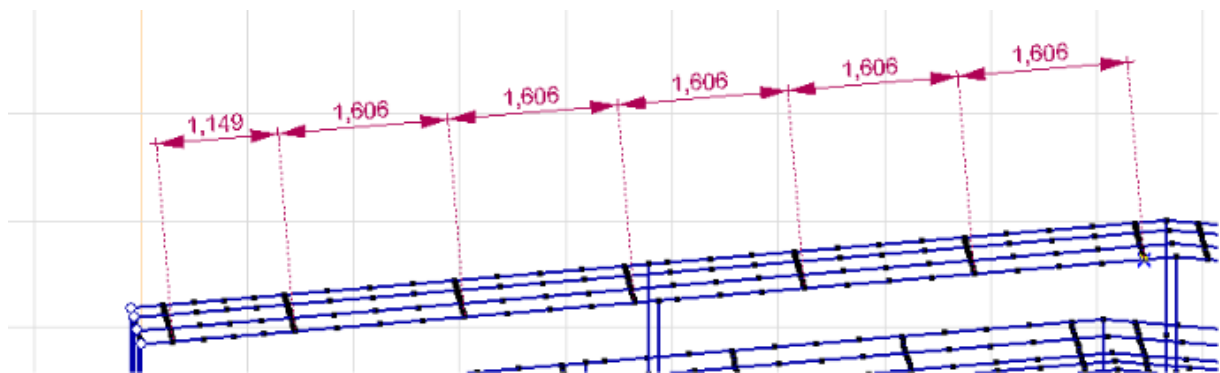
$$\text{Súly: } m_{szp} := 12.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad G := 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad g_{szp} := m_{szp} \cdot G = 0.122 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma_g := 1.35$$

Külső fegyverzet vastagsága: 0.5 mm

Belső fegyverzet vastagsága: 0.4 mm

Tűzállósági határérték: REI 30 / RE 120

Megtámasztási viszonyok:



22.Sz. ábra: Szelemenek egymástól mért távolsága

A szelemenek egymástól mért távolságának maximális értéke 1,606m. Az alábbi a gyártó által megadott táblázatból, ennek megfelelően a biztonság javára a nagyobb 2,00m tengelytávolságú megtámasztáshoz tartozó értéket fogom választani.

Szendvicspanelre jutó terhek:

-Nem járható tető funkcionális terhe: $p_{htető} := 0.4 \frac{kN}{m^2}$ $\psi_{0p} := 0.0$ $\gamma := 1.50$

-Hóteher: $s_t := 3 \frac{kN}{m^2}$

-Szélteher: $w_t := -0.41 \frac{kN}{m^2}$ $\psi_{0w} := 0.6$

A hóteher maximális értéke a hózugban jön létre, ahol egy változó intenzitású megoszló teher van 1 és 5kN/m² között, ezért a trapézlemezek vizsgálata során a hóteher értékét a hózugban kialakuló teher középértékére fogom elvégezni.

Mivel a gyártó által megadott teherbírési ellenállás értékei az önsúlyt már tartalmazzák, így a kialakítandó teherkombinációban ez nem fog szerepelni.

A szendvicspanelek esetében a terhek közül a hóteher lesz a mértékadó, így a kombinációban ez lesz a kiemelet teher.

$$ULS_{szp} := s_t \cdot \gamma + w_t \cdot \gamma \cdot \psi_{0w} + p_{htető} \cdot \gamma \cdot \psi_{0p} = 4.131 \frac{kN}{m^2}$$

Tervezési állapot		Maximális egyenletesen megoszló terhelés (kN/m ²)										
		Megtámasztások tengelytávolsága (m)										
		1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5
ULS	nyomás	5,880	4,252	3,310	2,698	2,269	1,952	1,398	1,034	0,783	0,603	0,469
	szívás	-1,816	-1,213	-1,068	-0,892	-0,767	-0,674	-0,601	-0,543	-0,495	-0,455	-0,422
SLS L/100	nyomás	7,728	5,628	4,406	3,611	2,979	2,450	1,990	1,517	1,189	0,951	0,772
	szívás	-1,502	-1,022	-0,881	-0,734	-0,630	-0,553	-0,492	-0,444	-0,405	-0,372	-0,344
SLS L/150	nyomás	5,685	4,047	3,066	2,411	1,942	1,590	1,316	1,098	0,921	0,776	0,655
	szívás	-1,502	-1,022	-0,881	-0,734	-0,630	-0,553	-0,492	-0,444	-0,405	-0,372	-0,344
SLS L/200	nyomás	4,231	3,002	2,267	1,776	1,424	1,160	0,954	0,791	0,658	0,549	0,459
	szívás	-1,502	-1,022	-0,881	-0,734	-0,630	-0,553	-0,492	-0,444	-0,405	-0,372	-0,344

23.Sz. ábra: Szendvicspanelek teherbírési ellenállási és alakváltozási ellenállási értékei a gyártó tervezési segédletéből (többtámaszú statikai vázhoz)³

Gyártó által meghatározott maximális egyenletesen megoszló terhelés: $ULS_{hat} := 4.252 \frac{kN}{m^2}$

$$ULS_{hat} > ULS_{sz}$$

Tehát a LindabRoof LSZR 100mm szendvicspanel megfelel!

4.2 Szelemenek méretezése

A szelemeneket az előző fejezetben Lindab Z300.3 típusú szelemenként feltételeztem, így a méretezés során először ezt a szelementípust vizsgálom majd. A szelemenek méretezése során a szendvicspanelnél megállapított terheket és kombinációt fogom használni a szendvicspanel önsúlyával kiegészítve.

A szelemenekre jutó terhelési mező a 19.ábrán alapján 1,606m

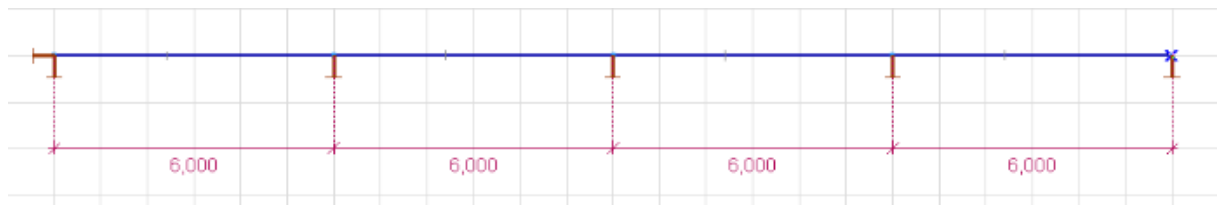
$$\text{Z300.3 Szelemen önsúlya: } m_{sze} := 12.39 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad g_{sze} := G \cdot m_{sze} = 0.124 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$ULS_{sze} := g_{szp} \cdot \gamma_g + s_t \cdot \gamma + w_t \cdot \gamma \cdot \psi_{0w} + p_{htet\acute{o}} \cdot \gamma \cdot \psi_{0p} = 4.296 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

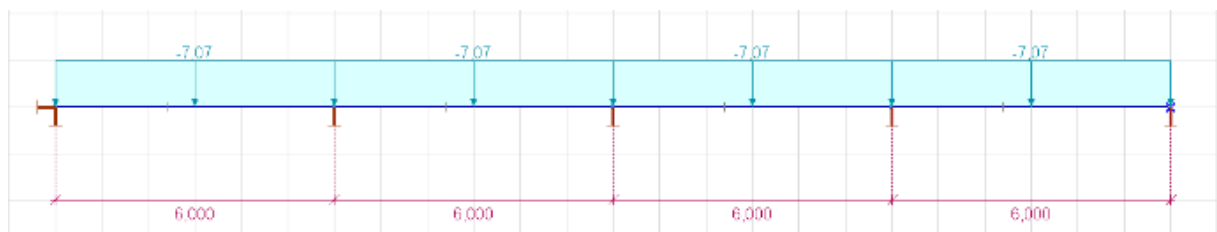
Szelemenekre jutó teher:

$$Q_{sze} := (ULS_{sze} \cdot 1.606 \text{ m}) + (g_{sze} \cdot \gamma_g) = 7.067 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

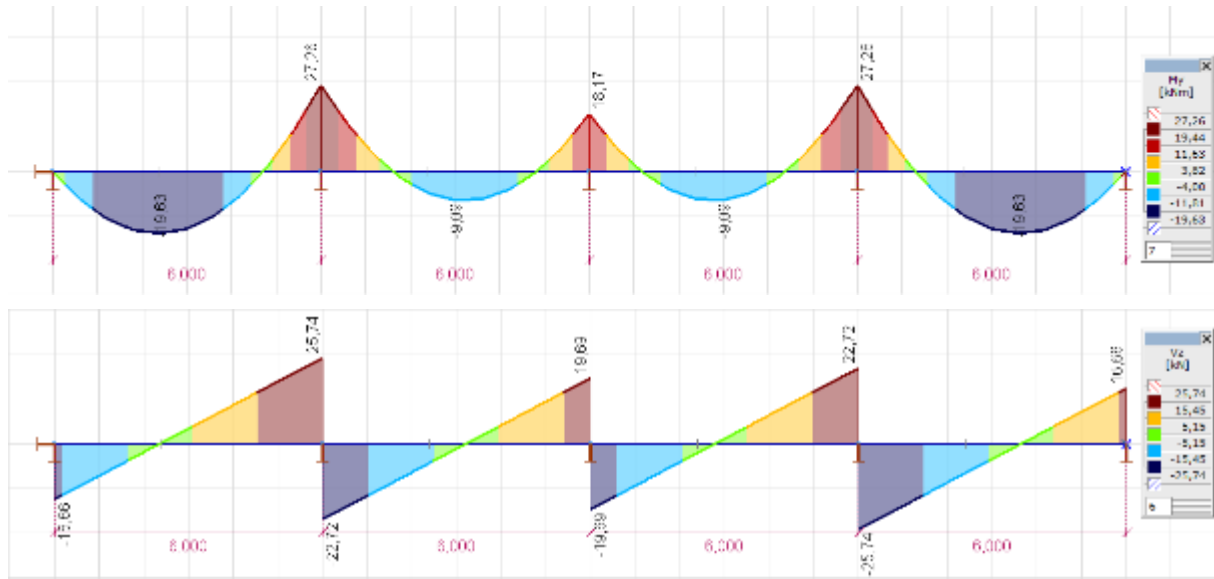
A gyártó weboldalán elérhető tervezési segédlet alapján a négynél több támaszú szelemenek esetében már nem alakul ki olyan igénybevétel, amely a négy támaszú szelemennél nem jönne létre. Ezért a jelen feladatban egy négy támaszú statikai modellen vizsgálom majd a szelemeneket a fentebb meghatározott terhelésre, így az érvényes lesz a raktárépületre és a fejpületre is.



24.Sz. ábra: Szelemenek statikai váza



25.Sz. ábra: Szelemenek leterhelése



26.Sz. ábra: Szelemenek igénybevételei

Mértékadó igénybevételek:

$$M_{Ed} := 27.26 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{Ed} := 25.74 \text{ kN}$$

Z300

Felfekvesi hossz: 200. mm

Keresztmetszeti jellemzők

Nevleges lemezvastagság	[mm]	1.50	2.00	2.50	3.00
A lemezvastagság tervezési értéke	[mm]	1.42	1.91	2.40	2.85
A teljes keresztmetszet inercianyomateka	[cm ⁴]	993.0	1333.7	1673.2	1983.4
Effektív keresztmetszet inercianyomateka	[cm ⁴]	643.1	1057.7	1493.1	1891.5

Anyagjellemzők

Folyáshatár	[N/mm ²]	350.	350.	350.	350.
Onsúly	[kg/m]	6.15	8.22	10.30	12.39

Teljesítményjellemzők

Nyomóerő 1	[kNm]	11.58	21.10	32.18	42.92
Nyomóerő 2	[kNm]	11.58	21.10	32.18	42.92
Nyomóerő 3	[kNm]	7.00	14.60	23.45	32.78
Nyomóerő 4	[kNm]	6.30	10.37	13.26	15.40
Nyíróerő	[kN]	11.28	27.50	54.65	91.66
Beroppanas - szélső támasznál	[kN]	8.21	13.58	20.03	26.85
Beroppanas - közbe támasznál	[kN]	16.41	27.17	40.06	53.69

27.Sz. ábra: Lindab Z300 szelemen keresztmetszeti és teherbírási jellemzői a gyártó tervezési segédletéből⁴

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

-Tehát a Lindab Z300.3szelemen megfelel!

⁴ https://itsolution.lindab.com/LindabWebProductsDoc/PDF/Profile/HU/Construline/Lindab_Construline_Z-C-szelvények_Tervezesi-utmutato.pdf

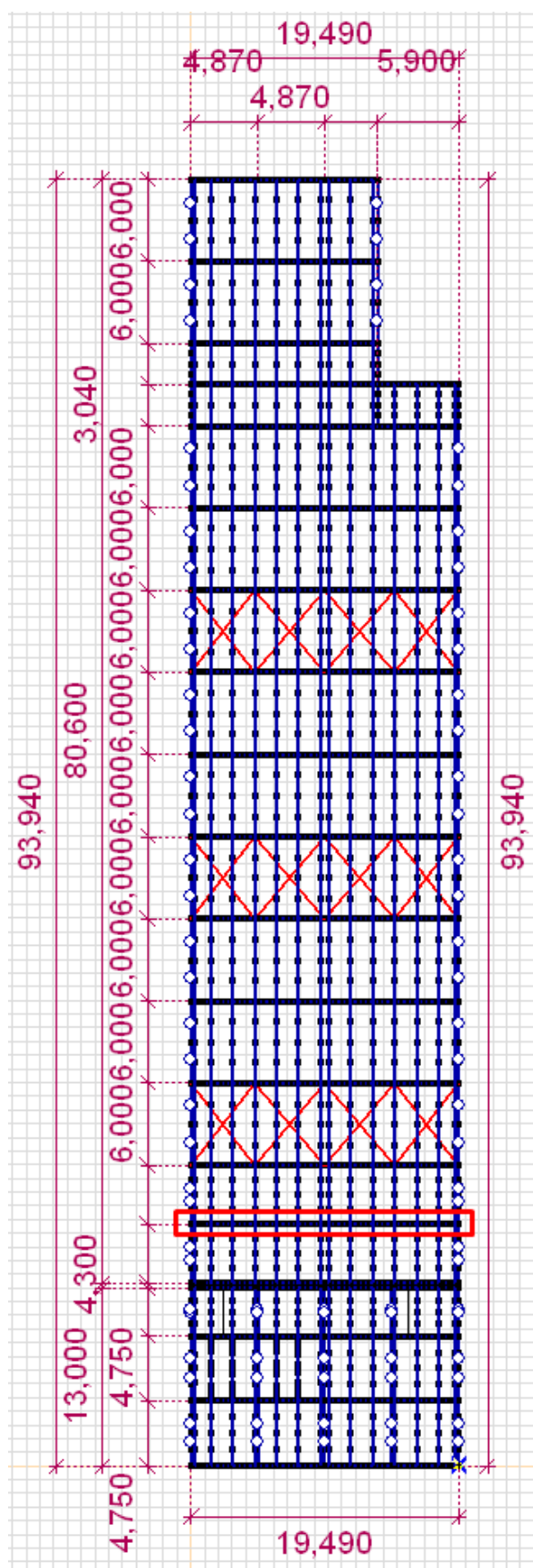
Az oldalfalon levő szelemenek és szendvicspanelek méretezése elsősorban önsúlyra történne. Mivel itt vízszintes teher csak a szél, ezért a tetőn fellépő igénybevételnél nagyobb nem alakulhat ki emiatt erre nem kell megvizsgálni az elemeket. Önsúly szempontjából a szendvicspanel vizsgálata nem szükséges, hiszen síkjával párhuzamosan tárcsaként viselkedik. A szelemenekre átadódó függőleges teher ebben az esetben csak a szendvicspanel súlyának egy része, valamint az önsúly, melyekből nem keletkezik olyan mértékű igénybevétel, amely meghaladná a szelemen bármely ellenállását, így ezen szerkezeti elemek vizsgálata nem lenne célszerű ezért ezeket a vizsgálatokat nem fogom elvégezni. A tetőn használt szendvicspanelek és szelemenek az oldalfalon is megfelelnek.

5. MÉRTÉKADÓ IGÉNYBEVÉTELEK

Az előző fejezetekben már taglaltam a szerkezeteket érő hatások és a szerkezetben keletkező igénybevételek összefüggéseit és azt, hogy mely szerkezeti elemre mely hatás lehet mértékadó és ezeknek megfelelően alakítottam ki a mértékadó kombinációkat. Ebben a fejezetben pedig ezen kombinációk mértékadó igénybevételeit fogom bemutatni, melyekre a következő fejezetben méretezni fogom a szerkezeti elemeket.

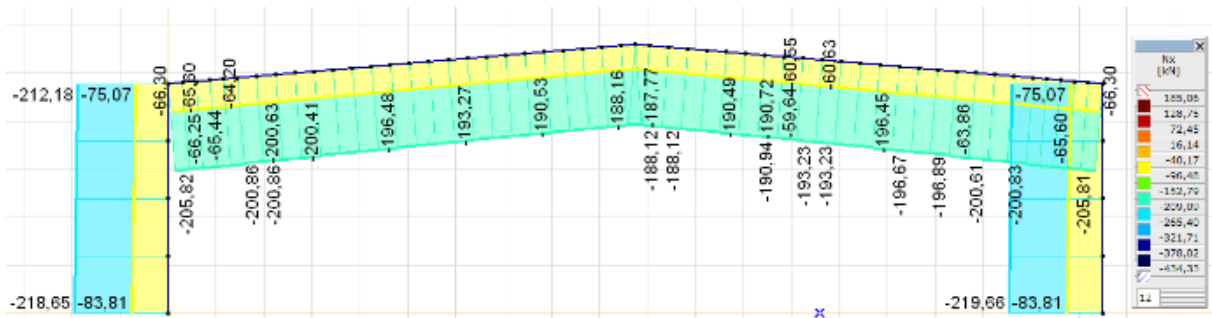
5.1 Mértékadó keretállás kiválasztása

A mértékadó keretállás kiválasztása során több szempontot is meg kell vizsgálni, amelyek alapján mértékadó lehet. Első sorban a keretállások közötti távolságokat és az egyes keretekre jutó terhelési mezők területét kell vizsgálni, valamint ezen keretekre jutó terheket. Egymástól megegyező távolságra elhelyezkedő azonos intenzitású terhekkel terhelt keretek esetében általában a második keretállás a mértékadó, mivel a terhelési mező ezen keretállás esetében a többi közbelsővel megegyezően teljes, azonban itt a terhelési mezőn a szomszédos szélső keretállással nem fele-fele arányban osztoznak, mivel a szélső keretállást nem egyensúlyozza teher a másik irányból. A szelemenek szemszögéből közelítve a jelenséget azzal lehet magyarázni, hogy a szelemenek folytatólagos többtámaszú tartóként funkcionálnak mely támaszai a keretállások. Az ilyen tartók esetében pedig a második támaszerő a legnagyobb mivel a szélső csuklós támasz esetében a rúd szabadon elfordulhat, míg a közbelső támaszok esetében nem. Mivel a második támasz felett a rúd kevésbé fordul el a szélső támasz nagyobb szögelfordulása miatt több teher jut erre a támaszra. Jelen esetben a keretállások egymástól mért távolsága változó, valamint a fesztáv is változik a súllyesztett árufeltöltő rész miatt. Ezesetben a legnagyobb terhelési mezővel rendelkező keretállás lenne a mértékadó, ám az előző fejezetben meghatározott terhek alapján megállapítható, hogy a hőteher lesz a mértékadó kiemelt teher melyben szerepel egy húzugteher is, amely a fejpület mellett levő két keretállást terheli. Így a mértékadó keretállás a fejpület felőli második lesz, mivel ezen a helyen terheli a legnagyobb intenzitású teher a keretet és ezen keretállásra jutó terhelési mező a legnagyobb a korábban említett húzugteher által érintett keretek közül.



28.Sz. ábra: Mértékadó keretállás

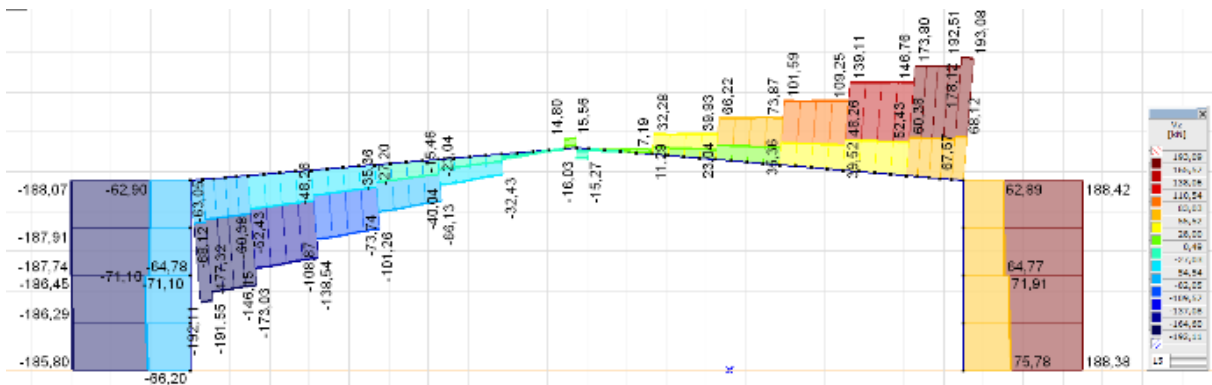
5.2 Mértékadó igénybevételek kereten



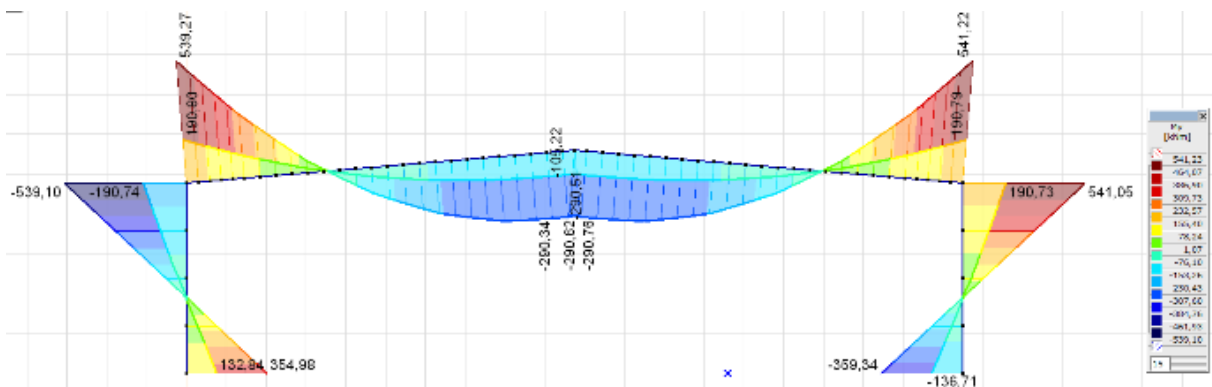
29.Sz. ábra: Normálerő ábra

-A keretállás oszlopaiban keletkező maximális normálerő: $N_{EdO} := 219.66 \text{ kN}$

-Keret gerendákban keletkező maximális normálerő: $N_{EdG} := 205.82 \text{ kN}$



30.Sz. ábra: Nyíróerő ábra



31.Sz. ábra: Nyomatéki ábra

-A keretállás oszlopaiban keletkező maximális nyomaték: $M_{EdO} := 541.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

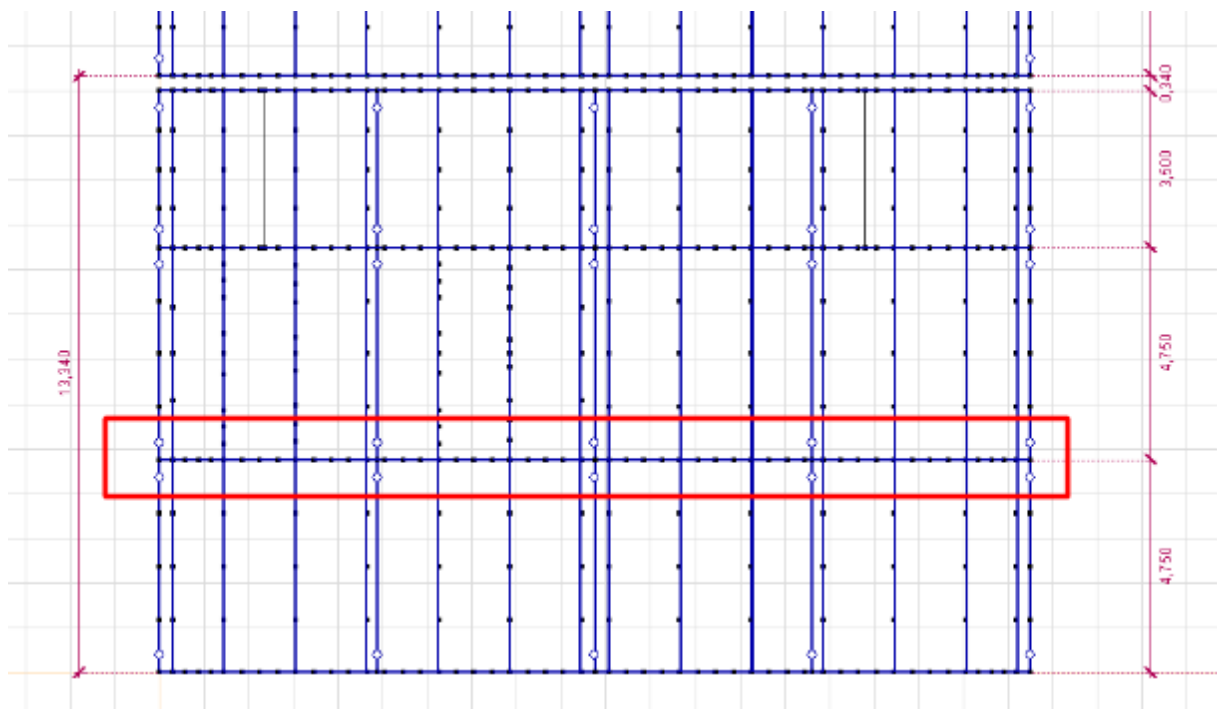
-Keretgerendákban keletkező maximális nyomaték: $M_{EdG} := 541.22 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$M_{EdFG1} := 130.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

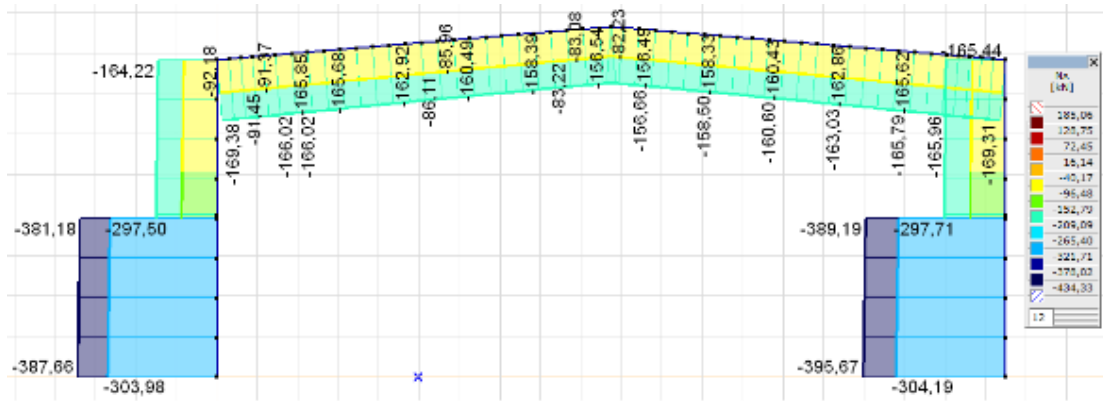


5.4 Fejépület mértékadó keretállásának igénybevételei

A meghatározott terhek és igénybevételek alapján egyértelműen megállapítható, hogy a leginkább kihasznált szerkezeti elemek a raktár mértékadó keretállásában vannak. Ez részben annak köszönhető, hogy a fejépületet nem terheli hógteher, valamint a fejépület oszlopait egy földem támasztja meg. Acélszerkezetek esetében a fő tönkremeneteli mód a stabilitásvesztés. Ez abból következik, hogy bár az acélszerkezetek teherbírása önsúlyukhoz képest nagy, de karcsúságuk révén nyomás hatására kitérhetnek a terhelés síkjából és ez a kiállási növekmény olyan mértékű többletígyénybevételeket generálhat, amelyek meghaladják a szelvények teherbírását. A fejépület oszlopainak kihajlási hossza a földemnek köszönhetően nem haladja meg a mértékadó keretállás oszlopainak hosszát, de a fejépület oszlopai érzékenyek lehetnek a földem merevítő hatásainak hiányára, így annak ellenére, hogy a fejépületet érő hatások mértéke nem haladja meg a raktárt érő hatások értékét, mégis szükségesnek ítélem a fejépület oszlopainak külön stabilitás vizsgálatát a földem közbeeső támaszként történő elhanyagolásával. Az ehhez szükséges mértékadó igénybevételeket az alábbiakban fogom bemutatni.

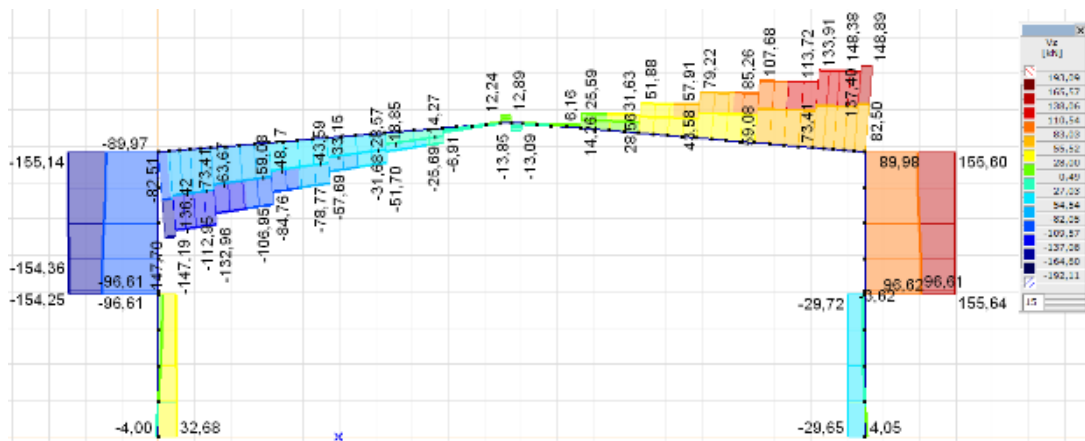


38.Sz. ábra: Fejépület mértékadó keretállása



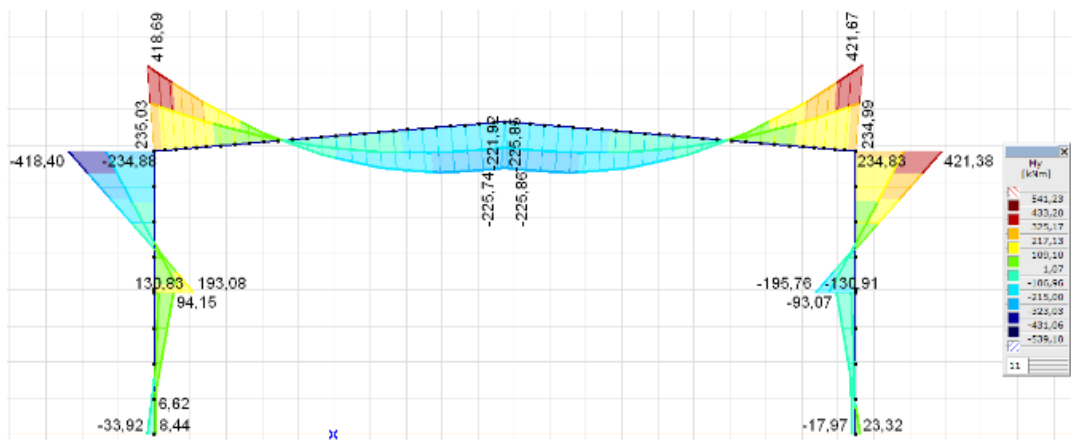
39.Sz. ábra: Normálerő ábra

-Maximális normálerő: $N_{EdOf} := 395.67 \text{ kN}$ -Mértékadó km.-ben $N_{EdOfmk} := 169.38 \text{ kN}$
 keletkező normálerő:



40.Sz. ábra: Nyíróerő ábra

-Oszlopokban keletkező maximális nyíróerő: $V_{EdOfz} := 155.64 \text{ kN}$

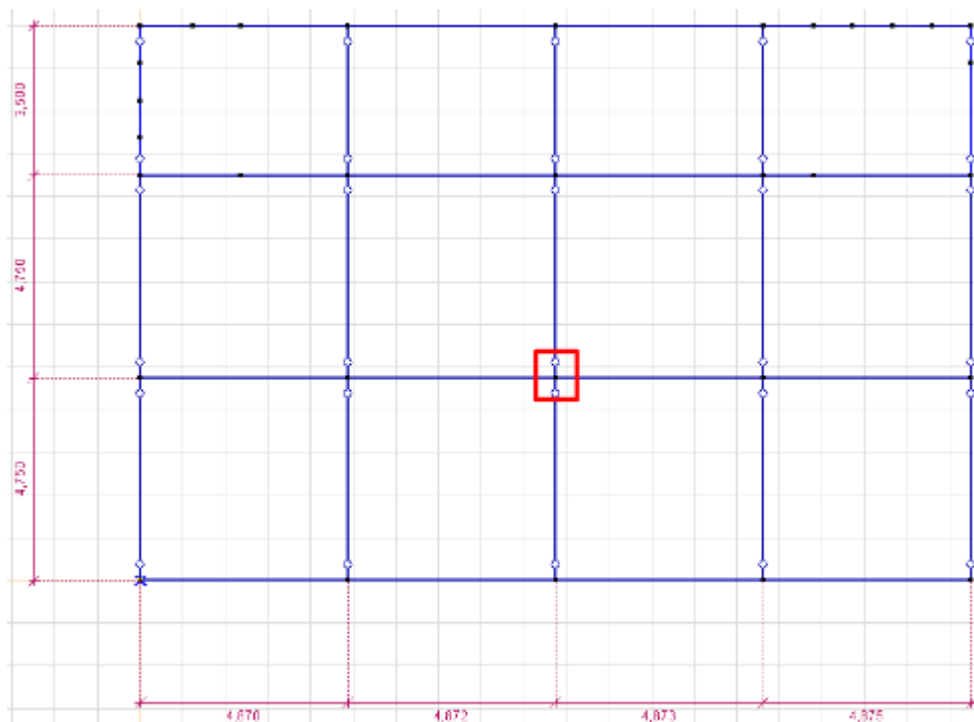


41.Sz. ábra: Nyomatéki ábra

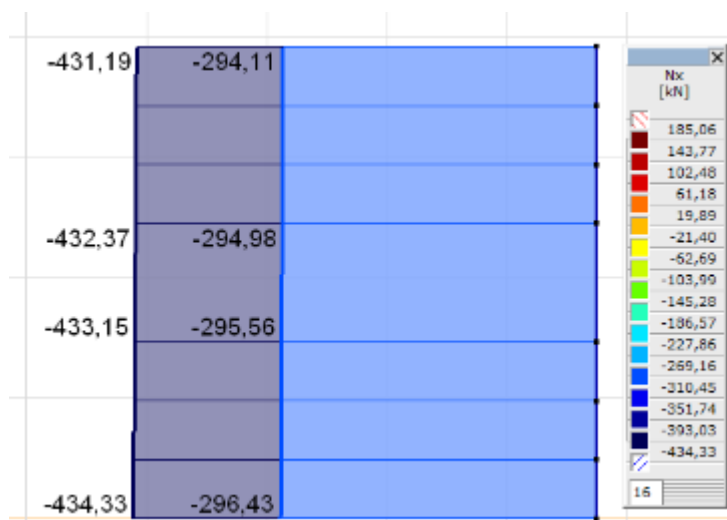
-Oszlopokban keletkező maximális nyomaték: $M_{EdOfy} := 421.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$

5.5 Födémet alátámasztó mértékadó oszlop igénybevételei

Alaprajzi méretek és az ezekből származó terhelési mezők alapján könnyen eldönthető mely oszlop kapja a legnagyobb terhet.



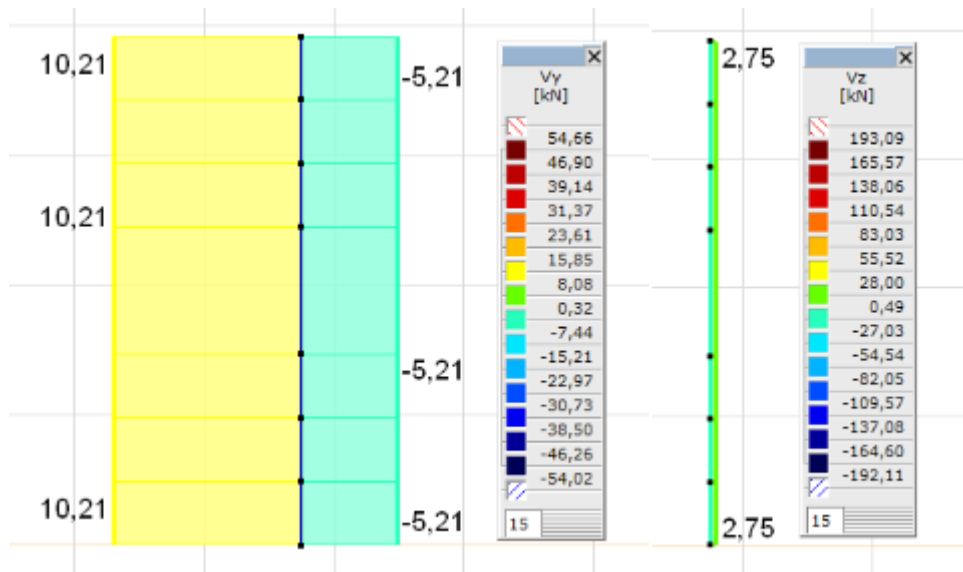
42.Sz. ábra: Mértékadó oszlop helye



43.Sz. ábra: Normálerő ábra

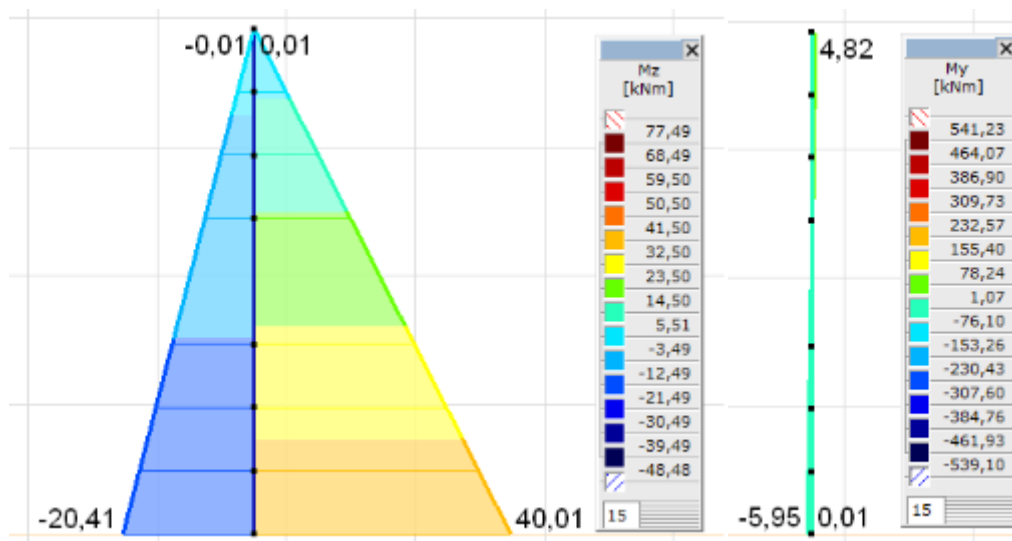
-Oszlopokban keletkező maximális normálerő:

$$N_{EdFO} := 434.33 \text{ kN}$$



44.Sz. ábra: Nyíróerő ábra

-Oszlopokban keletkező maximális nyíróerő: $V_{EdFOy} := 10.21 \text{ kN}$ $V_{EdFOz} := 2.75 \text{ kN}$



45.Sz. ábra: Nyomatéki ábra

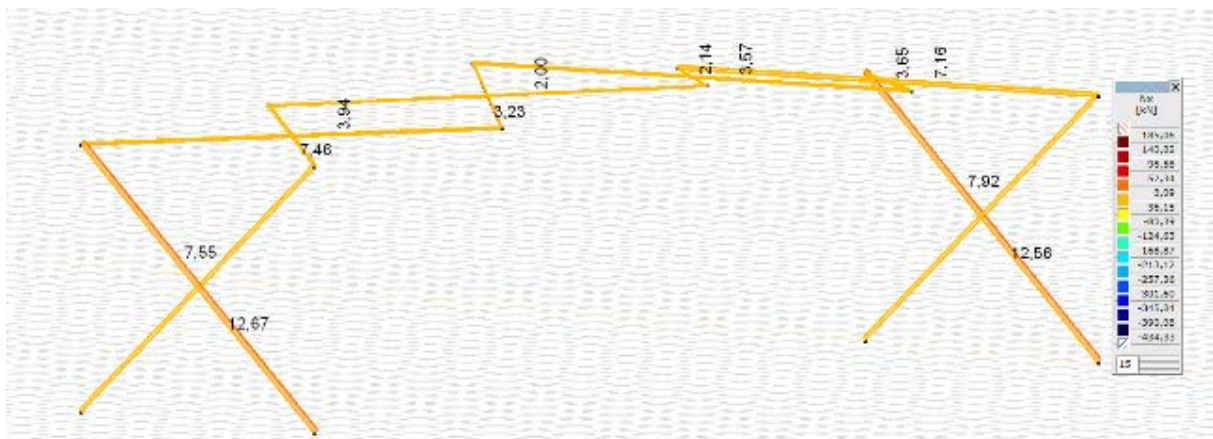
-Oszlopokban keletkező maximális nyíróerő: $M_{EdFOy} := 5.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{EdFOz} := 40.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$

5.6 Merevítőrendszer mértékadó igénybevétele

A merevítőrendszer kizárólag húzást képes felvenni, mellyel beépítési irányának és a kapcsolatok kialakításának köszönhetően tökéletesen ellátja merevítő funkcióját. A két végén csuklóban átlóban a keretek között elhelyezett rudakban kizárólag húzás keletkezhet a keretekre merőleges irányú erők hatására. Így ezen szerkezeti elemek vizsgálatát a 3. fejezetben erre kialakított mértékadó kombináció segítségével kapott maximális húzóerőre kell elvégezni.

-Merevítőrendszerben keletkező maximális húzóerő:

$$N_{EdM} := 12.67 \text{ kN}$$

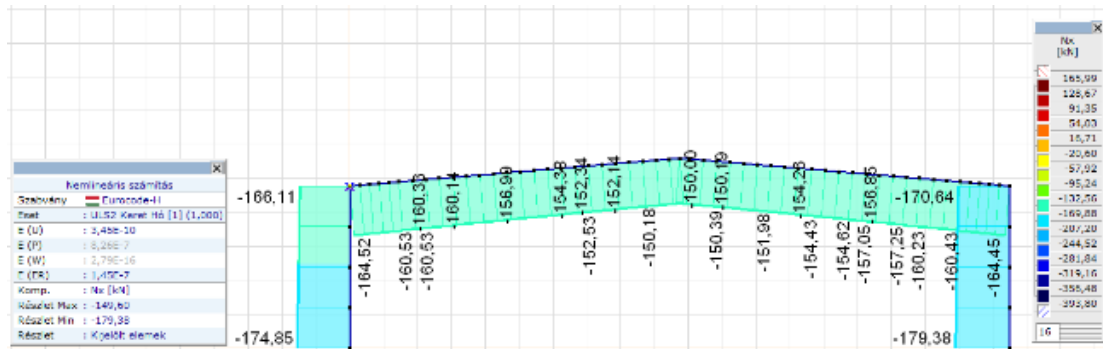


46.Sz. ábra: Normálerő ábra

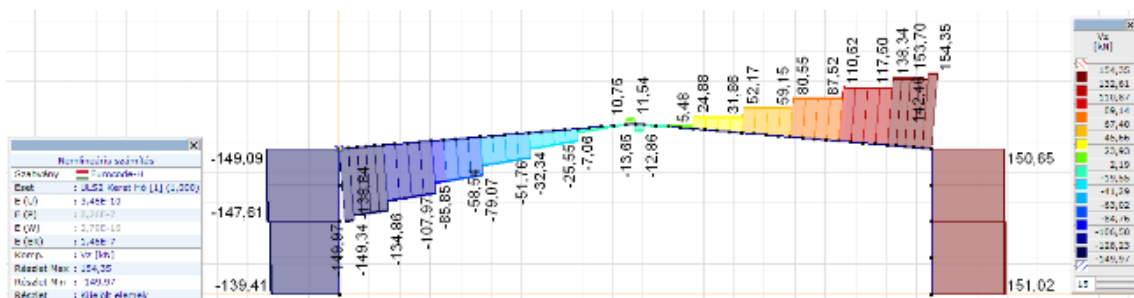
5.7 Modell validációja

A szerkezet méretezéséhez készített háromdimenziós modell ellenőrzését a mértékadó keretállás és a rá jutó mértékadó terhekkel terhelt kétdimenziós modellen fogom elvégezni. Az összehasonlítást kizárólag egy, a mértékadó teheresettel fogom elvégezni, amely esetben a hóteher. A háromdimenziós modellel ellentétben a kétdimenziós nem kapja meg a rendkívüli hóterhet, így a kapott igénybevételeket nem a korábban feltüntetett mértékadó igénybevételekkel kell összehasonlítani, hanem a háromdimenziós modellben is előállított nem rendkívüli hó kombinációjának igénybevételeivel.

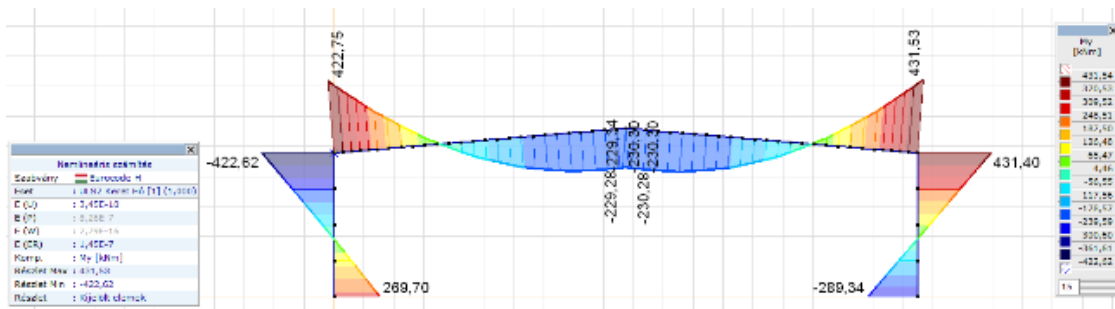
5.7.1 Háromdimenziós modell igénybevételei



47.Sz. ábra: 3D modell ULS hó kombinációból kapott normálerő igénybevételi ábra

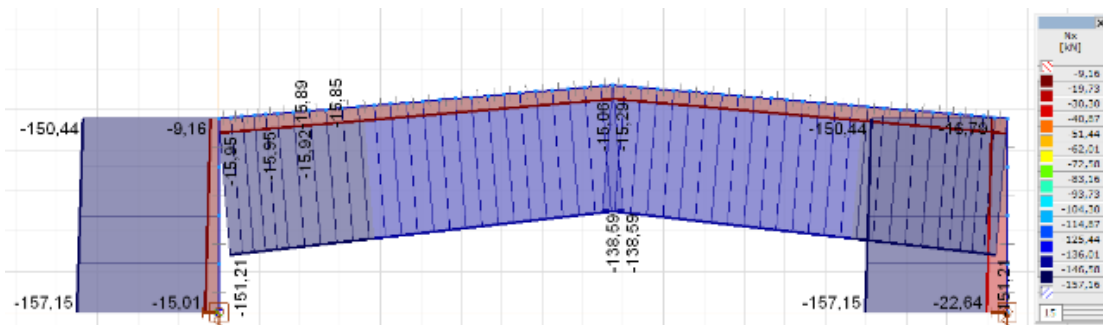


48.Sz. ábra: 3D modell ULS hó kombinációból kapott nyíró igénybevételi ábra

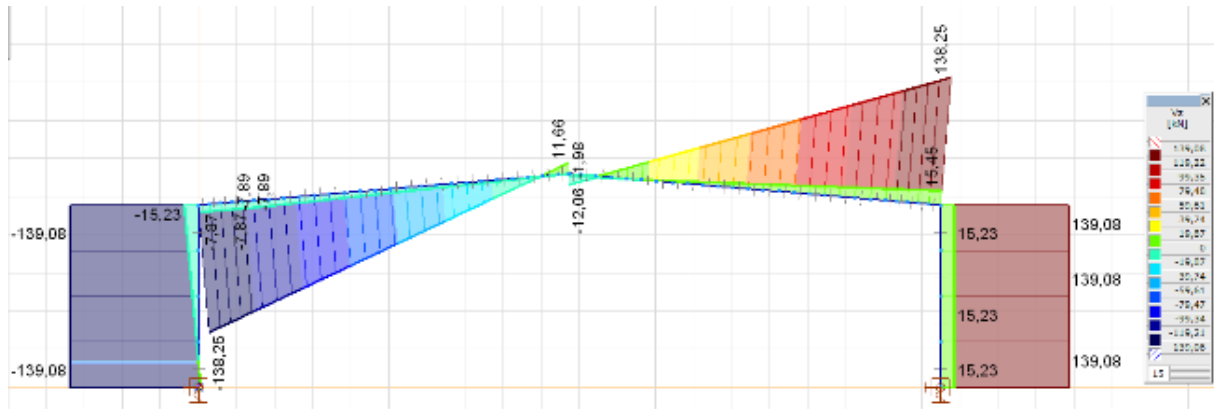


49.Sz. ábra: 3D modell ULS hó kombinációból kapott nyomaték igénybevételi ábra

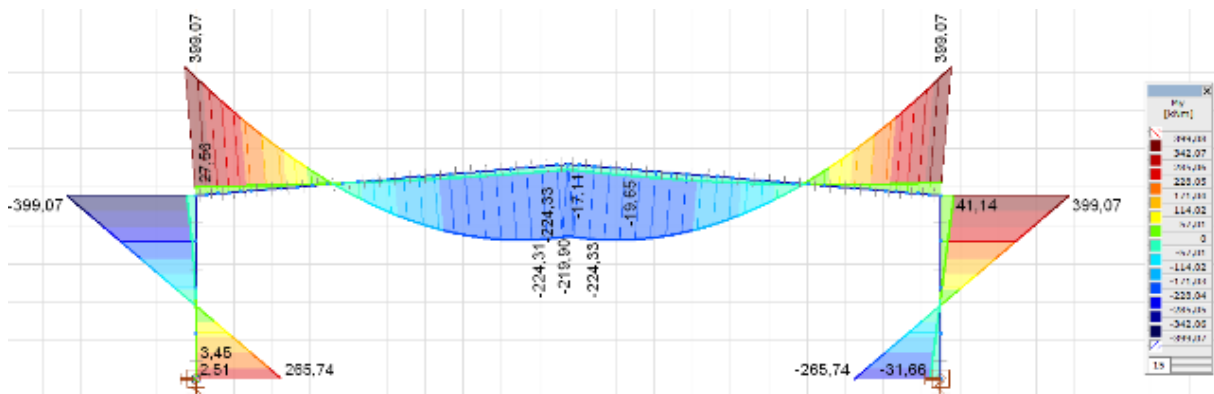
5.7.2 Kétdimenziós modell igénybevételei



50.Sz. ábra: 2D modell ULS hó kombinációból kapott normálerő igénybevételi ábra



51.Sz. ábra: 2D modell ULS hó kombinációból kapott nyíróerő igénybevételi ábra



52.Sz. ábra: 2D modell ULS hó kombinációból kapott nyomatéki igénybevételi ábra

Ahogy az ábrákon is látszik a mértékadó igénybevételek közötti eltérés minimális és minden esetben 15%-on belül van az. Az eltérések abból következhetnek, hogy a kétdimenziós modellhez használt vonalmenti terhek értékét a háromdimenziós modell felületi terheinek vonalmentivé redukálásával állítottam elő.

Az ellenőrzés tehát megfelelő eredményt adott, a továbbiakban a szerkezet méretezése elvégezhető a háromdimenziós modellben kapott igénybevételekre, valamint a szerkezet tűz hatására történő ellenőrzése elvégezhető a kétdimenziós modellen.

6. KERETGERENDÁK VIZSGÁLATA

A keretgerendák vizsgálatát az előző fejezetben bemutatott mértékadó keretálláson keletkező maximális igénybevételekre fogom elvégezni.

6.1 Keretgerenda jellemzői

-Szelvény: HEA400 - S235 - 1.osztályú (képlékeny méretezés)

$$h := 390 \text{ mm} \quad t_w := 11 \text{ mm} \quad h_w := 352 \text{ mm} \quad r := 27 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm} \quad t_f := 19 \text{ mm} \quad d := 298 \text{ mm} \quad A := 15900 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 45070 \text{ cm}^4 = (4.507 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad I_z := 8564 \text{ cm}^4 = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} := 2562 \text{ cm}^3 = (2.562 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_{plz} := 872.9 \text{ cm}^3 = (8.729 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_t := 189 \text{ cm}^4 = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4 \quad I_w := 2942000 \text{ cm}^6 = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$$

$$A_{vz} := 57.33 \text{ cm}^2 = (5.733 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.00$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{EdG} := 205.82 \text{ kN} \quad V_{EdGz} := 193.08 \text{ kN} \quad M_{EdGy} := 541.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{EdGy} := 3.77 \text{ kN} \quad M_{EdGz} := 6.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6.2 Szilárdsági vizsgálatok

Keretgerenda ellenőrzése nyomásra

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3736.5 \text{ kN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{EdG}}{N_{plRd}} = 0.055 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretgerenda ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdy} := \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 602.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdGy}}{M_{plRdy}} = 0.899 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretgerenda ellenőrzése nyírásra

$$A_{vz} = 57.33 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 777.838 \text{ kN}$$

$$\eta_V := \frac{V_{EdGz}}{V_{plRdz}} = 0.248 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretgerenda ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdz} := \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 205.132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{Mz} := \frac{M_{EdGz}}{M_{plRdz}} = 0.032 \quad \text{Megfelel!}$$

Hajlítás-Normálerő interakciós vizsgálat

$$\eta_N = 0.055 \quad a := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.283 \quad M_{NRdy} := M_{plRdy} = 602.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a > \eta_N \quad \text{Tehát} \quad M_{NRdz} := M_{plRdz} = 205.132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdy} > M_{Edy}$$

$$M_{NRdz} > M_{Edz}$$

Megfelel!

Hajlítás-Nyírás interakciós vizsgálat

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdGz}}{V_{plRdz}} - 1 \right)^2 = 0.254 \quad M_{VRdz} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 557.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdGy}}{M_{VRdz}} = 0.971 \quad \text{Megfelel!}$$

$$A_{vy} := A - (h_w \cdot t_w) = 120.28 \text{ cm}^2 \quad V_{plRdy} := \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1631.927 \text{ kN}$$

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdGy}}{V_{plRdy}} - 1 \right)^2 = 0.991 \quad M_{VRdy} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 428.147 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdGz}}{M_{VRdy}} = 0.015 \quad \text{Megfelel!}$$

Két tengelyű hajlítás és normálerő interakciós vizsgálat

$$\alpha := 2 \quad \beta_0 := 5 \cdot \eta_N = 0.275 \quad \text{de} \quad \beta \geq 1 \quad \text{Tehát} \quad \beta := 1$$

$$\left(\frac{M_{EdGy}}{M_{NRdy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{EdGz}}{M_{NRdz}} \right)^\beta = 0.84 < 1.00 \quad \text{Tehát megfelel!}$$

Az eddigiekben a mértékadó keretgerenda szilárdsági vizsgálatait végeztem el melyekre a szerkezet megfelelt, a következő fejezet részben pedig ezen gerenda stabilitását fogom vizsgálni. Gerendák esetében általában a kifordulás a mértékadó, ebben az esetben is így lesz, viszont a kifordulás és kihajlás interakcióját is célszerű megvizsgálni, ezért a kihajlás vizsgálatot is el fogom végezni.

6.3 Stabilitás vizsgálatok

Kifordulás vizsgálat

$\gamma_{M1} := 1.00$	-stabilitási vizsgálatok tényezője
$L_{Ed} := 1.606 \text{ m}$	-vízszintes megtámasztások közötti merevítetlen hossz
$k := 1$	-megtámasztási viszonyoktól függő tényező
$k_w := 1$	-megtámasztási viszonyoktól függő tényező
$z_g := \frac{h}{2} = 195 \text{ mm}$	-a teher támadáspontját a csavarási középpontban feltételezzük
$z_j := 0 \text{ mm}$	-kétszeresen szimmetrikus a szelvény
$C_1 := 1.46$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$C_2 := 0$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$C_3 := 0$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	-acél Young-modulusa
$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$	-inercianyomaték z tengelyre
$I_w = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$	-öblösödési inercianyomaték
$I_t = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$	-csavarási inercia
$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	-nyírási rugalmassági modulus

$$M_{cr} := C_1 \cdot \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{(k \cdot L_{Ed})^2} \left(\sqrt[2]{\left(\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_{Ed})^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z} \right)} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right) = 19216.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad h/b < 2 \quad \text{"a" kifordulási görbe}$$

$$\alpha_{LT} := 0.21 \quad \text{-alakhíba tényező}$$

$$M_{EdGy} = 541.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda'_{LT} := \sqrt[2]{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.177 \quad \beta := 0.75 \quad \lambda'_{LT0} := 0.4$$

$$\phi_{LT} := \frac{(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda'_{LT} - \lambda'_{LT0}) + \beta \cdot \lambda'^2_{LT})}{2} = 0.488$$

$$\chi_{LT} := \min \left(\frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda'^2_{LT}})}, 1 \right) = 1$$

$$M_{bRd} := \frac{(\chi_{LT} \cdot M_{plRdy})}{\gamma_{M1}} = 602.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdGy}}{M_{bRd}} = 0.899 \quad \text{Megfelel!}$$

Kihajlás vizsgálat

ERŐS TENGELY

$$v_y := 1$$

$$L_1 := 9.78 \text{ m}$$

$$L_{effy} := v_y \cdot L_1 = 9.78 \text{ m}$$

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y = (4.507 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$N_{cry} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_y)}{L_{effy}^2} = (9.766 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{cry}}} = 0.619$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad t_f = 19 \text{ mm} \quad \text{"a" görbe}$$

$$\alpha_y := 0.21$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.735$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2})} = 0.883$$

$$\chi_{TF} := 0.751$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$A = (1.59 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

GYENGE TENGELY

$$v_z := 0.16$$

$$L_2 := 9.78 \text{ m}$$

$$L_{effz} := v_z \cdot L_2 = 1.565 \text{ m}$$

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$N_{crz} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{L_{effz}^2} = (7.249 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\lambda_z := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{crz}}} = 0.227$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad t_f = 19 \text{ mm} \quad \text{"b" görbe}$$

$$\alpha_z := 0.34$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.53$$

$$\chi_z := \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2})} = 0.99$$

$$\chi_{TF} := 0.751$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$A = (1.59 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$N_{brdy} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 3298.691 \text{ kN} \quad N_{brdz} := \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 3700.654 \text{ kN}$$

$$N_{brdTF} := \chi_{TF} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2806.112 \text{ kN}$$

$$N_{brd} := \min(N_{brdy}, N_{brdz}, N_{brdTF}) = 2806.112 \text{ kN}$$

$$\lambda_m := \frac{N_{EdG}}{\min(N_{brdy}, N_{brdz}, N_{brdTF})} = 0.073 \text{ Megfelel!}$$

Kihajlás-kifordulás interakciós vizsgálat

$$M_h := M_{EdGy} = 541.22 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{EdGz} = 6.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad N_{EdG} = 205.82 \text{ kN}$$

$$M_{sy} := 290.76 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \alpha_s := \frac{M_{sy}}{M_h} = 0.537 \quad N_{plRd} = 3736.5 \text{ kN}$$

$$C_{mLT} := \max(0.2 + 0.8 \cdot \alpha_s, 0.4) = 0.63 \quad C_{my} := 0.4 \quad C_{mz} := 0.98$$

$$k_{yy1} := C_{my} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_y - 0.6) \cdot \frac{N_{EdG}}{\left(\chi_y \cdot \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.416$$

$$k_{yy2} := C_{my} \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{N_{EdG}}{\left(\chi_y \cdot \frac{N_{brdy}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.44 \quad k_{yy} := \min(k_{yy1}, k_{yy2}) = 0.416$$

$$k_{zy} := 1 - \min\left(\frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25}, \frac{0.1 \cdot \lambda_z}{C_{mLT} - 0.25}\right) \cdot \frac{N_{EdG}}{\frac{\chi_y \cdot N_{plRd}}{\gamma_{M1}}} = 0.996$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_z - 0.6) \cdot \frac{N_{EdG}}{\left(\chi_z \cdot \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.972 \quad k_{yz} := 0.6 \cdot k_{zz} = 0.583$$

$$\chi_{LT} := \min\left(\frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda'_{LT}{}^2}\right)}, 1, \frac{1}{\lambda'_{LT}{}^2}\right) = 1$$

$$n_{yy} := \frac{N_{EdG}}{\frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{EdGy}}{\frac{(W_{ply} \cdot f_y)}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{EdGz}}{\frac{(W_{plz} \cdot f_y)}{\gamma_{M1}}} = 0.45 \quad \text{Megfelel!}$$

$$n_{zy} := \frac{N_{EdG}}{\frac{(\chi_z \cdot N_{plRd})}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{EdGy}}{\frac{(M_{plRdy})}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{EdGz}}{\frac{(W_{plz} \cdot f_y)}{\gamma_{M1}}} = 0.98 \quad \text{Megfelel!}$$

7. KERETOSZLOPOK VIZSGÁLATA

A keretoszlopok vizsgálatát az 5.fejezetben bemutatott mértékadó keretálláson keletkező maximális igénybevételekre fogom elvégezni.

7.1 Keretoszlop jellemzői

-Szelvény: HEA400 - S235 - 1.osztályú (képlékeny méretezés)

$$h := 390 \text{ mm} \quad t_w := 11 \text{ mm} \quad h_w := 352 \text{ mm} \quad r := 27 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm} \quad t_f := 19 \text{ mm} \quad d := 298 \text{ mm} \quad A := 15900 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 45070 \text{ cm}^4 = (4.507 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad I_z := 8564 \text{ cm}^4 = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} := 2562 \text{ cm}^3 = (2.562 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_{plz} := 872.9 \text{ cm}^3 = (8.729 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_t := 189 \text{ cm}^4 = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4 \quad I_w := 2942000 \text{ cm}^6 = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$$

$$A_{vz} := 57.33 \text{ cm}^2 = (5.733 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.00$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{EdO} := 219.66 \text{ kN} \quad V_{EdOz} := 188.42 \text{ kN} \quad M_{EdOy} := 541.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{EdOy} := 0.34 \text{ kN} \quad M_{EdOz} := 0.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7.2 Szilárdsági vizsgálatok

Keretoszlop ellenőrzése nyomásra

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3736.5 \text{ kN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{EdO}}{N_{plRd}} = 0.059 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretoszlop ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdy} := \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 602.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdOy}}{M_{plRdy}} = 0.899 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretoszlop ellenőrzése nyírásra

$$A_{vz} = 57.33 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 777.838 \text{ kN}$$

$$\eta_V := \frac{V_{EdOz}}{V_{plRdz}} = 0.242 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretoszlop ellenőrzése z tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdz} := \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 205.132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{Mz} := \frac{M_{EdOz}}{M_{plRdz}} = 0.002 \quad \text{Megfelel!}$$

Hajlítás-Normálerő interakciós vizsgálat

$$\eta_N = 0.059 \quad a := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.283 \quad M_{NRdy} := M_{pLRdy} = 602.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a > \eta_N \quad \text{Tehát} \quad M_{NRdz} := M_{pLRdz} = 205.132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdy} > M_{Edy}$$

$$M_{NRdz} > M_{Edz}$$

Megfelel!

Hajlítás-Nyírás interakciós vizsgálat

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdOz}}{V_{pLRdz}} - 1 \right)^2 = 0.266 \quad M_{VRdz} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 555.416 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdOy}}{M_{VRdz}} = 0.974$$

Megfelel!

$$A_{vy} := A - (h_w \cdot t_w) = 120.28 \text{ cm}^2 \quad V_{pLRdy} := \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1631.927 \text{ kN}$$

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdOy}}{V_{pLRdy}} - 1 \right)^2 = 0.999 \quad M_{VRdy} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 426.675 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdOz}}{M_{VRdy}} = 0.001$$

Megfelel!

Két tengelyű hajlítás és normálerő interakciós vizsgálat

$$\alpha := 2 \quad \beta_0 := 5 \cdot \eta_N = 0.294 \quad \text{de} \quad \beta \geq 1 \quad \text{Tehát} \quad \beta := 1$$

$$\left(\frac{M_{EdOy}}{M_{NRdy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{EdOz}}{M_{NRdz}} \right)^\beta = 0.81 < 1.00 \quad \text{Tehát megfelel!}$$

A mértékadó keretoszlop a szilárdsági vizsgálatok szempontjából megfelelőnek bizonyult. A továbbiakban a keretoszlop stabilitási vizsgálatait fogom elvégezni, elsősorban kifordulás és kihajlás vizsgálatot, majd ezek interakciójának vizsgálatát is elvégzem.

7.3 Stabilitás vizsgálatok

Kihajlási hossz meghatározása:

Keret magassága: $H := 4.78 \text{ m}$ Fesztáv: $L := 20 \text{ m}$

$$c := \frac{I_y \cdot L}{I_y \cdot H} = 4.184 \quad \alpha := \frac{4 \cdot I_y}{L^2 \cdot A} = 2.835 \cdot 10^{-4} \quad K_y := \sqrt{1 + 0.35 (c + 6 \cdot \alpha) - 0.017 \cdot (c + 6 \cdot \alpha)^2} = 1.472$$

$$L_{Ed} := K_y \cdot H = 7.037 \text{ m}$$

Kifordulás vizsgálat

$\gamma_{M1} := 1.00$ -stabilitási vizsgálatok tényezője

$L_{Ed} = 7.037 \text{ m}$ -vízszintes megtámasztások közötti merevítetlen hossz

$k := 1$ -megtámasztási viszonyoktól függő tényező

$k_w := 1$ -megtámasztási viszonyoktól függő tényező

$z_g := \frac{h}{2} = 195 \text{ mm}$ -a teher támadáspontját a csavarási középpontban feltételezzük

$z_j := 0 \text{ mm}$ -kétszeresen szimmetrikus a szelvény

$C_1 := 1.46$ -nyomatéki ábra alakjától függő tényező

$C_2 := 0$ -nyomatéki ábra alakjától függő tényező

$C_3 := 0$ -nyomatéki ábra alakjától függő tényező

$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ -acél Young-modulusa

$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$ -inercianyomaték z tengelyre

$I_w = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$ -öblösödési inercianyomaték

$I_t = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$ -csavarási inercianyomaték

$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ -nyírási rugalmassági modulus

$$M_{cr} := C_1 \cdot \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{(k \cdot L_{Ed})^2} \left(\sqrt{\left(\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_{Ed})^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z} \right)} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right) = 1452.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad h/b < 2 \quad \text{"a" kifordulási görbe}$$

$$\alpha_{LT} := 0.21 \quad \text{-alakhiba tényező}$$

$$M_{EdOy} = 541.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda'_{LT} := \sqrt[2]{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.644 \quad \beta := 0.75 \quad \lambda'_{LT0} := 0.4$$

$$\phi_{LT} := \frac{(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda'_{LT} - \lambda'_{LT0}) + \beta \cdot \lambda'^2_{LT})}{2} = 0.681$$

$$\chi_{LT} := \min \left(\frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda'^2_{LT}})}, 1 \right) = 0.933$$

$$M_{bRd} := \frac{(\chi_{LT} \cdot M_{plRdy})}{\gamma_{M1}} = 561.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdOy}}{M_{bRd}} = 0.963 \quad \text{Megfelel!}$$

Kihajlás vizsgálat

ERŐS TENGELE

$$v_y := K_y$$

$$L_1 := 4.78 \text{ m}$$

$$L_{effy} := v_y \cdot L_1 = 7.037 \text{ m}$$

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y = (4.507 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$N_{cry} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_y)}{L_{effy}^2} = (1.887 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{cry}}} = 0.445$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad t_f = 19 \text{ mm} \quad \text{"a" görbe}$$

$$\alpha_y := 0.21$$

GYENGE TENGELE

$$v_z := 1$$

$$L_2 := 4.78 \text{ m}$$

$$L_{effz} := v_z \cdot L_2 = 4.78 \text{ m}$$

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$N_{crz} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{L_{effz}^2} = (7.769 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\lambda_z := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{crz}}} = 0.694$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad t_f = 19 \text{ mm} \quad \text{"b" görbe}$$

$$\alpha_z := 0.34$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.625$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.824$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2})} = 0.941$$

$$\chi_z := \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2})} = 0.787$$

$$\chi_{TF} := 0.751$$

$$\chi_{TF} := 0.751$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$A = (1.59 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A = (1.59 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$N_{brdy} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 3514.258 \text{ kN}$$

$$N_{brdz} := \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2941.948 \text{ kN}$$

$$N_{brdTF} := \chi_{TF} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2806.112 \text{ kN}$$

$$N_{brd} := \min(N_{brdy}, N_{brdz}, N_{brdTF}) = 2806.112 \text{ kN}$$

$$\lambda_m := \frac{N_{EdO}}{\min(N_{brdy}, N_{brdz}, N_{brdTF})} = 0.078 \text{ Megfelel!}$$

Kihajlás-kifordulás interakciós vizsgálat

$$M_h := M_{EdOy} = 541.05 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{EdOz} = 0.44 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad N_{EdO} = 219.66 \text{ kN}$$

$$C_{my} := 0.9 \quad C_{mz} := 0.908 \quad N_{plRd} = 3736.5 \text{ kN}$$

$$k_{yy1} := C_{my} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_y - 0.6) \cdot \frac{N_{EdO}}{\left(\chi_y \cdot \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.916$$

$$k_{yy2} := C_{my} \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{N_{EdO}}{\left(\chi_y \cdot \frac{N_{brdy}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.984$$

$$k_{yy} := \min(k_{yy1}, k_{yy2}) = 0.916$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.55$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_z - 0.6) \cdot \frac{N_{EdO}}{\left(\chi_z \cdot \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.961$$

$$k_{yz} := 0.6 \cdot k_{zz} = 0.577$$

$$\chi_{LT} := \min \left(\frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda'_{LT}{}^2})}, 1, \frac{1}{\lambda'_{LT}{}^2} \right) = 0.933$$

$$n_{yy} := \frac{N_{EdO}}{\frac{(\chi_y \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{EdOy}}{\frac{(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y)}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{EdOz}}{\frac{(W_{plz} \cdot f_y)}{\gamma_{M1}}} = 0.95$$

Megfelel!

$$n_{zy} := \frac{N_{EdO}}{\frac{(\chi_z \cdot N_{pIRd})}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{EdOy}}{\frac{(\chi_{LT} \cdot M_{pIRdy})}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{EdOz}}{\frac{(W_{plz} \cdot f_y)}{\gamma_{M1}}} = 0.61$$

Megfelel!

8. FEJÉPÜLET KERETOSZLOPAINAK VIZSGÁLATA

A fejépület keretoszlopainak vizsgálatát az 5. fejezetben bemutatott mértékadó igénybevételekre fogom elvégezni. A fejépület gerendáinak külön vizsgálatát nem kell elvégezni, mivel ezek nem különböznek a raktárépület gerendáitól.

8.1 Keretoszlop jellemzői

-Szelvény: HEA400 - S235 - 1.osztályú (képlékeny méretezés)

$$h := 390 \text{ mm} \quad t_w := 11 \text{ mm} \quad h_w := 352 \text{ mm} \quad r := 27 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm} \quad t_f := 19 \text{ mm} \quad d := 298 \text{ mm} \quad A := 15900 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 45070 \text{ cm}^4 = (4.507 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad I_z := 8564 \text{ cm}^4 = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} := 2562 \text{ cm}^3 = (2.562 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_{plz} := 872.9 \text{ cm}^3 = (8.729 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_t := 189 \text{ cm}^4 = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4 \quad I_w := 2942000 \text{ cm}^6 = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$$

$$A_{vz} := 57.33 \text{ cm}^2 = (5.733 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.00$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{EdOf} := 395.67 \text{ kN} \quad V_{EdOfz} := 155.64 \text{ kN} \quad M_{EdOfy} := 421.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{EdOfmk} := 169.38 \text{ kN} \quad V_{EdOfy} := 15.98 \text{ kN} \quad M_{EdOfz} := 77.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

8.2 Szilárdsági vizsgálatok

Keretoszlop ellenőrzése normálerőre

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3736.5 \text{ kN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{EdOf}}{N_{plRd}} = 0.106 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretoszlop ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdy} := \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 602.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdOfy}}{M_{plRdy}} = 0.7 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretoszlop ellenőrzése nyírásra

$$A_{vz} = 57.33 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 777.838 \text{ kN}$$

$$\eta_V := \frac{V_{EdOfz}}{V_{plRdz}} = 0.2 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretoszlop ellenőrzése z tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdz} := \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 205.132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{Mz} := \frac{M_{EdOfz}}{M_{plRdz}} = 0.378 \quad \text{Megfelel!}$$

Hajlítás-Normálerő interakciós vizsgálat

$$\eta_N = 0.106 \quad a := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.283 \quad M_{NRdy} := M_{pRdy} = 602.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a > \eta_N \quad \text{Tehát} \quad M_{NRdz} := M_{pRdz} = 205.132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdy} > M_{Edy}$$

$$M_{NRdz} > M_{Edz}$$

Megfelel!

Hajlítás-Nyírás interakciós vizsgálat

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdOfz}}{V_{pRdz}} - 1 \right)^2 = 0.36 \quad M_{VRdz} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 538.914 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdOfy}}{M_{VRdz}} = 0.782$$

Megfelel!

$$A_{vy} := A - (h_w \cdot t_w) = 120.28 \text{ cm}^2 \quad V_{pRdy} := \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1631.927 \text{ kN}$$

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdOfy}}{V_{pRdy}} - 1 \right)^2 = 0.961 \quad M_{VRdy} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 433.337 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdOfz}}{M_{VRdy}} = 0.179$$

Megfelel!

Két tengelyű hajlítás és normálerő interakciós vizsgálat

$$\alpha := 2 \quad \beta_0 := 5 \cdot \eta_N = 0.529 \quad \text{de} \quad \beta \geq 1 \quad \text{Tehát} \quad \beta := 1$$

$$\left(\frac{M_{EdOfy}}{M_{NRdy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{EdOfz}}{M_{NRdz}} \right)^\beta = 0.868 < 1.00 \quad \text{Tehát megfelel!}$$

A keretoszlop a szilárdsági vizsgálatok szempontjából megfelelőnek bizonyult. A továbbiakban a keretoszlop stabilitási vizsgálatait fogom elvégezni, elsősorban kifordulás és kihajlás vizsgálatot, majd ezek interakciójának vizsgálatát is elvégzem.

8.3 Stabilitásvizsgálatok

Kihajlási hossz meghatározása:

Keret magassága: $H := 7.84 \text{ m}$ Fesztáv: $L := 20 \text{ m}$

$$c := \frac{I_y \cdot L}{I_y \cdot H} = 2.551 \quad \alpha := \frac{4 \cdot I_y}{L^2 \cdot A} = 2.835 \cdot 10^{-4} \quad K_y := \sqrt{1 + 0.35 (c + 6 \cdot \alpha) - 0.017 \cdot (c + 6 \cdot \alpha)^2} = 1.335$$

$$L_{Ed} := K_y \cdot H = 10.468 \text{ m}$$

Kifordulás vizsgálat

$$\gamma_{M1} := 1.00$$

-stabilitási vizsgálatok tényezője

$$L_{Ed} = 10.468 \text{ m}$$

-vízszintes megtámasztások közötti merevítetlen hossz

$$k := 1$$

-megtámasztási viszonyoktól függő tényező

$$k_w := 1$$

-megtámasztási viszonyoktól függő tényező

$$z_g := \frac{h}{2} = 195 \text{ mm}$$

-a teher támadáspontját a csavarási középpontban feltételezzük

$$z_j := 0 \text{ mm}$$

-kétszeresen szimmetrikus a szelvény

$$C_1 = 1.46$$

-nyomatéki ábra alakjától függő tényező

$$C_2 := 0$$

-nyomatéki ábra alakjától függő tényező

$$C_3 := 0$$

-nyomatéki ábra alakjától függő tényező

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

-acél Young-modulusa

$$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

-inercianyomaték z tengelyre

$$I_w = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$$

-öblösödési inercianyomaték

$$I_t = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

-C: -

$$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

-nyírási rugalmassági modulus

$$M_{cr} := C_1 \cdot \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{(k \cdot L_{Ed})^2} \left(\sqrt{\left(\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_{Ed})^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z} \right)} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right) = 849 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad h/b < 2 \quad \text{"a" kifordulási görbe}$$

$$\alpha_{LT} := 0.21 \quad \text{-alakhiba tényező}$$

$$M_{EdOfy} = 421.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda'_{LT} := \sqrt[2]{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.842 \quad \beta := 0.75 \quad \lambda'_{LT0} := 0.4$$

$$\phi_{LT} := \frac{(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda'_{LT} - \lambda'_{LT0}) + \beta \cdot \lambda'^2_{LT})}{2} = 0.812$$

$$\chi_{LT} := \min \left(\frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda'^2_{LT}})}, 1 \right) = 0.855$$

$$M_{bRd} := \frac{(\chi_{LT} \cdot M_{plRdy})}{\gamma_{M1}} = 514.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdOfy}}{M_{bRd}} = 0.819 \quad \text{Megfelel!}$$

Kihajlás vizsgálat

ERŐS TENGEY

$$v_y := K_y$$

$$L_1 := 7.84 \text{ m}$$

$$L_{effy} := v_y \cdot L_1 = 10.468 \text{ m}$$

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y = (4.507 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$N_{cry} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_y)}{L_{effy}^2} = 8525.161 \text{ kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{cry}}} = 0.662$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad t_f = 19 \text{ mm} \quad \text{"a" görbe}$$

$$\alpha_y := 0.21$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.768$$

GYENGE TENGEY

$$v_z := 0.5$$

$$L_2 := 7.84 \text{ m}$$

$$L_{effz} := v_z \cdot L_2 = 3.92 \text{ m}$$

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$N_{crz} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{L_{effz}^2} = 11551.106 \text{ kN}$$

$$\lambda_z := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{crz}}} = 0.569$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 \quad t_f = 19 \text{ mm} \quad \text{"b" görbe}$$

$$\alpha_z := 0.34$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.724$$

$$\chi_y := \frac{1}{\left(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}\right)} = 0.865$$

$$\chi_{TF} := 0.751$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$A = (1.59 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$N_{brdy} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 3231.543 \text{ kN}$$

$$N_{brdTF} := \chi_{TF} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2806.112 \text{ kN}$$

$$N_{brd} := \min(N_{brdy}, N_{brdz}, N_{brdTF}) = 2806.112 \text{ kN}$$

$$\lambda_m := \frac{N_{EdOf}}{\min(N_{brdy}, N_{brdz}, N_{brdTF})} = 0.141 \text{ Megfelel!}$$

Kihajlás-kifordulás interakciós vizsgálat

$$M_h := M_{EdOfy} = 421.38 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{EdOfz} = 77.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad N_{EdOfmk} := 169.38 \text{ kN}$$

$$C_{my} := 0.9 \quad C_{mz} := 0.522 \quad N_{plRd} = 3736.5 \text{ kN}$$

$$k_{yy1} := C_{my} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_y - 0.6) \cdot \frac{N_{EdOfmk}}{\left(\chi_y \cdot \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}}\right)}\right) = 0.934 \quad k_{yy2} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.462 \cdot \frac{N_{EdOfmk}}{\left(\chi_y \cdot \frac{N_{brdy}}{\gamma_{M1}}\right)}\right) = 0.925$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_z - 0.6) \cdot \frac{N_{EdOfmk}}{\left(\chi_z \cdot \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}}\right)}\right) = 0.537 \quad k_{yy} := \min(k_{yy1}, k_{yy2}) = 0.925$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.555 \quad k_{yz} := 0.6 \cdot k_{zz} = 0.322$$

$$\chi_{LT} := \min\left(\frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda'_{LT}{}^2}\right)}, 1, \frac{1}{\lambda'_{LT}{}^2}\right) = 0.855$$

$$n_{yy} := \frac{N_{EdOfmk}}{\left(\chi_y \cdot A \cdot f_y\right)} + k_{yy} \cdot \frac{M_{EdOfy}}{\left(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y\right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{EdOfz}}{\left(W_{plz} \cdot f_y\right)} = 0.93$$

Megfelel!

$$n_{zy} := \frac{N_{EdOfmk}}{\left(\chi_z \cdot N_{plRd}\right)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{EdOfy}}{\left(\chi_{LT} \cdot M_{plRdy}\right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{EdOfz}}{\left(W_{plz} \cdot f_y\right)} = 0.71$$

Megfelel!

9. KERETTEL PÁRHUZAMOS FÖDÉMGERENDÁK VIZSGÁLATA

9.1 Födémgerenda jellemzői

-Szelvény: HEA240 - S235 - 1.osztályú (képlékeny méretezés)

$$h := 230 \text{ mm} \quad t_w := 7.5 \text{ mm} \quad h_w := 206 \text{ mm} \quad r := 21 \text{ mm}$$

$$b := 240 \text{ mm} \quad t_f := 12 \text{ mm} \quad d := 164 \text{ mm} \quad A := 7684 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 7763 \text{ cm}^4 = (7.763 \cdot 10^7) \text{ mm}^4 \quad I_z := 2769 \text{ cm}^4 = (2.769 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} := 744.84 \text{ cm}^3 = (7.448 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad W_{plz} := 351.69 \text{ cm}^3 = (3.517 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_t := 41.03 \text{ cm}^4 = (4.103 \cdot 10^5) \text{ mm}^4 \quad I_w := 321640 \text{ cm}^6 = (3.216 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

$$A_{vz} := 25.18 \text{ cm}^2 = (2.518 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.00$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{EdFG1} := 185.06 \text{ kN} \quad V_{EdFG1z} := 116.27 \text{ kN} \quad M_{EdFG1y} := 130.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{EdFG1y} := 3.15 \text{ kN} \quad M_{EdFG1z} := 7.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.2 Szilárdsági vizsgálatok

Födémgerenda ellenőrzése nyomásra

Födémgerenda ellenőrzése nyírásra

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1805.74 \text{ kN}$$

$$A_{vz} = 25.18 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 341.635 \text{ kN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{EdFG1}}{N_{plRd}} = 0.102 \quad \text{Megfelel!}$$

$$\eta_V := \frac{V_{EdFG1z}}{V_{plRdz}} = 0.34 \quad \text{Megfelel!}$$

Födémgerenda ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

Födémgerenda ellenőrzése z tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdy} := \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 175.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{plRdz} := \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 82.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdFG1y}}{M_{plRdy}} = 0.748 \quad \text{Megfelel!}$$

$$\eta_{Mz} := \frac{M_{EdFG1z}}{M_{plRdz}} = 0.096 \quad \text{Megfelel!}$$

Hajlítás-Normálerő interakciós vizsgálat

$$\eta_N = 0.102 \quad \alpha := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.25 \quad M_{NRdy} := M_{plRdy} = 175.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha > \eta_N \quad \text{Tehát} \quad M_{NRdz} := M_{plRdz} = 82.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdy} > M_{Edy}$$

$$M_{NRdz} > M_{Edz}$$

Megfelel!

Hajlítás-Nyírás interakciós vizsgálat

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdFG1z}}{V_{plRdz}} - 1 \right)^2 = 0.102 \quad M_{VRdz} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 169.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdFG1y}}{M_{VRdz}} = 0.77 \quad \text{Megfelel!}$$

$$A_{vy} := A - (h_w \cdot t_w) = 61.39 \text{ cm}^2 \quad V_{plRdy} := \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 832.923 \text{ kN}$$

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdFG1y}}{V_{plRdy}} - 1 \right)^2 = 0.985 \quad M_{VRdy} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 126.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdFG1z}}{M_{VRdy}} = 0.063 \quad \text{Megfelel!}$$

Két tengelyű hajlítás és normálerő interakciós vizsgálat

$$\alpha := 2 \quad \beta_0 := 5 \cdot \eta_N = 0.512 \quad \text{de} \quad \beta \geq 1 \quad \text{Tehát} \quad \beta := 1$$

$$\left(\frac{M_{EdFG1y}}{M_{NRdy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{EdFG1z}}{M_{NRdz}} \right)^\beta = 0.655 < 1.00 \quad \text{Tehát megfelel!}$$

A födémgerenda tehát a szilárdsági vizsgálatok alapján megfelelőnek bizonyult. A stabilitási vizsgálatok elvégzése ezen gerendák esetében nem szükséges, hiszen a födém megtámasztja a gerenda felső övét így a stabilitási tönkremenetel kizárható.

10.KERETEKRE MERŐLEGES FÖDÉMGERENDÁK VIZSGÁLATA

10.1 Födémgerenda jellemzői

-Szelvény: HEA240 - S235 - 1.osztályú (képlékeny méretezés)

$$h := 230 \text{ mm} \quad t_w := 7.5 \text{ mm} \quad h_w := 206 \text{ mm} \quad r := 21 \text{ mm}$$

$$b := 240 \text{ mm} \quad t_f := 12 \text{ mm} \quad d := 164 \text{ mm} \quad A := 7684 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 7763 \text{ cm}^4 = (7.763 \cdot 10^7) \text{ mm}^4 \quad I_z := 2769 \text{ cm}^4 = (2.769 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} := 744.84 \text{ cm}^3 = (7.448 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad W_{plz} := 351.69 \text{ cm}^3 = (3.517 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_t := 41.03 \text{ cm}^4 = (4.103 \cdot 10^5) \text{ mm}^4 \quad I_w := 321640 \text{ cm}^6 = (3.216 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

$$A_{vz} := 25.18 \text{ cm}^2 = (2.518 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.00$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{EdFG2} := 8.14 \text{ kN} \quad V_{EdFG2z} := 111.33 \text{ kN} \quad M_{EdFG2y} := 165.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{EdFG2y} := 7.98 \text{ kN} \quad M_{EdFG2z} := 6.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.2 Szilárdsági vizsgálatok

Födémgerenda ellenőrzése nyomásra

$$N_{pLRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1805.74 \text{ kN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{EdFG2}}{N_{pLRd}} = 0.005 \quad \text{Megfelel!}$$

Födémgerenda ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

$$M_{pLRdy} := \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 175.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdFG2y}}{M_{pLRdy}} = 0.944 \quad \text{Megfelel!}$$

Födémgerenda ellenőrzése nyírásra

$$A_{vz} = 25.18 \text{ cm}^2$$

$$V_{pLRdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 341.635 \text{ kN}$$

$$\eta_V := \frac{V_{EdFG2z}}{V_{pLRdz}} = 0.326 \quad \text{Megfelel!}$$

Födémgerenda ellenőrzése z tengely körüli hajlításra

$$M_{pLRdz} := \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 82.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{Mz} := \frac{M_{EdFG2z}}{M_{pLRdz}} = 0.08 \quad \text{Megfelel!}$$

Hajlítás-Normálerő interakciós vizsgálat

$$\eta_N = 0.005 \quad a := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.25 \quad M_{NRdy} := M_{plRdy} = 175.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a > \eta_N \quad \text{Tehát} \quad M_{NRdz} := M_{plRdz} = 82.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdy} > M_{Edy}$$

$$M_{NRdz} > M_{Edz}$$

Megfelel!

Hajlítás-Nyírás interakciós vizsgálat

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdFG2z}}{V_{plRdz}} - 1 \right)^2 = 0.121 \quad M_{VRdz} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 169.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdFG2y}}{M_{VRdz}} = 0.977 \quad \text{Megfelel!}$$

$$A_{vy} := A - (h_w \cdot t_w) = 61.39 \text{ cm}^2 \quad V_{plRdy} := \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 832.923 \text{ kN}$$

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdFG2y}}{V_{plRdy}} - 1 \right)^2 = 0.962 \quad M_{VRdy} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 127.257 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdFG2z}}{M_{VRdy}} = 0.052 \quad \text{Megfelel!}$$

Két tengelyű hajlítás és normálerő interakciós vizsgálat

$$\alpha := 2 \quad \beta_0 := 5 \cdot \eta_N = 0.023 \quad \text{de} \quad \beta \geq 1 \quad \text{Tehát} \quad \beta := 1$$

$$\left(\frac{M_{EdFG2y}}{M_{NRdy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{EdFG2z}}{M_{NRdz}} \right)^\beta = 0.971 < 1.00 \quad \text{Tehát megfelel!}$$

A keretekre merőleges födémgerendák a szilárdsági vizsgálatokra megfeleltek. A stabilitási vizsgálatok elvégzése ezen gerendák esetében nem szükséges, hiszen a födém megtámasztja a gerenda felső övét így a stabilitási tönkremenetel kizárható.

11.FÖDÉMET ALÁTÁMASZTÓ OSZLOPOK VIZSGÁLATA

11.1 Födém alátámasztó oszlop jellemzői

-Szelvény: HEA240 - S235 - 1.osztályú (képlékeny méretezés)

$$h := 230 \text{ mm} \quad t_w := 7.5 \text{ mm} \quad h_w := 206 \text{ mm} \quad r := 21 \text{ mm}$$

$$b := 240 \text{ mm} \quad t_f := 12 \text{ mm} \quad d := 164 \text{ mm} \quad A := 7684 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 7763 \text{ cm}^4 = (7.763 \cdot 10^7) \text{ mm}^4 \quad I_z := 2769 \text{ cm}^4 = (2.769 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} := 744.84 \text{ cm}^3 = (7.448 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad W_{plz} := 351.69 \text{ cm}^3 = (3.517 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_t := 41.03 \text{ cm}^4 = (4.103 \cdot 10^5) \text{ mm}^4 \quad I_w := 321640 \text{ cm}^6 = (3.216 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

$$A_{vz} := 25.18 \text{ cm}^2 = (2.518 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.00$$

Mértékadó igénybevételek:

$$N_{EdFO} := 434.33 \text{ kN} \quad V_{EdFOy} := 10.21 \text{ kN} \quad M_{EdFOy} := 5.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{EdFOz} := 2.75 \text{ kN} \quad M_{EdFOz} := 40.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

11.2 Szilárdsági vizsgálatok

Födémgerenda ellenőrzése nyomásra

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1805.74 \text{ kN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{EdFO}}{N_{plRd}} = 0.241 \quad \text{Megfelel!}$$

Födémgerenda ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdy} := \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 175.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdFOy}}{M_{plRdy}} = 0.034 \quad \text{Megfelel!}$$

Födémgerenda ellenőrzése nyírásra

$$A_{vz} = 25.18 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 341.635 \text{ kN}$$

$$\eta_V := \frac{V_{EdFOz}}{V_{plRdz}} = 0.008 \quad \text{Megfelel!}$$

Födémgerenda ellenőrzése z tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdz} := \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 82.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{Mz} := \frac{M_{EdFOz}}{M_{plRdz}} = 0.484 \quad \text{Megfelel!}$$

Hajlítás-Normálerő interakciós vizsgálat

$$\eta_N = 0.241 \quad a := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.25 \quad M_{NRdy} := M_{plRdy} = 175.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a > \eta_N \quad \text{Tehát} \quad M_{NRdz} := M_{plRdz} = 82.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdy} > M_{Edy}$$

$$M_{NRdz} > M_{Edz}$$

Megfelel!

Hajlítás-Nyírás interakciós vizsgálat

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdFOz}}{V_{plRdz}} - 1 \right)^2 = 0.968 \quad M_{VRdz} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 126.958 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdFOy}}{M_{VRdz}} = 0.047$$

Megfelel!

$$A_{vy} := A - (h_w \cdot t_w) = 61.39 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRdy} := \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 832.923 \text{ kN}$$

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdFOy}}{V_{plRdy}} - 1 \right)^2 = 0.952$$

$$M_{VRdy} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 127.777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{EdFOz}}{M_{VRdy}} = 0.313$$

Megfelel!

Két tengelyű hajlítás és normálerő interakciós vizsgálat

$$\alpha := 2 \quad \beta_0 := 5 \cdot \eta_N = 1.203 \quad \text{de} \quad \beta \geq 1 \quad \text{Tehát} \quad \beta := 1$$

$$\left(\frac{M_{EdFOy}}{M_{NRdy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{EdFOz}}{M_{NRdz}} \right)^\beta = 0.485 < 1.00 \quad \text{Tehát megfelel!}$$

A mértékadó keretoszlop a szilárdsági vizsgálatok szempontjából megfelelőnek bizonyult. A továbbiakban a keretoszlop stabilitási vizsgálatait fogom elvégezni, elsősorban kifordulás és kihajlás vizsgálatot, majd ezek interakciójának vizsgálatát is elvégzem.

11.3 Stabilitás vizsgálatok

Kifordulás vizsgálat

$\gamma_{M1} := 1.00$	-stabilitási vizsgálatok tényezője	
$L_{Ed} := 3.92 \text{ m}$	-vízszintes megtámasztások közötti merevítetlen hossz	
$k := 1$	-megtámasztási viszonyoktól függő tényező	
$k_w := 1$	-megtámasztási viszonyoktól függő tényező	
$z_g := \frac{h}{2} = 115 \text{ mm}$	-a teher támadáspontját a csavarási középpontban feltételezzük	
$z_j := 0 \text{ mm}$	-kétszeresen szimmetrikus a szelvény	
$C_1 := 1.46$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező	
$C_2 := 0$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező	
$C_3 := 0$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező	
$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	-acél Young-modulusa	
$I_z = (2.769 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$	-inercianyomaték z tengelyre	
$I_w = (3.216 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$	-öblösödési inercianyomaték	
$I_t = (4.103 \cdot 10^5) \text{ mm}^4$	-C: -	
$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	-nyírási rugalmassági modulus	
$M_{cr} := C_1 \cdot \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{(k \cdot L_{Ed})^2} \left(\sqrt{\left(\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_{Ed})^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z} \right)} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right) = 781 \text{ kN} \cdot \text{m}$		
$\frac{h}{b} = 0.958 \quad h/b < 2$	- "a" kifordulási görbe	
$\alpha_{LT} := 0.21$	-alakhiba tényező	
$M_{EdFOy} = 5.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$		
$\lambda'_{LT} := \sqrt[2]{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.473$	$\beta := 0.75$	$\lambda'_{LT0} := 0.4$

$$\phi_{LT} := \frac{(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda'_{LT} - \lambda'_{LT0}) + \beta \cdot \lambda'^2_{LT})}{2} = 0.592$$

$$\chi_{LT} := \min \left(\frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda'^2_{LT}})}, 1 \right) = 0.982$$

$$M_{bRd} := \frac{(\chi_{LT} \cdot M_{pLRdy})}{\gamma_{M1}} = 171.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdFOy}}{M_{bRd}} = 0.035 \quad \text{Megfelel!}$$

Kihajlás vizsgálat

ERŐS TENGELY

$$v_y := 1$$

$$L_1 := 3.92 \text{ m}$$

$$L_{effy} := v_y \cdot L_1 = 3.92 \text{ m}$$

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y = (7.763 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$N_{cry} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_y)}{L_{effy}^2} = (1.047 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{cry}}} = 0.415$$

$$\frac{h}{b} = 0.958 \quad t_f = 12 \text{ mm} \quad \text{"a" görbe}$$

$$\alpha_y := 0.21$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.609$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2})} = 0.949$$

$$\chi_{TF} := 0.751$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$A = (7.684 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

GYENGE TENGELY

$$v_z := 1$$

$$L_2 := 3.92 \text{ m}$$

$$L_{effz} := v_z \cdot L_2 = 3.92 \text{ m}$$

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_z = (2.769 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$N_{crz} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{L_{effz}^2} = (3.735 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\lambda_z := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{crz}}} = 0.695$$

$$\frac{h}{b} = 0.958 \quad t_f = 12 \text{ mm} \quad \text{"b" görbe}$$

$$\alpha_z := 0.34$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.826$$

$$\chi_z := \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2})} = 0.786$$

$$\chi_{TF} := 0.751$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$A = (7.684 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$N_{brdy} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1713.141 \text{ kN} \quad N_{brdz} := \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1419.925 \text{ kN}$$

$$N_{brdTF} := \chi_{TF} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1356.111 \text{ kN}$$

$$N_{brd} := \min(N_{brdy}, N_{brdz}, N_{brdTF}) = 1356.111 \text{ kN}$$

$$\lambda_m := \frac{N_{EdFO}}{\min(N_{brdy}, N_{brdz}, N_{brdTF})} = 0.32 \quad \text{Megfelel!}$$

Kihajlás-kifordulás interakciós vizsgálat

$$M_h := M_{EdFOy} = 5.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{EdFOz} = 40.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad N_{EdFO} = 434.33 \text{ kN}$$

$$C_{my} := 0.497 \quad C_{mz} := 0.6 \quad N_{plRd} = 1805.74 \text{ kN}$$

$$k_{yy1} := C_{my} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_y - 0.6) \cdot \frac{N_{EdFO}}{\left(\chi_y \cdot \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.526$$

$$k_{yy2} := C_{my} \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{N_{EdFO}}{\left(\chi_y \cdot \frac{N_{brdy}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.683 \quad k_{yy} := \min(k_{yy1}, k_{yy2}) = 0.526$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.316$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_z - 0.6) \cdot \frac{N_{EdFO}}{\left(\chi_z \cdot \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}} \right)} \right) = 0.745 \quad k_{yz} := 0.6 \cdot k_{zz} = 0.447$$

$$\chi_{LT} := \min \left(\frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \chi'_{LT}{}^2} \right)}, 1, \frac{1}{\chi'_{LT}{}^2} \right) = 0.982$$

$$n_{yy} := \frac{N_{EdFO}}{\left(\chi_y \cdot A \cdot f_y \right) / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{EdFOy}}{\left(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y \right) / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{EdFOz}}{\left(W_{plz} \cdot f_y \right) / \gamma_{M1}} = 0.49 \quad \text{Megfelel!}$$

$$n_{zy} := \frac{N_{EdFO}}{\left(\chi_z \cdot N_{plRd} \right) / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{EdFOy}}{\left(\chi_{LT} \cdot M_{plRdy} \right) / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{EdFOz}}{\left(W_{plz} \cdot f_y \right) / \gamma_{M1}} = 0.68 \quad \text{Megfelel!}$$

12.MEREVÍTŐRENDSZER VIZSGÁLATA

12.1 Vonórúd jellemzői

-Szelvény: D16 vonórúd S235

$$d := 16 \text{ mm} \quad A := \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = 201.062 \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.00$$

-Mértékadó igénybevétel: $N_{EdM} := 12.67 \text{ kN}$

12.2 Vonórúd vizsgálata húzásra

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 47.25 \text{ kN} \quad \eta_N := \frac{N_{EdM}}{N_{plRd}} = 0.268 \quad \text{Megfelel!}$$

13.KAPCSOLATOK MÉRETEZÉSE

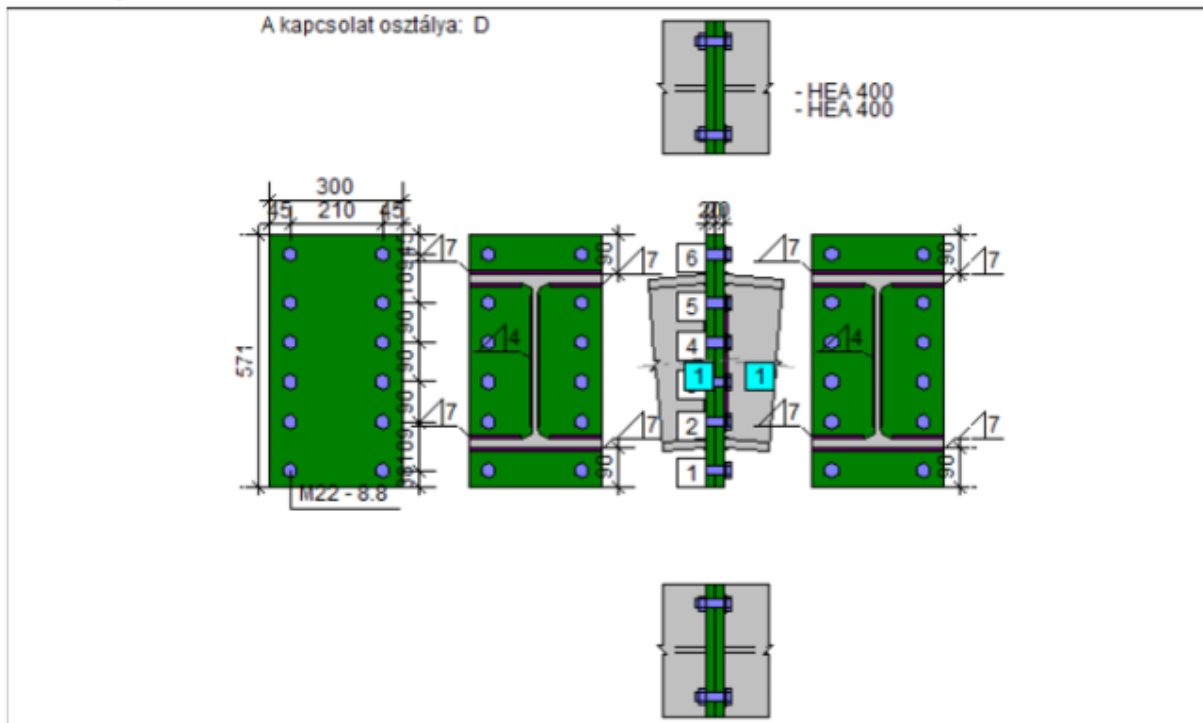
Az acélszerkezetek kapcsolatainak vizsgálatát kizárólag az Axis VM szoftver beépített kapcsolat méretező moduljával fogom vizsgálni. Ezen kapcsolatok vizsgálata kézi számítással a komponens módszerrel történne. A módszer lényege, hogy az acél kapcsolat minden egyes elemét a rá jellemző tönkremeneteli módra meg kell vizsgálni. Azonban a nagy igénybevételek miatt összetett csomópontok kialakítás szükséges, melyek komponenseinek egyenként történő vizsgálata kézi számítással hosszadalmas és bonyolult feladat lenne.

13.1 Keretgerendák homloklemezkes kapcsolata

	Gerenda-gerenda (homloklemez) EN 1993-1-8:2006	Hányados : 0.923	
--	--	------------------	--

Csomópont: 79

Rudak: 61, 62



53.Sz. ábra: Keretgerendák homloklemezkes kapcsolatának geometriai kialakítása és kihasználtsága

Homloklemez: $l_p := 300 \text{ mm}$ $h_p := 571 \text{ mm}$ $t_p := 20 \text{ mm}$

Csavarok: 12db M22x60 8.8

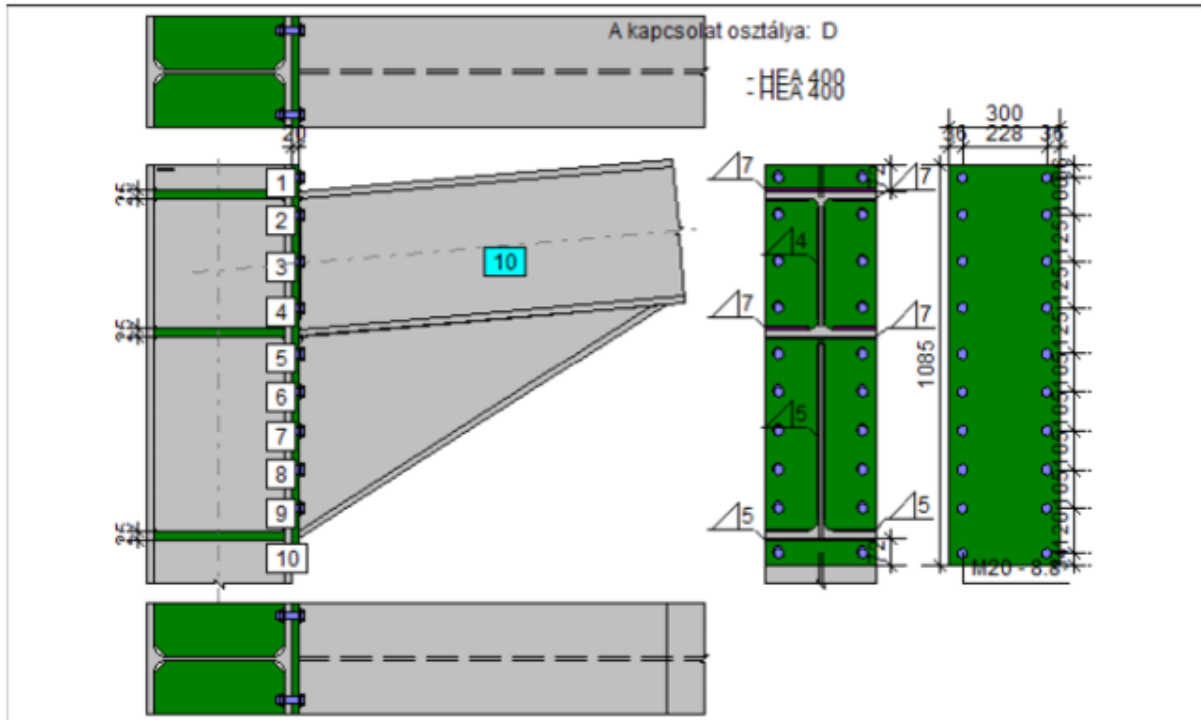
Hegesztési varratok: 4mm, 7mm gyökméretű sarokvarratok ábra alapján

13.2 Keretgerenda és keretoszlop homloklemezkes kapcsolata

	Gerenda-oszlop (homloklemez) EC3 1991-1-8: 2008	Hányados : 0.969	
---	---	------------------	--

Csomópont: 78

Rudak: 62, 60



54.Sz. ábra: Keretgerenda és keretoszlop homloklemezkes kapcsolatának geometriai kialakítása és kihasználtsága

Homloklemez: $l_p := 300 \text{ mm}$ $h_p := 1085 \text{ mm}$ $t_p := 20 \text{ mm}$

Csavarok: 20db M20x60 8.8

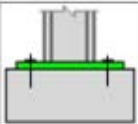
$t_s := 25 \text{ mm}$

Oszlop merevítő $l_s := 144.5 \text{ mm}$ $h_s := 352 \text{ mm}$

Kiékelés: szelvény: HEA400 $l_b := 1000 \text{ mm}$ $h_b := 550 \text{ mm}$

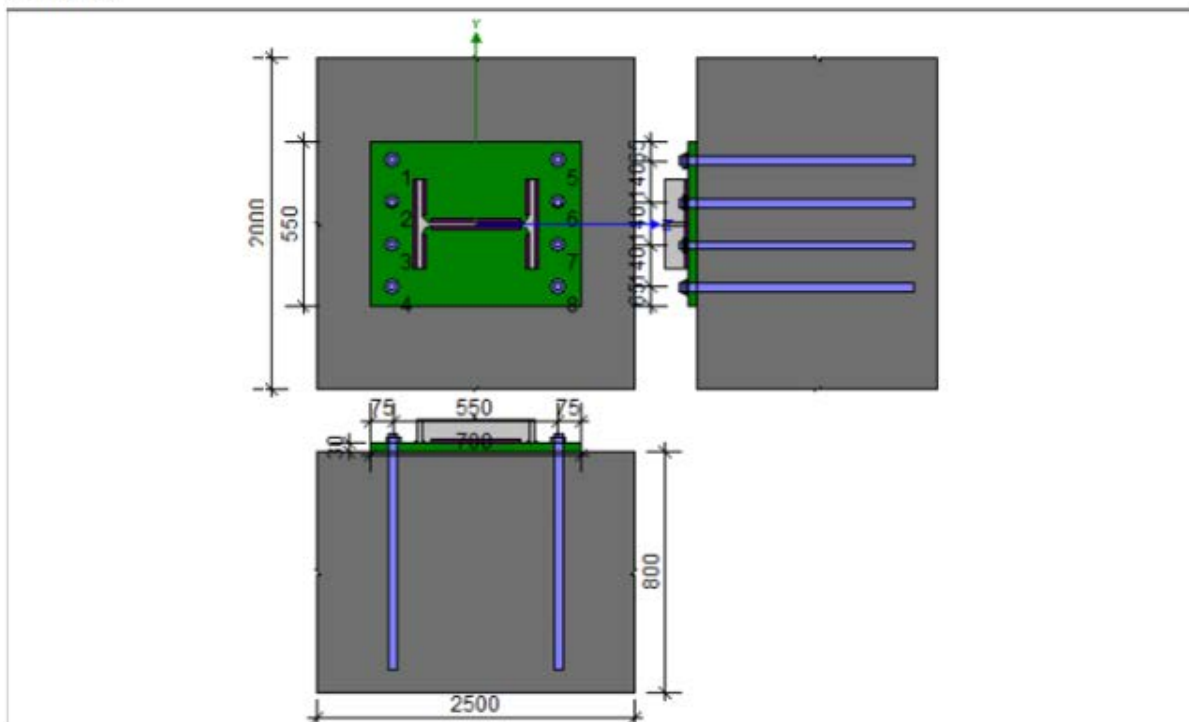
Hegesztési varratok: 4mm, 5mm, 7mm gyökméretű sarokvarratok ábra alapján

13.3 Mértékadó keret oszloptalp kapcsolata

	Oszloptalp EC3 1991-1-8: 2008, EN 1992-4:2018	Hányados : 0.995	✓
---	---	------------------	---

Csomópont: 77

Rudak: 60



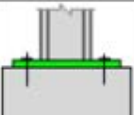
55.Sz. ábra: Mértékadó keret oszloptalp kapcsolatának geometriai kialakítása és kihasználtsága

Talplemez: $l_p := 700 \text{ mm}$ $h_p := 550 \text{ mm}$ $t_p := 30 \text{ mm}$

Lehorgonyzás: 8db M27x780 10.9

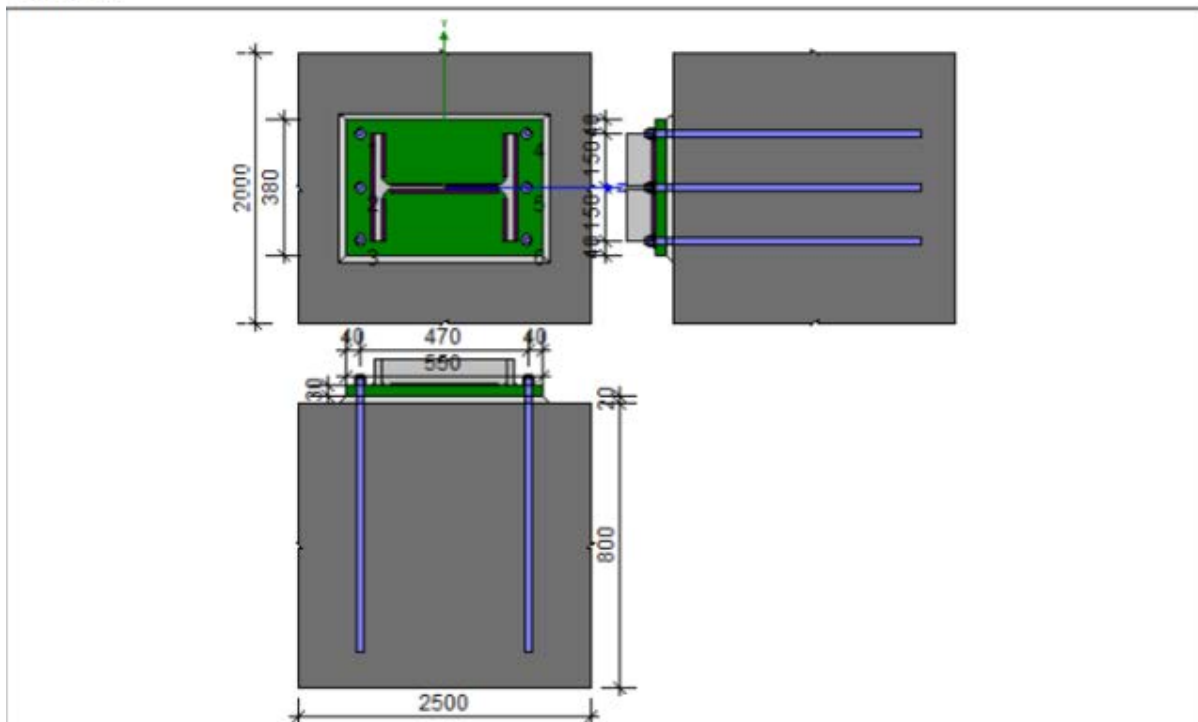
Hegesztési varratok: minden varrat 8mm gyökméretű sarokvarrat

13.4 Fejépület mértékadó keret oszloptalp kapcsolata

	Oszloptalp EC3 1991-1-8: 2008, EN 1992-4:2018	Hányados : 0.625	✓
---	---	------------------	---

Csomópont: 67

Rudak: 52



56.Sz. ábra: Fejépület mértékadó keret oszloptalp kapcsolatának geometriai kialakítása és kihasználtsága

Talplemez: $l_p := 550 \text{ mm}$ $h_p := 380 \text{ mm}$ $t_p := 30 \text{ mm}$

Lehorgonyzás: 6db M20x780 8.8

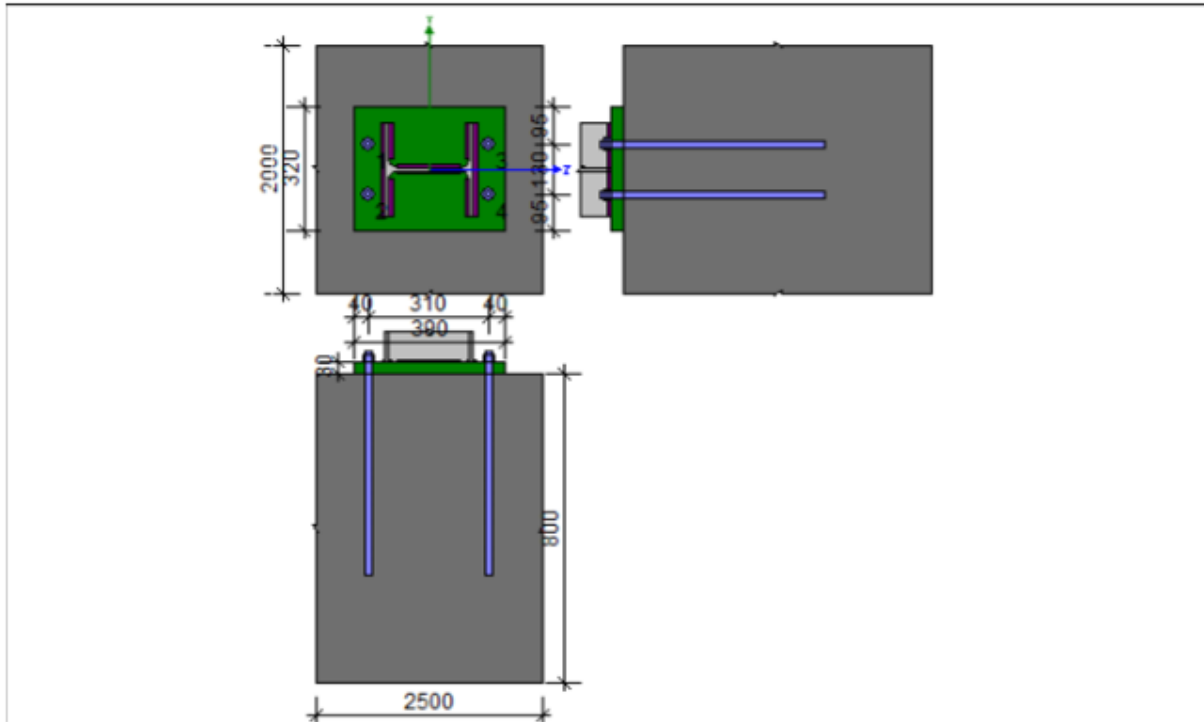
Hegesztési varratok: minden varrat 7mm gyökméretű sarokvarrat

13.5 Födémet alátámasztó oszlopok oszloptalp kapcsolata

	Oszloptalp EC3 1991-1-8: 2008, EN 1992-4:2018	Hányados : 0.746	✓
---	---	------------------	---

Csomópont: 1973

Rudak: 336



57.Sz. ábra: Födémet alátámasztó oszlopok oszloptalp kapcsolatának geometriai kialakítása és kihasználtsága

Talplemez: $l_p := 390 \text{ mm}$ $h_p := 320 \text{ mm}$ $t_p := 30 \text{ mm}$

Lehorgonyzás: 4db M20x580 8.8

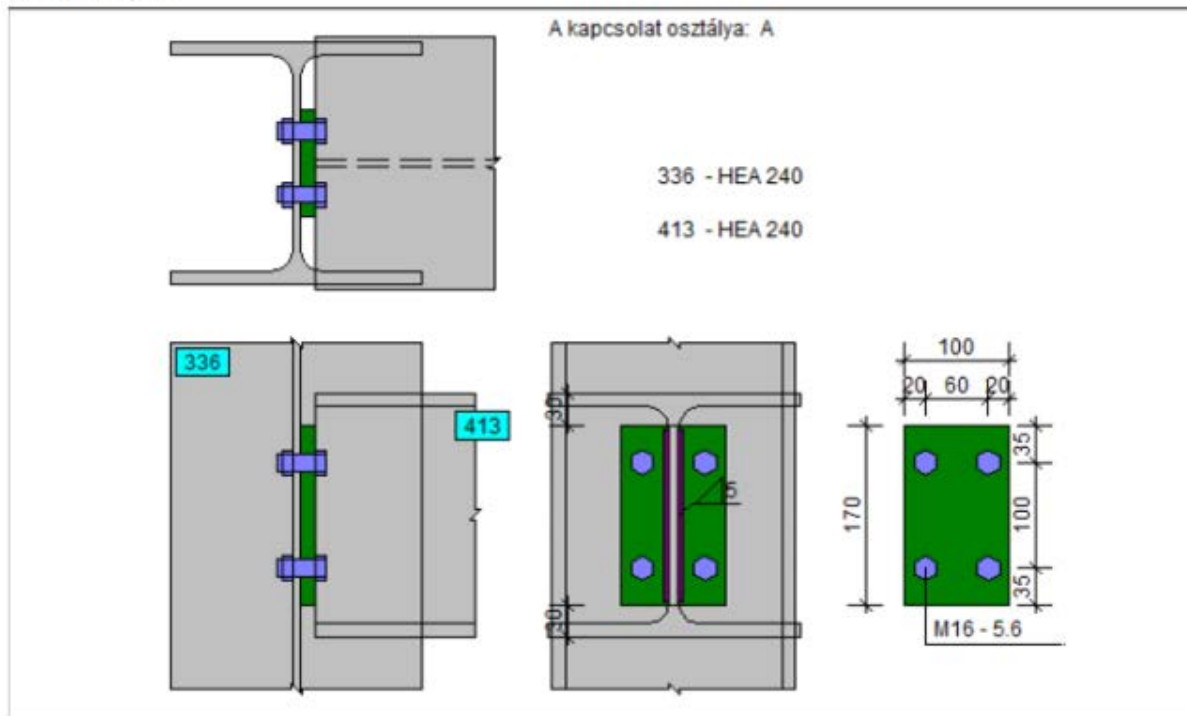
Hegesztési varratok: minden varrat 7mm gyökméretű sarokvarrat

13.7 Födémgerenda és oszlop csuklós kapcsolata

	Gerenda-lemez-oszlop	EN 1991-1-8:2006	Hányados : 0.556	
---	----------------------	------------------	------------------	---

Csomópont: 1962

Rudak: 413, 336



59.Sz. ábra: Födémgerenda és oszlop csuklós kapcsolatának geometriai kialakítása és kihasználtsága

Homloklemez: $l_p := 170 \text{ mm}$ $h_p := 100 \text{ mm}$ $t_p := 15 \text{ mm}$

Csavarok: 8db M16x60 8.8

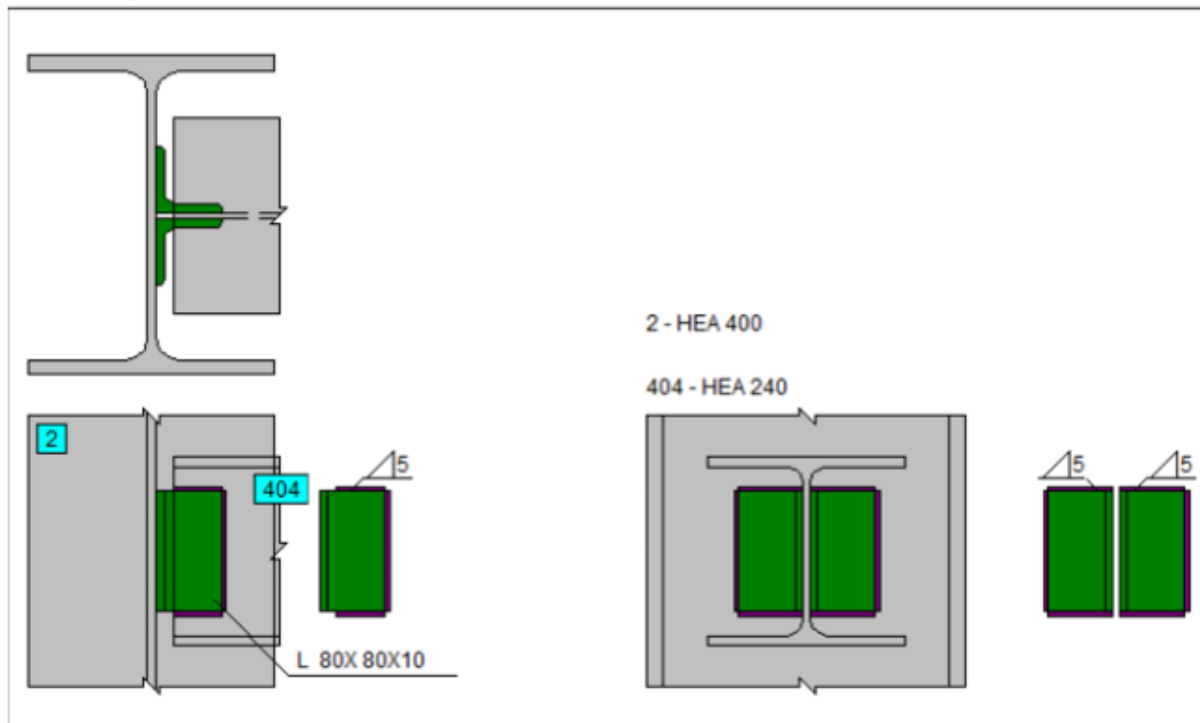
Hegesztési varratok: 5 mm gyökméretű sarokvarrat

13.8 Födémgerenda és keretoszlop hegesztett kapcsolata

	Gerenda - oszlop	EN 1991-1-8:2006	Hányados : 0.182	
---	------------------	------------------	------------------	---

Csomópont: 344

Rudak: 404, 2



60.Sz. ábra: Födémgerenda és keretoszlop hegesztett kapcsolatának geometriai kialakítása és kihasználtsága

Az egyéb kapcsolatok ellenőrzése, mint például a merevítő rendszer kapcsolatai a kis kihasználtságok és igénybevételek miatt nem szükséges. Ezen kapcsolatok kialakítása során az egyes kapcsolati elemek vizsgálata közelítő kézi számítással elvégezhető, mivel ezeken az elemeken keletkező igénybevételek általában nem túl összetettek, így könnyen vizsgálható például a varratok ellenállása vagy a csavarok nyírási ellenállása.

14.HASZNÁLHATÓSÁGI VIZSGÁLATOK

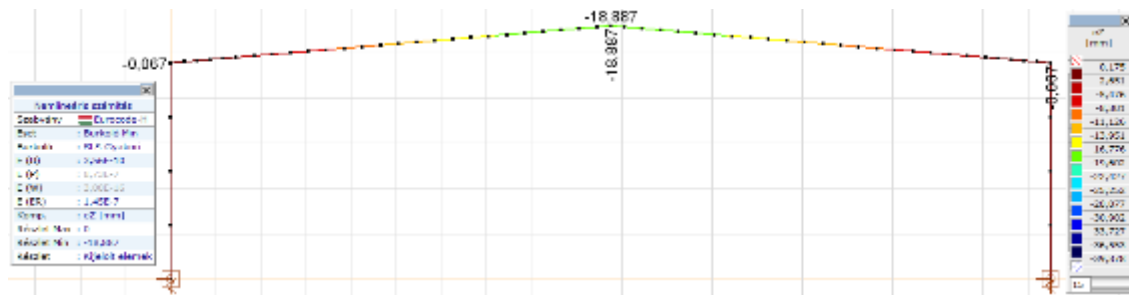
A használhatóság vizsgálásához a korábban már meghatározott gyakori kombinációt alkalmazzuk. A szerkezet maximális vízszintes és függőleges elmozdulásait a szabványnak megfelelően $L/300$ értékben korlátozzuk.

14.1 Raktár mértékadó keretállásának használhatósági vizsgálata

Alap adatok:

Keretállás fesztáv: $L_R := 20 \text{ m}$

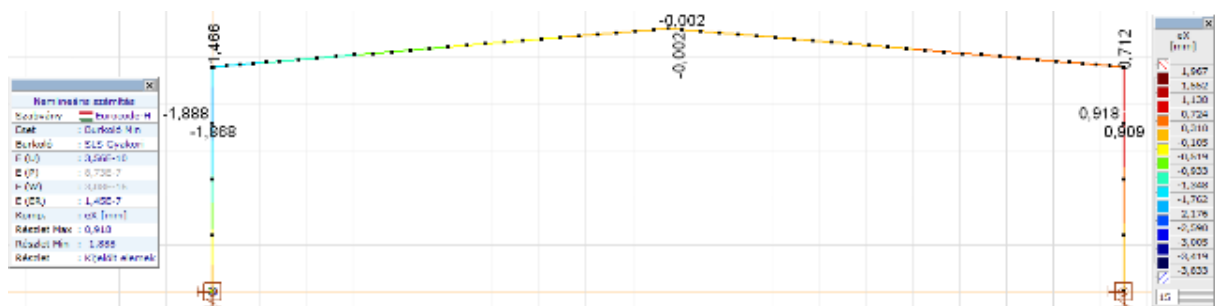
Keretállás magassága: $H_R := 5.60 \text{ m}$



61.Sz. ábra: Z irányú elmozdulási ábra

Mértékadó függőleges elmozdulás (lehajlás): $e_Z := 18.887 \text{ mm}$ $\frac{L_R}{300} = 66.667 \text{ mm}$

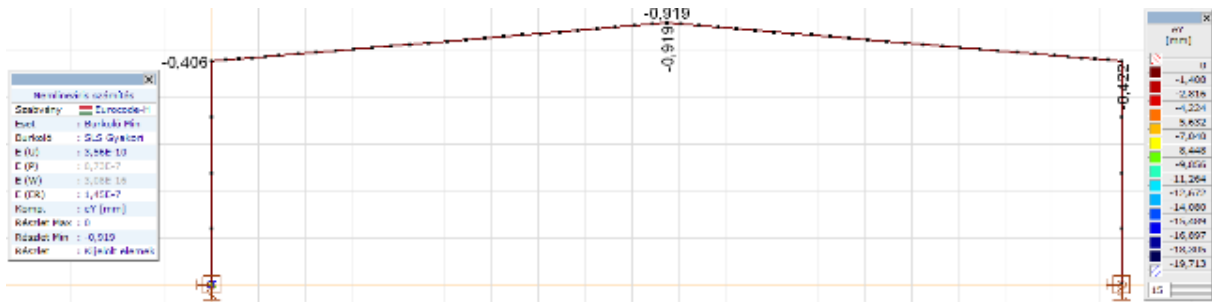
$$v := \frac{e_Z}{\left(\frac{L_R}{300}\right)} = 0.283$$



62.Sz. ábra: X irányú elmozdulási ábra

Mértékadó vízszintes elmozdulás keretsíkban: $e_X := 1.888 \text{ mm}$ $\frac{H_R}{300} = 18.667 \text{ mm}$

$$v := \frac{e_X}{\left(\frac{H_R}{300}\right)} = 0.101$$



63.Sz. ábra: Y irányú elmozdulási ábra

Mértékadó vízszintes elmozdulás keretsíkra merőlegesen: $e_Y := 0.919 \text{ mm}$

$$\frac{H_R}{300} = 18.667 \text{ mm} \quad v := \frac{e_Y}{\left(\frac{H_R}{300}\right)} = 0.049$$

Tehát a raktár használhatóság szempontjából megfelel!

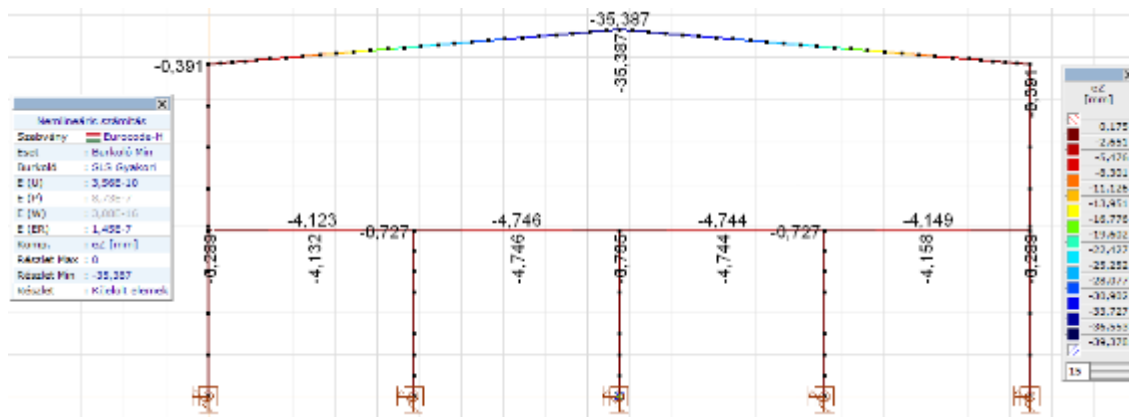
14.2 Fejépület mértékadó keretállásának használhatósági vizsgálata

Alap adatok:

Keretállás fesztáv: $L_F := 20 \text{ m}$

Keretállás magassága: $H_F := 8.66 \text{ m}$

Födémgerendák fesztáv: $L_f := 4.873 \text{ m}$



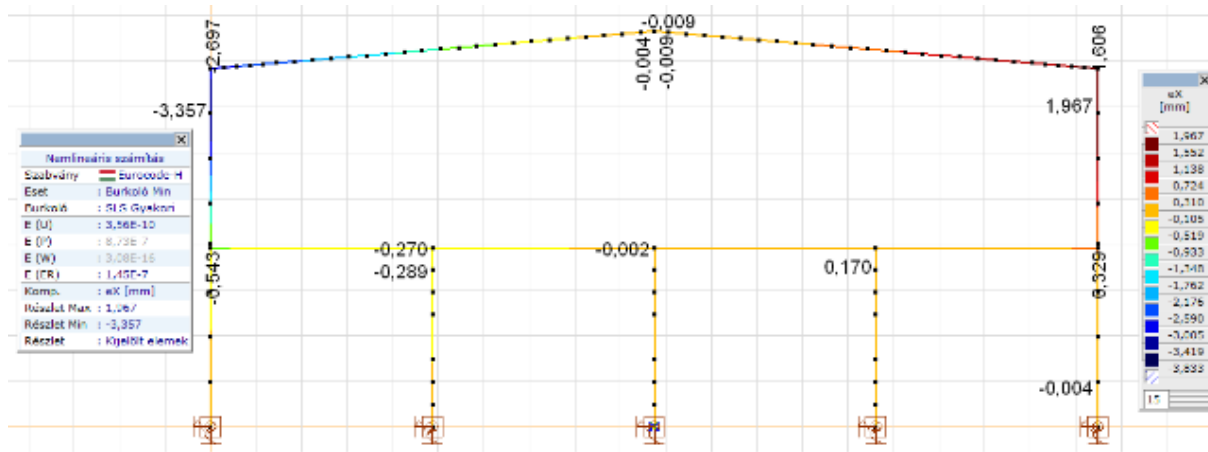
64.Sz. ábra: Z irányú elmozdulási ábra

Mértékadó függőleges keret elmozdulás (lehajlás): $e_Z := 35.387 \text{ mm}$ $\frac{L_F}{300} = 66.667 \text{ mm}$

$$v := \frac{e_Z}{\left(\frac{L_F}{300}\right)} = 0.531$$

Mértékadó függőleges födémgerenda elmozdulás (lehajlás): $e_{zf} := 4.752 \text{ mm}$

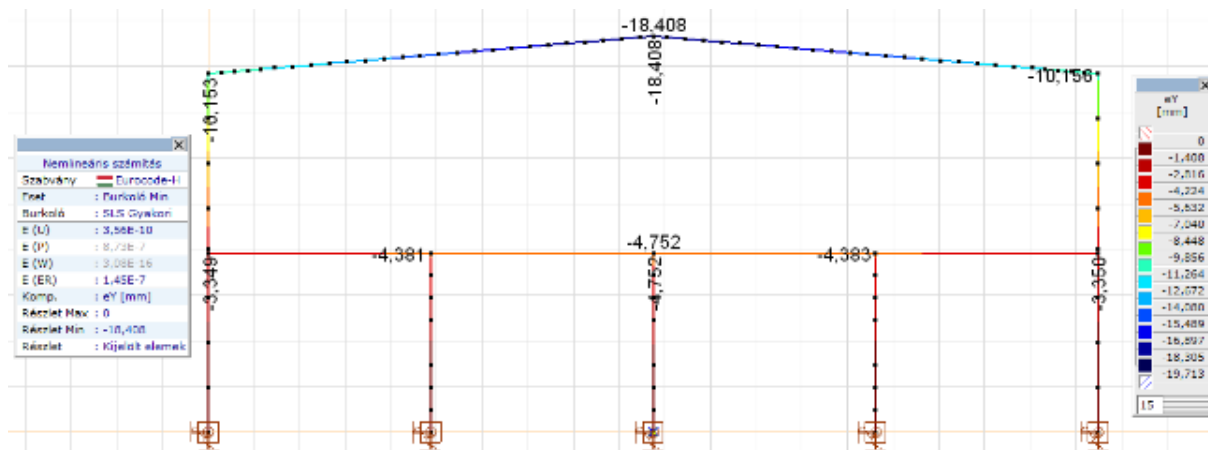
$$\frac{L_f}{300} = 16.243 \text{ mm} \quad v := \frac{e_{zf}}{\left(\frac{L_f}{300}\right)} = 0.293$$



65.Sz. ábra: X irányú elmozdulási ábra

Mértékadó vízszintes elmozdulás keretsíkban: $e_X := 3.357 \text{ mm}$ $\frac{H_F}{300} = 28.867 \text{ mm}$

$$v := \frac{e_X}{\left(\frac{H_F}{300}\right)} = 0.116$$



66.Sz. ábra: Y irányú elmozdulási ábra

Mértékadó vízszintes elmozdulás keretsíkra merőlegesen: $e_Y := 18.408 \text{ mm}$

$$\frac{H_F}{300} = 28.867 \text{ mm} \quad v := \frac{e_Y}{\left(\frac{H_F}{300}\right)} = 0.638$$

Tehát a fejpülete és a födémgerendák használhatóság szempontjából megfelelnek!

15.ALAPOZÁS MÉRETEZÉSE

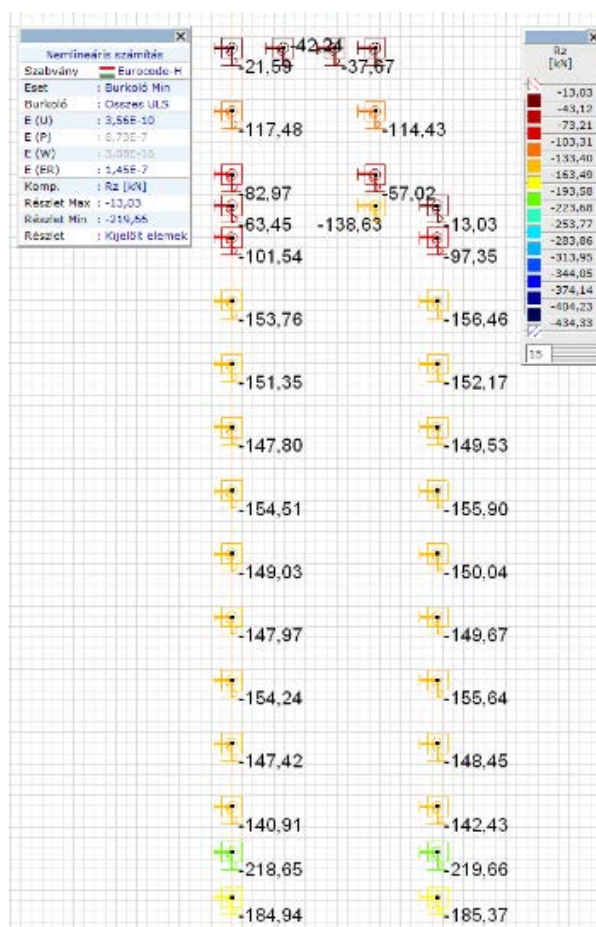
A csarnok alapozása síkalapozásként valósul meg. Az oszlopok alá pontalapok kerülnek melyeket talpgerenda, valamint egy 20cm vastag vasalt aljzatlemez köt össze. A számítás során kizárólag a pontalapok vizsgálatát fogom elvégezni a rájuk átvitt nyomatékok és normálerők alapján. A biztonság javára a talpgerenda és a vasalt aljzat merevítő hatását a számítás során nem veszem figyelembe.

Az építési helyszínén nem készült talajvizsgálati jelentés, viszont a megrendelő kialakított egy kutatóárkot. Így a számítás során az innen származó és a tájegységre jellemző talajadatok alapján meghatározok egy fiktív talajtípust, melynek talajfizikai jellemzőit a biztonság javára történő közelítéssel veszek majd fel.

A kutatóárok feltárása során nem jelentkezett talajvíz, így a térségre jellemző talajvíz adatok alapján veszem fel a talajvíz magasságát.

15.1 Raktár rész alapozásának méretezése

15.1.1 Mértékadó keretoszlop meghatározása



67.Sz. ábra: Raktár támaszerői Axis VM szoftverből

Mértékadó támaszerők: $R_{zEd} := 219.66 \text{ kN}$ $R_{xEd} := 185.8 \text{ kN}$ $R_{yyEd} := 354.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $R_{zSLs} := 50.13 \text{ kN}$ $R_{xSLs} := 38.59 \text{ kN}$ $R_{yySLs} := 73.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$

15.1.2 Alapozási sík és pontalapok mérete

-Pontalap keretiránnyal párhuzamos mérete: $B := 2.50 \text{ m}$

-Pontalap keretirányra merőleges mérete: $L := 2.00 \text{ m}$

-Pontalap magassága: $H := 1.00 \text{ m}$

-Alapozási sík: $H_A := 1.50 \text{ m}$

-Beton minőség: C25/30-XC2-32-F3

-Beton fajsúlya: $\gamma_C := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

-Pontalap súlyának alapértéke: $G_a := B \cdot L \cdot H \cdot \gamma_C = 125 \text{ kN}$

-A tájegységre jellemző és a létesített kutatóárok feltárásából megállapítható talajrétegződés:

Humuszos feltalaj-nagyon puha:

$h_{hum} := 0.70 \text{ m}$ $\gamma_{hum} := 16.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $E_{shum} := 5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$

Homokos kavics-közepesen tömör:

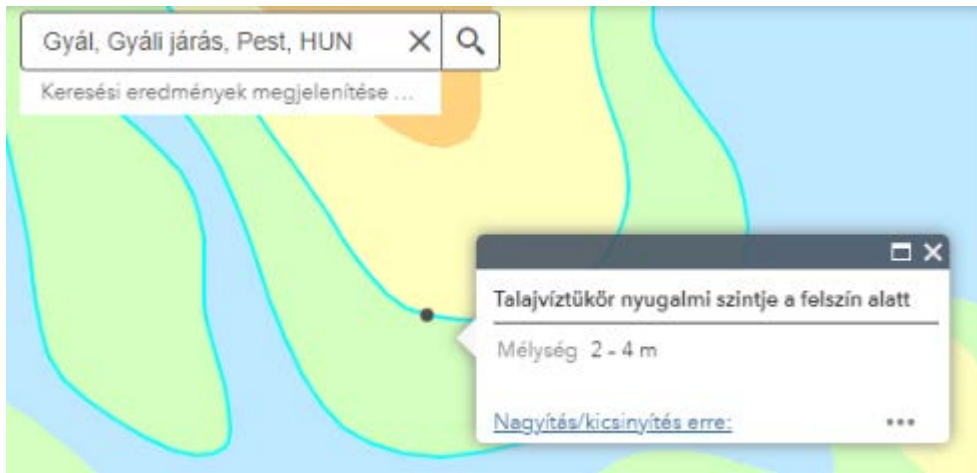
$h_{hk} := 1.30 \text{ m}$ $\gamma_{hk} := 19.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $\varphi_{hk} := 30^\circ$ $c_{hk} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $E_{shk} := 24 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$

Kavicsos homok-közepesen tömör:

$h_{kh} := 3.00 \text{ m}$ $\gamma_{kh} := 17.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $\varphi_{kh} := 29^\circ$ $c_{hk} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $E_{shk} := 28 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$

-Pontalap feletti talaj súlya: $G_t := L \cdot B \cdot (H_A - H) \cdot \gamma_{hum} = 41.25 \text{ kN}$

A kutatóárok feltárása során talajvíz nem jelentkezett, így a térségre jellemző átlagos adatok alapján a talajvíz szintjét a felszíntől 2,00m-re veszem fel. A számításhoz szükséges mértékadó talajvízszintet ennek megfelelően 0,50m-el feljebb, tehát 1,50m-re a felszíntől veszem fel.



68.Sz. ábra: Talajvízszint Gyál térségében⁵

-Feltételezett mértékadó talajvízszint:

-Víz fajsúlya: $\gamma_v := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

-Talajvíz alatt levő alapozás magassága: $H_v := -h_v + (H_A - H) + H = 0 \text{ m}$

-Alapra ható felhajtóerő: $F_f := B \cdot L \cdot H_v \cdot \gamma_v = 0 \text{ kN}$

15.1.3 Alapozáson működő külpontosság

-Függőleges erők karakterisztikus értéke: $F_z := R_{zEd} + G_a = 344.66 \text{ kN}$

-Vízszintes erők karakterisztikus értéke: $F_x := R_{xEEd} = 185.8 \text{ kN}$

-Keretirányú nyomaték alapértéke: $M_{yy} := R_{yySLs} = 73.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Eredő helye az alapsíkon

-Az oszloptalp a pontalap közepére terhel ezért minimális imperfekció kerül felvételre

-Oszlop magassága: $l_0 := 4.80 \text{ m}$

-Külpontosság imperfekcióból: $e_{B,Q} := \frac{l_0}{100} = 4.8 \text{ cm}$

-Pontalap magassága: $H = 1 \text{ m}$

-Pontalap szélessége: $B := 2.50 \text{ m}$

-Pontalap hossza: $L := 2.00 \text{ m}$

-Külpontosság értéke: $e_{B,k} := \frac{e_{B,Q} \cdot (F_z) + H \cdot (F_x) + M_{yy}}{(F_z + G_a + G_t - F_f)} = 54.016 \text{ cm}$

⁵ <https://map.mbfisz.gov.hu/tvz/>

-Pontalap dolgozó szélessége: $B' := B - 2 \cdot e_{B,k} = 1.42 \text{ m}$

-Pontalap dolgozó hossza: $L' := L = 2 \text{ m}$

-Pontalap dolgozó területe: $A' := B' \cdot L' = 2.839 \text{ m}^2$

15.1.4 Pontalap szélességének meghatározása

Alapozási sík mélységében található talaj adatai:

$$\gamma_{hk} := 19.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \varphi := \varphi_{hk} = 30^\circ \quad c_{hk} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad E_{shk} := 24 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Teherbírási tényezők:

$$N_q := \left(e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \right) \cdot \left(\tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 = 18.401$$

$$N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi) = 30.14$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) = 20.093$$

Alaki tényezők:

$$s_q := 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi) = 1.355$$

$$s_c := \frac{(s_q \cdot (N_q - 1))}{(N_q - 1)} = 1.355$$

$$s_\gamma := 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 0.787$$

Alapferdeségi tényezők: $\alpha := 0^\circ$

$$b_q := (1 - \alpha \cdot \tan(\varphi))^2 = 1$$

$$b_c := \frac{(b_q \cdot (N_q - 1))}{(N_q - 1)} = 1$$

$$b_\gamma := b_q = 1$$

Ferdeségi tényezők paraméterei:

$$f := \frac{(F_x)}{(F_z + B' \cdot L' \cdot c_{hk} \cdot \cot(\varphi))} = 0.539$$

$$m := \frac{2 + \left(\frac{B'}{L'} \right)}{1 + \left(\frac{B'}{L'} \right)} = 1.585$$

Ferdeségi tényezők:

$$i_q := (1 - f)^m = 0.293$$

$$i_c := \frac{(i_q \cdot (N_q - 1))}{(N_q - 1)^{m+1}} = 0.293$$

$$i_\gamma := (1 - f)^{m+1} = 0.135$$

Hatékony feszültség:

$$q' := (H - H_v) \cdot \gamma_{kh} + H_v \cdot (\gamma_{kh} - \gamma_v) = 17.5 \text{ kPa}$$

Alap alatti térfogatsúly:

$$\gamma' := \gamma_{kh} - \gamma_v = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Kohézió (szemcsés talaj):

$$c := 0 \text{ kPa}$$

Talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke:

$$R_k := A' \cdot \left((q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q) + (c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c) + (0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \right) = 364.609 \text{ kN}$$

-Parciális tényező:

$$\gamma_T := 1.4$$

-Talajtörési ellenállás tervezési értéke: $R_d := \frac{R_k}{\gamma_T} = 260.435 \text{ kN}$

-Mértékadó függőleges erő: $R_{zEd} = 219.66 \text{ kN}$

-Kihasznátltság: $\nu := \frac{R_{zEd}}{R_d} = 0.843$

15.1.5 Pontalap magasságának meghatározása

-Beton nyírószilárdsága: $\tau_H := 0.15 \frac{N}{mm^2}$

-Beton határfeszültsége hajlítás esetén: $\sigma_H := 0.89 \frac{N}{mm^2}$

-Pontalap felülete: $A := B \cdot 1 \text{ m} = 2.5 \text{ m}^2$

-Mértékadó függőleges erő: $N_{Ed} := R_{zEd} = 219.66 \text{ kN}$

-Talajfeszültség értéke: $\sigma_{talaj} := \frac{N_{Ed}}{A} = 0.088 \frac{N}{mm^2}$

Nyírás vizsgálat:

-Pontalap felvett magassága: $H = 100 \text{ cm}$

-HEA400 szelvény magassága: $h_s := 0.39 \text{ m}$

-Konzolhossz: $k := \frac{B - h_s}{2} = 105.5 \text{ cm}$

-Nyírt alaptest felülete: $A_{nyírt} := (H \cdot L) = (2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$

-Mértékadó nyíróerő: $F_{ny} := k \cdot H \cdot \sigma_{talaj} = 92.697 \text{ kN}$

-Nyírófeszültség: $\tau := \frac{F_{ny}}{A_{nyírt}} = 0.046 \frac{N}{mm^2}$

Hajlítás vizsgálat:

-Szükséges magasság: $m := k \cdot \sqrt{3 \cdot \frac{\sigma_{talaj}}{\sigma_H}} = 57.415 \text{ cm}$

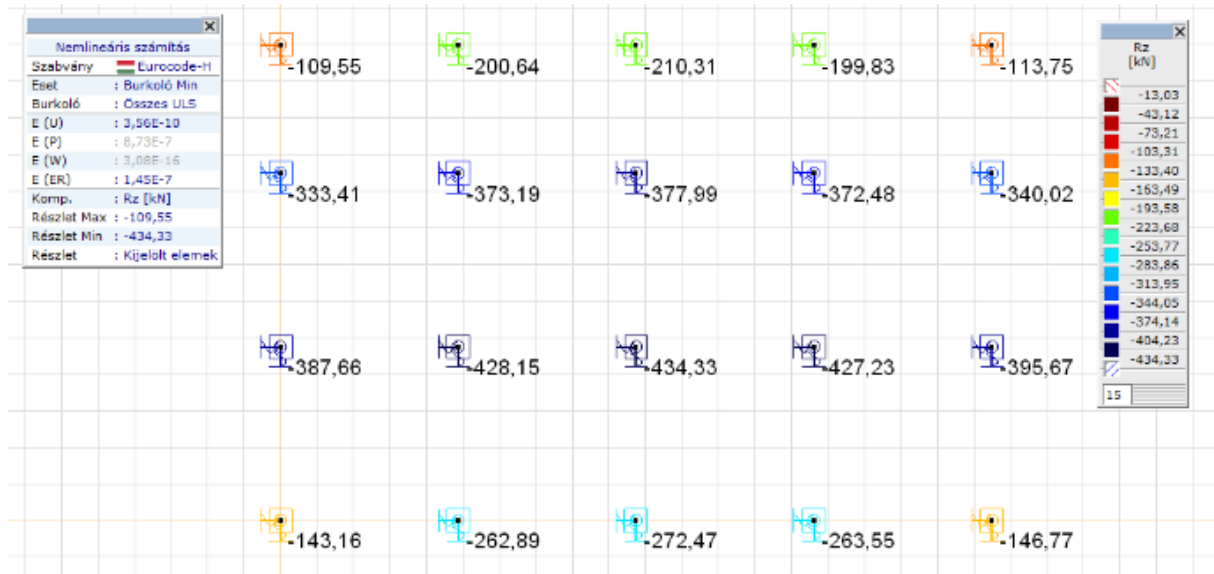
-Felvett alaptest magasság: $H = 100 \text{ cm}$

Mértékadó kihasznátltság:

$$\nu := \max \left(\frac{R_{zEd}}{R_d}, \frac{\tau}{\tau_H}, \frac{m}{H} \right) = 0.843$$

15.2 Fejépület alapozásának méretezése

15.2.1 Mértékadó keretoszlop meghatározása



69.Sz. ábra: Fejépület támaszerői Axis VM szoftverből

Mértékadó támaszerők: $R_{zEdF} := 434.33 \text{ kN}$ $R_{xE dF} := 29.65 \text{ kN}$ $R_{yyEdF} := 23.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$R_{zSLSF} := 301.83 \text{ kN}$ $R_{xSLSF} := 7.48 \text{ kN}$ $R_{yySLSF} := 6.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$

15.2.2 Alapozási sík és pontalapok mérete

-Pontalap keretiránnyal párhuzamos mérete: $B := 2.50 \text{ m}$

-Pontalap keretirányra merőleges mérete: $L := 2.00 \text{ m}$

-Pontalap magassága: $H := 1.00 \text{ m}$

-Alapozási sík: $H_A := 1.50 \text{ m}$

-Beton minőség: C25/30-XC2-32-F3

-Beton fajsúly: $\gamma_C := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

-Pontalap súlyának alapértéke: $G_a := B \cdot L \cdot H \cdot \gamma_C = 660.449 \text{ kN}$

15.2.3 Alapozáson működő külpontosság

-Függőleges erők karakterisztikus értéke: $F_{zF} := R_{zEdF} + G_a = (1.095 \cdot 10^3) \text{ kN}$

-Vízszintes erők karakterisztikus értéke: $F_{xF} := R_{xE dF} = 29.65 \text{ kN}$

-Keretirányú nyomaték alapértéke: $M_{yyF} := R_{yySLSF} = 6.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Eredő helye az alapsíkon

-Az oszloptalp a pontalap közepére terhel ezért minimális imperfekció kerül felvételre

-Oszlop magassága: $l_{0F} := 4.00 \text{ m}$

-Külpontosság imperfekcióból: $e_{B.QF} := \frac{l_{0F}}{100} = 4 \text{ cm}$

-Pontalap magassága $H = 1 \text{ m}$

-Pontalap szélessége: $B := 2.50 \text{ m}$

-Pontalap hossza: $L := 2.00 \text{ m}$

-Külpontosság értéke: $e_{B.kF} := \frac{e_{B.QF} \cdot (F_{zF}) + H \cdot (F_{xF}) + M_{yyF}}{(F_{zF} + G_a + G_t - F_f)} = 4.449 \text{ cm}$

-Pontalap dolgozó szélessége: $B'_F := B - 2 \cdot e_{B.k} = 1.42 \text{ m}$

-Pontalap dolgozó hossza: $L'_F := L = 2 \text{ m}$

-Pontalap dolgozó területe: $A'_F := B'_F \cdot L'_F = 2.839 \text{ m}^2$

15.2.4 Pontalap szélességének meghatározása

Alapozási sík mélységében található talaj adatai:

$$\gamma_{hk} := 19.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \varphi := \varphi_{hk} = 30^\circ \quad c_{hk} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad E_{shk} := 24 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Teherbírási tényezők:

Alaki tényezők:

$$N_q := (e^{\pi \cdot \tan(\varphi)}) \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2 = 18.401$$

$$s_q := 1 + \frac{B'_F}{L'_F} \cdot \sin(\varphi) = 1.355$$

$$N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi) = 30.14$$

$$s_c := \frac{(s_q \cdot (N_q - 1))}{(N_q - 1)} = 1.355$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) = 20.093$$

$$s_\gamma := 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 0.787$$

Alapferdeségi tényezők: $\alpha := 0^\circ$

Ferdeségi tényezők paraméterei:

$$b_q := (1 - \alpha \cdot \tan(\varphi))^2 = 1$$

$$f := \frac{(F_{xF})}{(F_{zF} + B' \cdot L' \cdot c_{hk} \cdot \cot(\varphi))} = 0.027$$

$$b_c := \frac{(b_q \cdot (N_q - 1))}{(N_q - 1)} = 1$$

$$m := \frac{2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)}{1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)} = 1.585$$

$$b_\gamma := b_q = 1$$

Ferdeségi tényezők:

$$i_q := (1 - f)^m = 0.957$$

$$i_c := \frac{(i_q \cdot (N_q - 1))}{(N_q - 1)^{m+1}} = 0.957$$

$$i_\gamma := (1 - f)^{m+1} = 0.931$$

Hatékony feszültség:

$$q' := (H - H_v) \cdot \gamma_{kh} + H_v \cdot (\gamma_{kh} - \gamma_v) = 17.5 \text{ kPa}$$

Alap alatti térfogatsúly:

$$\gamma' := \gamma_{kh} - \gamma_v = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Kohézió (szemcsés talaj):

$$c := 0 \text{ kPa}$$

Talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke:

$$R_{kF} := A' \cdot ((q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q) + (c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c) + (0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma)) = (1.197 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

-Parciális tényező:

$$\gamma_T := 1.4$$

-Talajtörési ellenállás tervezési értéke:

$$R_{dF} := \frac{R_{kF}}{\gamma_T} = 855.123 \text{ kN}$$

-Mértékadó függőleges erő:

$$R_{zEd} = 219.66 \text{ kN}$$

-Kihasznátság:

$$\nu := \frac{R_{zEdF}}{R_{dF}} = 0.508$$

15.2.5 Pontalap magasságának meghatározása

-Beton nyírószilárdsága:

$$\tau_H := 0.15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

-Beton határfeszültsége hajlítás esetén:

$$\sigma_H := 0.89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

-Pontalap felülete:

$$A := B \cdot 1 \text{ m} = 2.5 \text{ m}^2$$

-Mértékadó függőleges erő:

$$N_{EdF} := R_{zEdF} = 434.33 \text{ kN}$$

-Talajfeszültség értéke:

$$\sigma_{talaj} := \frac{N_{EdF}}{A} = 0.174 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nyírás vizsgálat:

-Pontalap felvett magassága:

$$H = 100 \text{ cm}$$

-HEA240 szelvény magassága:

$$h_s := 0.23 \text{ m}$$

-Konzolhossz:

$$k := \frac{B - h_s}{2} = 113.5 \text{ cm}$$

-Nyírt alaptest felülete:

$$A_{nyírt} := (H \cdot L) = (2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

-Mértékadó nyíróerő:

$$F_{ny} := k \cdot H \cdot \sigma_{talaj} = 197.186 \text{ kN}$$

-Nyírófeszültség:

$$\tau := \frac{F_{ny}}{A_{nyírt}} = 0.099 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Hajlítás vizsgálat:

-Szükséges magasság:

$$m := k \cdot \sqrt[2]{3 \cdot \frac{\sigma_{talaj}}{\sigma_H}} = 86.856 \text{ cm}$$

-Felvett alaptest magasság:

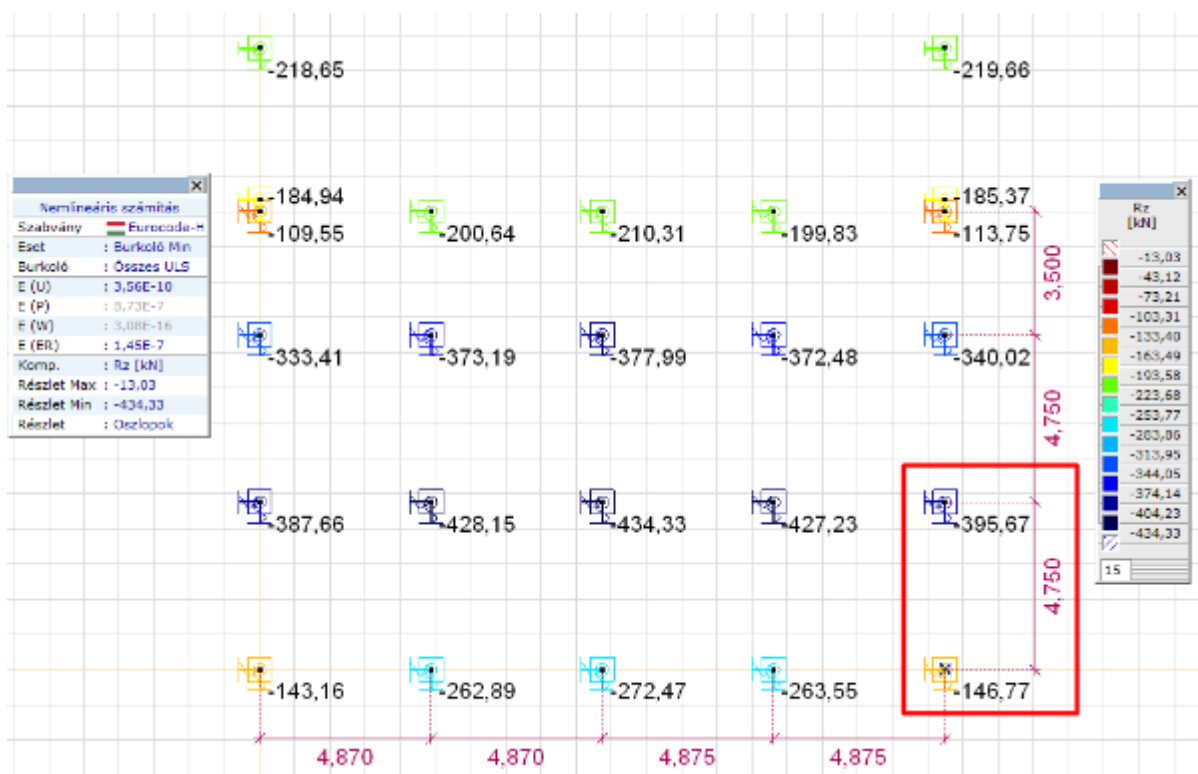
$$H = 100 \text{ cm}$$

Mértékadó kihasználtság:

$$\nu := \max\left(\frac{R_{zEdF}}{R_{dF}}, \frac{\tau}{\tau_H}, \frac{m}{H}\right) = 0.869$$

15.3 Süllyedésszámítás**15.3.1 Mértékadó süllyedéskülönbség helyének kiválasztása**

A statikailag határozatlan acélvázás épületek maximális alapozás süllyedéskülönbsége nem haladhatja meg a legkisebb keretállástávolság 0,002-szeres szorzatának értékét. Jelen esetben az épület bonyolult geometriai kialakítása miatt a mértékadó süllyedéskülönbség helye ránézésre nem állapítható meg, ezért meg kell vizsgálni hol keletkezik a legnagyobb támaszerő különbség a legkisebb távolságon. Mivel a fejpülete keretállásainak távolságai kisebbek, mint a raktár esetében és a földem miatt viszonylag nagy támaszerőkülönbségek alakulhatnak ki, a mértékadó süllyedéskülönbségek helye itt keresendő.



70.Sz. ábra: Mértékadó süllyedéskülönbség helye

-Maximális támaszerő: $R_{max} := 395.67 \text{ kN}$ Kavicsos homok-közepesen tömör:

-Minimális támaszerő: $R_{min} := 146.77 \text{ kN}$ $h_{kh} := 3.00 \text{ m}$ $E_{skh} := 28 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$ $\gamma_{kh} := 17.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

-Keretállások közti távolság: $l_p := 4.75 \text{ m}$ Homokos kavics-közepesen tömör:

-Süllyedéskülönbség határa: $0.002 \cdot l_p = 9.5 \text{ mm}$ $h_{hk} := 1.30 \text{ m}$ $E_{shk} := 24 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$ $\gamma_{hk} := 19.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

-Hatékony takarási feszültség: $q := q' = 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ -Felszíni teher: $p := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

-Alapozás alatti talajrétegek:

Homokos kavics: $h_{hks} := h_{hk} - (H_A - h_{hum}) = 0.5 \text{ m}$

Kavicsos homok: $h_{khs} := h_{kh} = 3 \text{ m}$

Rétegvastagságok: Rétegek középpontjainak távolsága az alapozás alsó síkjától:

$$h_{hk1} := \frac{h_{hks}}{1} = 0.5 \text{ m}$$

$$z_1 := \frac{h_{hk1}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$h_{kh2} := \frac{h_{khs}}{3} = 1 \text{ m}$$

$$z_2 := z_1 + h_{kh2} = 1.25 \text{ m}$$

$$h_{kh3} := \frac{h_{khs}}{3} = 1 \text{ m}$$

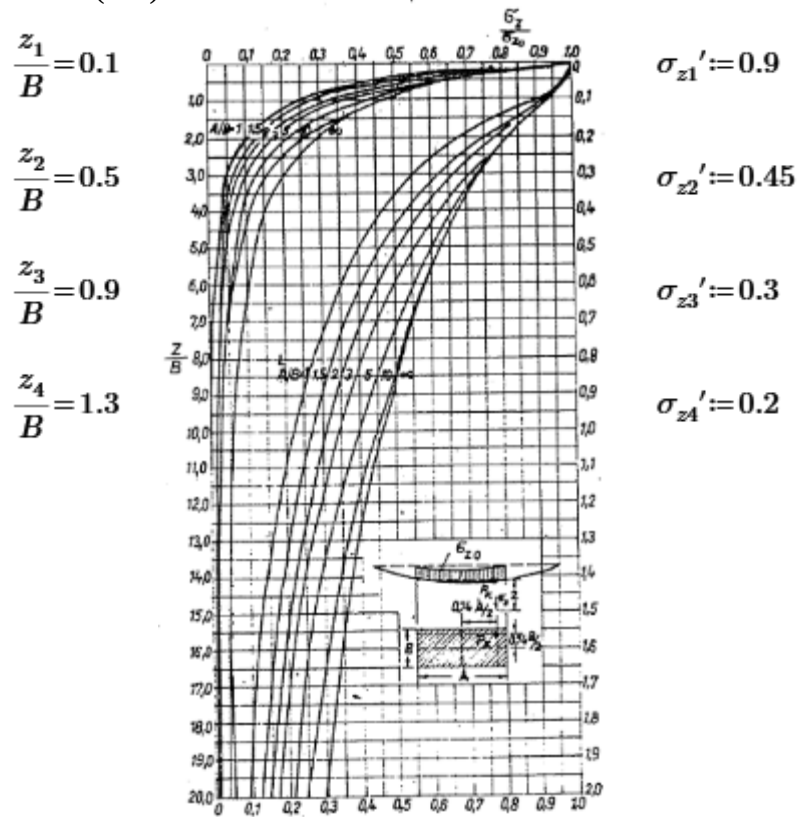
$$z_3 := z_2 + h_{kh3} = 2.25 \text{ m}$$

$$h_{kh4} := \frac{h_{khs}}{3} = 1 \text{ m}$$

$$z_4 := z_3 + h_{kh4} = 3.25 \text{ m}$$

Pontalap szélesség és súlyponti
távolság hányadosai (z/B):

$\frac{\sigma_z}{P}$ értékek



71.Sz. ábra: Steinbrenner diagram

Határmélységek meghatározása

Teljes függőleges feszültség:

$$\sigma_{z1} := p = 10 \frac{kN}{m^2}$$

Függőleges feszültség 20%-a:

$$\sigma_{z1.20} := 0.2 \cdot \sigma_{z1} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{z2} := \sigma_{z1} + h_{hum} \cdot \gamma_{hum} = 21.55 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{z2.20} := 0.2 \cdot \sigma_{z2} = 4.31 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{z3} := \sigma_{z2} + h_{hk} \cdot \gamma_{hk} = 46.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{z3.20} := 0.2 \cdot \sigma_{z3} = 9.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{z4} := \sigma_{z3} + h_{kh} \cdot \gamma_{kh} = 98.75 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{z4.20} := 0.2 \cdot \sigma_{z4} = 19.75 \frac{kN}{m^2}$$

-Pontalapok négyzetméterén átadódó erő:

$$V_{max} := R_{max} = 395.67 \text{ kN}$$

$$V_{min} := R_{min} = 146.77 \text{ kN}$$

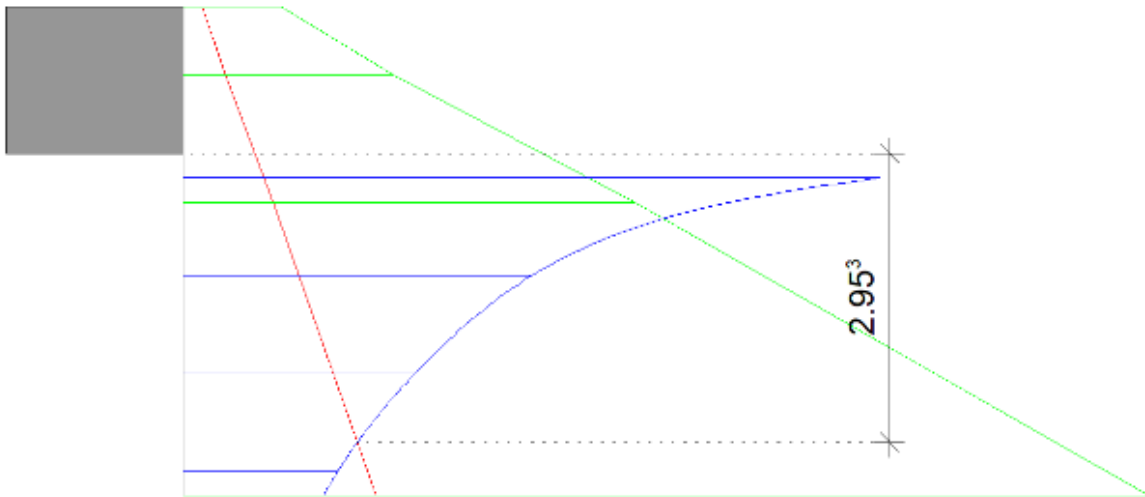
$$V_{sdmax} := \frac{V_{max}}{B \cdot L} = 79.134 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_{sdmin} := \frac{V_{min}}{B \cdot L} = 29.354 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

-Süllyedési határgörbe értékei:

$$\sigma_{z1s} := \sigma_{z1}' \cdot V_{sdmax} = 71.221 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{z3s} := \sigma_{z3}' \cdot V_{sdmax} = 23.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{z2s} := \sigma_{z2}' \cdot V_{sdmax} = 35.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{z4s} := \sigma_{z4}' \cdot V_{sdmax} = 15.827 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



72.Sz. ábra: Határmélység meghatározása maximális támaszerőre

Határmélység:

$$M := H_A + 2.953 \text{ m} = 4.453 \text{ m}$$

Tehát az első 3 réteg adatai kerülnek összeadásra!

Süllyedési értékek az első 3 rétegben:

$$s_{1max} := \frac{\sigma_{z1s}}{E_{shk}} \cdot h_{hk1} = 1.484 \text{ mm}$$

$$s_{2max} := \frac{\sigma_{z2s}}{E_{skh}} \cdot h_{kh2} = 1.272 \text{ mm}$$

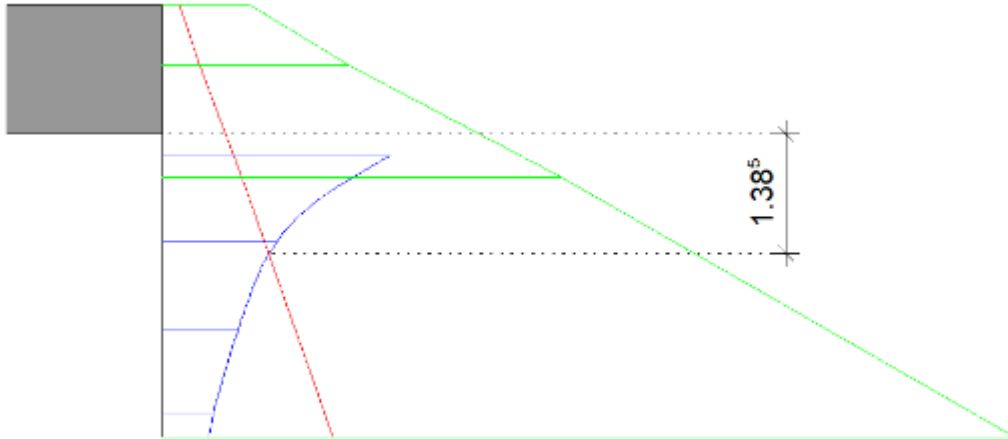
$$s_{3max} := \frac{\sigma_{z3s}}{E_{skh}} \cdot h_{kh3} = 0.848 \text{ mm}$$

$$s_{max} := s_{1max} + s_{2max} + s_{3max} = 3.603 \text{ mm}$$

-Süllyedési határgörbe értékei:

$$\sigma_{z1s} := \sigma_{z1}' \cdot V_{sdmin} = 26.419 \frac{kN}{m^2} \quad \sigma_{z3s} := \sigma_{z3}' \cdot V_{sdmin} = 8.806 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{z2s} := \sigma_{z2}' \cdot V_{sdmin} = 13.209 \frac{kN}{m^2} \quad \sigma_{z4s} := \sigma_{z4}' \cdot V_{sdmin} = 5.871 \frac{kN}{m^2}$$



73.Sz. ábra: Határmélység meghatározása minimális támaszerőre

Határmélység:

$$M := H_A + 1.385 \text{ m} = 2.885 \text{ m}$$

Tehát az első 2 réteg adatai kerülnek összeadásra!

Süllyedési értékek az első 2 rétegben:

$$s_{1min} := \frac{\sigma_{z1s}}{E_{shk}} \cdot h_{hk1} = 0.55 \text{ mm}$$

$$s_{2min} := \frac{\sigma_{z2s}}{E_{skh}} \cdot h_{kh2} = 0.472 \text{ mm}$$

$$s_{min} := s_{1min} + s_{2min} = 1.022 \text{ mm}$$

$$s_k := \frac{s_{max} - s_{min}}{l_p} = 0.00054 < 0.002 \cdot l_p = 9.5 \text{ mm} \quad \text{Megfelel!}$$

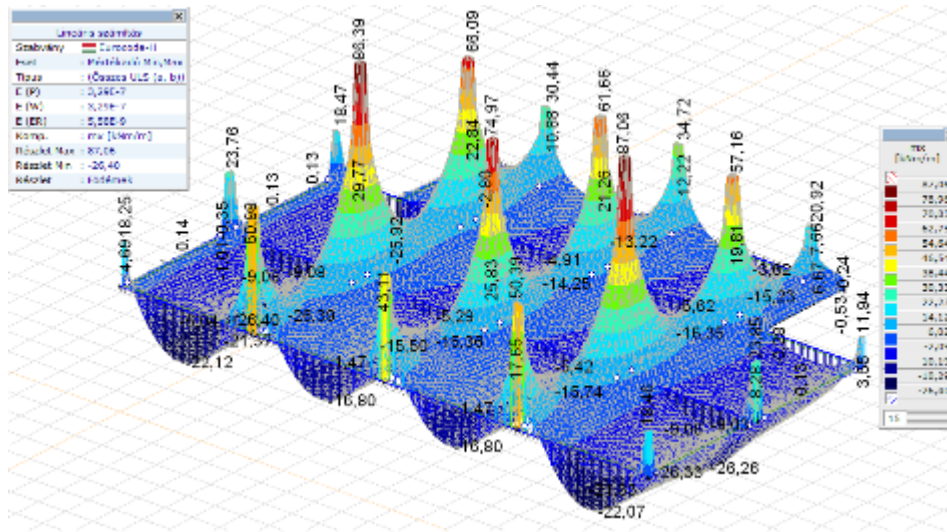
16. VASBETON LEMEZ MÉRETEZÉSE

A fejpületben található földszint feletti födém egy HEA240 keresztmetszetű szelvényekkel gyámolított 18cm vastag kétirányban teherhordó vasbeton lemez. A szelvények és a lemez kapcsolata U keresztmetszetű szelvényekkel történik. Ennek megfelelően a keresztmetszet öszvér határnyomatéka is meghatározásra kerül, azonban ez csak összehasonlítás miatt történik. A szelvények és a lemez vastagságának optimalizálását jelen feladat keretein belül nem végzem el.

16.1 Vasbeton lemez anyag oldali és geometriai adatai

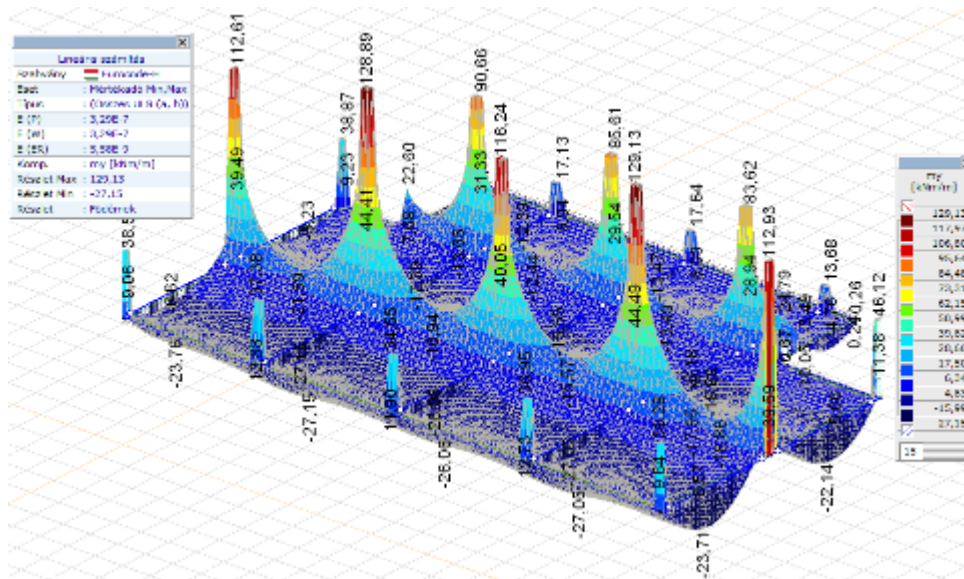
-Beton minőség:	C25/30-XC1-16-F3
-Minimális betonfedés:	$c_{nom} := 2.50 \text{ cm}$
-Lemez vastagsága:	$h := 18 \text{ cm}$
-Betonacél átmérője alaphálóban:	$\Phi := 12 \text{ mm}$
-Betonacél átmérője erősítéshez:	$\Phi_{erősítő} := 12 \text{ mm}$
-Hasznos magasság felül:	$d_{felső} := h - c_{nom} - \frac{\Phi}{2} = 149 \text{ mm}$
-Hasznos magasság alul:	$d_{alsó} := h - c_{nom} - \frac{\Phi}{2} = 149 \text{ mm}$
-Beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke:	$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$
-Anyagoldali biztonsági tényező betonhoz:	$\gamma_c := 1.5$
-Betonacél húzószilárdságának karakterisztikus értéke:	$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$
-Anyagoldali biztonsági tényező betonacélhoz:	$\gamma_s := 1.15$

16.2 Vasbeton lemez igénybevételei



74.Sz. ábra: Vasbeton födém x tengely körüli nyomatéki igénybevétele

$$M_{Edxa} := 26.40 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Edxf} := 87.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



75.Sz. ábra: Vasbeton födém y tengely körüli nyomatéki igénybevétele

$$M_{Edya} := 27.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Edyf} := 129.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

16.3 Szükséges vasmenntiség meghatározása

-X irányú alsó vasalás kereszt irány

$$h_1 := h = 180 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$d_{alsó} = 149 \text{ mm} \quad \xi_{c0} := 0.49$$

$$x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d_{alsó} = 73.01 \text{ mm}$$

$$M_{Rd0_1} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 136.888 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Solver Constraints Guess Values

$$x_{cxa} := \frac{h_1}{2}$$

$$M_{Edxa} = b \cdot x_{cxa} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{cxa}}{2} \right)$$

$$x_{c1} := \text{find}(x_{cxa}) = 11.04 \text{ mm}$$

Szükséges vasmenntiség meghatározása:

$$A_{sreqxa} := \frac{b \cdot x_{c1} \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 423.195 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenntiség:

$$A_{sprovxa} := 452 \text{ mm}^2 \quad \emptyset 12/250\text{mm}$$

-Ellenőrzés:

$$x_{c1} := \frac{A_{sprovxa} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 11.791 \text{ mm}$$

$$M_{Rdxa} := b \cdot x_{c1} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{c1}}{2} \right) = 28.123 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \nu_{xa} := \frac{M_{Edxa}}{M_{Rdxa}} = 93.873\%$$

-X irányú felső vasalás keresztirány

$$h_2 := h = 180 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$d_{felső} = 149 \text{ mm} \quad \xi_{c0} := 0.49$$

$$x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d_{felső} = 73.01 \text{ mm}$$

$$M_{Rd0_1} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{felső} - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 136.888 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Solver Constraints Guess Values

$$x_{cxf} := \frac{h_2}{2}$$

$$M_{Edxf} = b \cdot x_{cxf} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{felső} - \frac{x_{cxf}}{2} \right)$$

$$x_{c2} := \text{find}(x_{cxf}) = 40.585 \text{ mm}$$

Szükséges vasmenyiség meghatározása:

$$A_{sreqxf} := \frac{b \cdot x_{c2} \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1555.76 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{sprovxf} := 1005 \text{ mm}^2 + 565 \text{ mm}^2 = 1570 \text{ mm}^2$$

Ø12/200mm+16/200mm

-Ellenőrzés:

$$x_{c2} := \frac{A_{sprovxf} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 40.957 \text{ mm}$$

$$M_{Rdxf} := b \cdot x_{c2} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{felső} - \frac{x_{c1}}{2} \right) = 97.684 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\nu_{xf} := \frac{M_{Edxf}}{M_{Rdxf}} = 89.124\%$$

-Y irányú alsó vasalás fő irány

$$h_3 := h = 180 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$d_{alsó} = 149 \text{ mm}$$

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

$$x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d_{alsó} = 73.01 \text{ mm}$$

$$M_{Rd0_1} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 136.888 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Solver Constraints Guess Values

$$x_{cya} := \frac{h_1}{2}$$

$$M_{Edya} = b \cdot x_{cya} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{cya}}{2} \right)$$

$$x_{c3} := \text{find}(x_{cya}) = 11.366 \text{ mm}$$

Szükséges vasmenyiség meghatározása:

$$A_{sreqya} := \frac{b \cdot x_{c3} \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 435.713 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{sprovya} := 452 \text{ mm}^2 \quad \text{Ø12/250mm}$$

-Ellenőrzés:

$$x_{c3} := \frac{A_{sprovya} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 11.791 \text{ mm}$$

$$M_{Rdya} := b \cdot x_{c3} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{c1}}{2} \right) = 28.123 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\nu_{ya} := \frac{M_{Edya}}{M_{Rdya}} = 96.54\%$$

-Y irányú felső vasalás fő irány

$$h_3 := h = 180 \text{ mm} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$d_{alsó} = 149 \text{ mm}$$

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

$$x_{c0} := \xi_{c0} \cdot d_{alsó} = 73.01 \text{ mm}$$

$$M_{Rd0_1} := b \cdot x_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{c0}}{2} \right) = 136.888 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Solver	Guess Values	$x_{cyf} := \frac{h_1}{2}$
	Constraints	$M_{Edyf} = b \cdot x_{cyf} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{cyf}}{2} \right)$
		$x_{c4} := \text{find}(x_{cyf}) = 67.113 \text{ mm}$

Szükséges vasmenyiség meghatározása:

$$A_{sreqyf} := \frac{b \cdot x_{c4} \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 2572.684 \text{ mm}^2$$

Alkalmazott vasmenyiség:

$$A_{sprvyf} := 2681 \text{ mm}^2 = 2681 \text{ mm}^2$$

Ø16/75mm

-Ellenőrzés:

$$x_{c4} := \frac{A_{sprvyf} \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 69.939 \text{ mm}$$

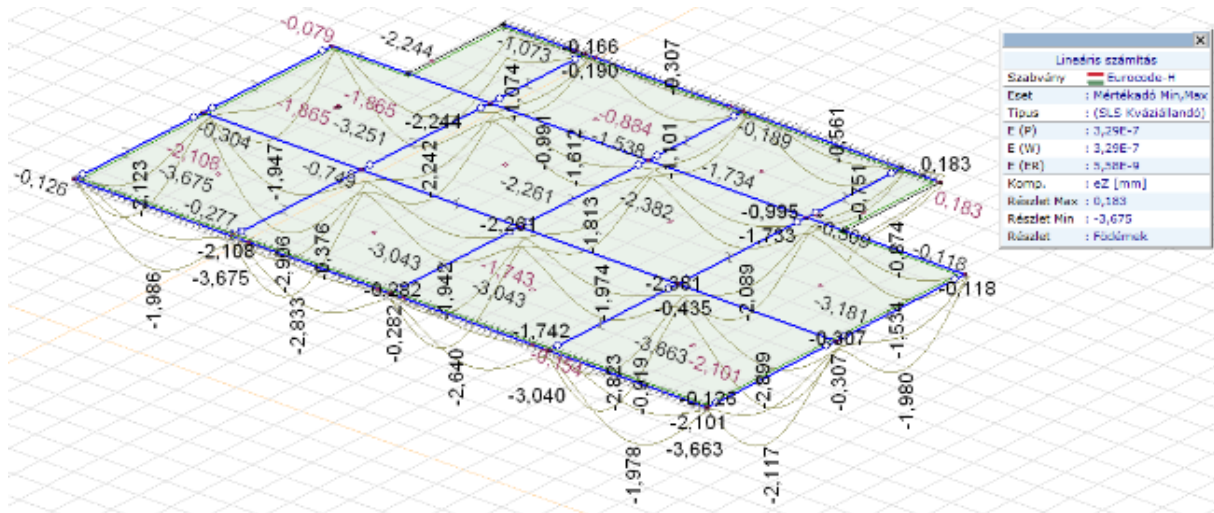
$$M_{Rdyf} := b \cdot x_{c4} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_{alsó} - \frac{x_{c4}}{2} \right) = 132.92 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \nu_{yf} := \frac{M_{Edyf}}{M_{Rdyf}} = 97.149\%$$

$$\nu := \max(\nu_{xa}, \nu_{xf}, \nu_{ya}, \nu_{yf}) = 0.971$$

Tehát a maximális mező és támasznyomatékok felvételére szükséges vasmenyiségek meghatározásra kerültek. Az alkalmazott vasalással a szerkezet 97.15%-os kihasználtsággal megfelel. A födém vizsgálata átszúródás szempontjából nem szükséges, hiszen a pillérek a bordákat támasztják alá és a födém ezekre fekszik fel, így az átszúródás veszélye nem áll fenn.

16.4 Használhatósági vizsgálat

A használhatósági vizsgálat során vasbeton szerkezetnek megfelelően kvázi állandó kombinációban vizsgáljuk a szerkezet elmozdulásait. Szabvány szerinti maximális lehajlás értéke $L/300$.



76.Sz. ábra: Vasbeton födém lehajlása

Födém maximális lehajlása:

$$e_z := 3.675 \text{ mm}$$

Bordák közötti legkisebb távolság (fesztség):

$$L := 3500 \text{ mm}$$

Megengedett maximális lehajlás:

$$\frac{L}{300} = 11.667 \text{ mm} > e_z := 3.675 \text{ mm}$$

Tehát a födém használhatóság szempontjából megfelel!

16.5 Födém teherbírásának meghatározása öszvér szerkezetként

Geometriai és anyagoldali adatok:

Gerendatartó:

-Szelvény: HEA240 - S235

$$h := 230 \text{ mm} \quad b := 240 \text{ mm} \quad h_w := 206 \text{ mm} \quad d := 164 \text{ mm} \quad t_w := 7.5 \text{ mm} \quad t_f := 12 \text{ mm}$$

$$r := 21 \text{ mm} \quad A := 7684 \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{vz} := 25.18 \text{ cm}^2 = (2.518 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$I_y := 7763 \text{ cm}^4 = (7.763 \cdot 10^7) \text{ mm}^4 \quad W_{ply} := 744.84 \text{ cm}^3 = (7.448 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_z := 2769 \text{ cm}^4 = (2.769 \cdot 10^7) \text{ mm}^4 \quad W_{plz} := 351.69 \text{ cm}^3 = (3.517 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_t := 41.03 \text{ cm}^4 = (4.103 \cdot 10^5) \text{ mm}^4 \quad I_w := 321640 \text{ cm}^6 = (3.216 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

Vasbeton lemez: C25/30-XC1-16-F3 $\gamma_c := 1.5$

$$h_c := 18 \text{ cm} \quad f_{ck} := 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_c := 31000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betonacél: B500B $\gamma_s := 1.15$

$$\Phi := 12 \text{ mm} \quad f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad s := 200 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 2.50 \text{ cm} \quad a_p := c_{nom} + \Phi + \frac{\Phi}{2} = 43 \text{ mm}$$

Gerendák távolsága: $a := 4.87 \text{ m}$

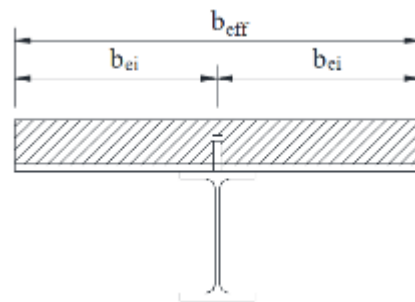
Támaszköz: $L_{eff} := 4.75 \text{ m}$

Közbenső gerendák képlékeny nyomatéki ellenállása

$$L_e := 0.25 \cdot 2 \cdot L_{eff} = 2375 \text{ mm}$$

$$b_e := \frac{L_e}{8} = 296.875 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := \min(2 \cdot b_e, a) = 593.75 \text{ mm}$$



Súlyponti távolságok a vasbeton lemez felső síkjától:

-acélszelvény tengelytávolsága $z_a := h_c + \frac{h}{2} = 295 \text{ mm}$

-betonzóna tengelytávolsága: $z_c := \frac{h_c}{2} = 90 \text{ mm}$

-betonacél tengelytávolsága: $z_s := a_p = 43 \text{ mm}$

Ellenállások:

-betonacélok keresztmetszeti területe: $A_s := \frac{\Phi^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{b_{eff}}{s} = 335.758 \text{ mm}^2$

-betonacélok ellenállása: $R_s := A_s \cdot f_{yd} = 145.982 \text{ kN}$

-acélszelvény ellenállása: $R_a := A \cdot f_y = 1805.74 \text{ kN}$

-acélszelvény felső és alsó öv ellenállása: $R_f := b \cdot t_f \cdot f_y = 676.8 \text{ kN}$

-acélszelvény gerinc ellenállása: $R_w := R_a - 2 \cdot R_f = 452.14 \text{ kN}$

Képlékeny semleges tengely helyének meghatározása

-egyensúlyi egyenletek:

$$\Sigma R = R_s + R_f + (z - h_c - t_f) \cdot t_w \cdot f_y - (h + h_c - z - t_f) \cdot t_w \cdot f_y - R_f$$

$$\Sigma R := 0$$

Solverstráztess Values

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

$$\Sigma R = R_s + R_f + (z - h_c - t_f) \cdot t_w \cdot f_y - (h + h_c - z - t_f) \cdot t_w \cdot f_y - R_f$$

$$z_{pl} := \text{find}(z) = 253.587 \text{ mm}$$

-semleges tengely helye az öszvérkeresztmetszeten belül:

$$st := (h_c + h) - z_{pl} = 156.413 \text{ mm} \quad h > st$$

Ellenállások:

-betonacélok ellenállása: $R_s := A_s \cdot f_{yd} = 145.982 \text{ kN}$

-acélszelvény alsó és felső öv ellenállása: $R_f := 2 \cdot (b \cdot t_f \cdot f_y) = (1.354 \cdot 10^3) \text{ kN}$

-felső öv tengelytáv: $z_{ff} := h_c + \frac{t_f}{2} = 186 \text{ mm}$

-alsó öv tengelytáv: $z_{af} := h + h_c - \frac{t_f}{2} = 404 \text{ mm}$

Gerinc húzott része:

$$R_{w_poz} := (z_{pl} - h_c - t_f) \cdot t_w \cdot f_y = 108.547 \text{ kN}$$

Gerinc húzott részének tengelytávolsága:

$$z_{w_poz} := \frac{(z_{pl} - h_c - t_f)}{2} + h_c + t_f = 222.793 \text{ mm}$$

Gerinc nyomott része:

$$R_{w_neg} := (-z_{pl} + h_c + h - t_f) \cdot t_w \cdot f_y = 254.528 \text{ kN}$$

Gerinc nyomott részének tengelytávolsága:

$$z_{w_neg} := \frac{(-z_{pl} + h_c + h - t_f)}{2} + z_{pl} = 325.793 \text{ mm}$$

Nyomatéki ellenállás:

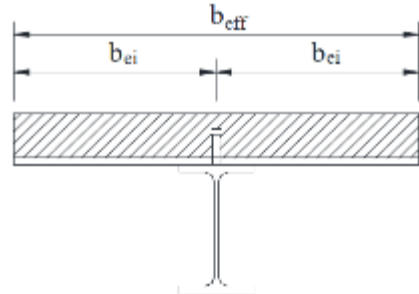
$$M_{plRd} := |R_s \cdot z_s + R_f \cdot z_{ff} + R_{w_poz} \cdot z_{w_poz} - R_{w_neg} \cdot z_{w_neg} - R_f \cdot z_{af}| = 347.548 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Szélső mező képlékeny nyomatéki ellenállása

$$L_e := 0.85 \cdot L_{eff} = 4037.5 \text{ mm}$$

$$b_e := \frac{L_e}{8} = 504.688 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := \min(2 \cdot b_e, a) = 1009.375 \text{ mm}$$



-beton keresztmetszeti területe:

$$A_c := h_c \cdot b_{eff} = 181687.5 \text{ mm}^2$$

Ellenállások:

-beton ellenállása:

$$R_c := 0.85 \cdot A_c \cdot f_{cd} = (2.574 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

-acélszelvény ellenállása:

$$R_a := A \cdot f_y = (1.806 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$R_c > R_a$ tehát a semleges tengely a beton keresztmetszetben van.

-egyensúlyi egyenletek:

$$\Sigma R = R_a - z_{pl_sz} \cdot b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}$$

$$\Sigma R := 0$$

Scanned with CamScanner

$$z_{pl_sz} := \frac{h}{2}$$

$$\Sigma R = R_a - z_{pl_sz} \cdot b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}$$

$$z_{pl} := \text{find}(z_{pl_sz}) = 126.28 \text{ mm}$$

Nyomatéki egyenlet a nyomott beton súlyvonalára:

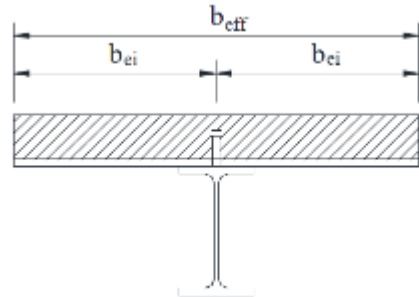
$$M_{plRd} := R_a \cdot \left(z_a - \frac{z_{pl}}{2} \right) = 418.679 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Közbenső mező képlékeny nyomatéki ellenállása

$$L_e := 0.7 \cdot L_{eff} = 3325 \text{ mm}$$

$$b_e := \frac{L_e}{8} = 415.625 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := \min(2 b_e, a) = 831.25 \text{ mm}$$



-beton keresztmetszeti területe:

$$A_c := h_c \cdot b_{eff} = 149625 \text{ mm}^2$$

Ellenállások meghatározása:

-beton ellenállása:

$$R_c := 0.85 \cdot A_c \cdot f_{cd} = (2.12 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

-acélszelvény ellenállása:

$$R_a := A \cdot f_y = (1.806 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$R_c > R_a$, tehát a semleges tengely a beton keresztmetszetben van.

-egyensúlyi egyenletek:

$$\Sigma R = R_a - z_{pl_sz} \cdot b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}$$

$$\Sigma R := 0$$

Solverstrategien Values

$$z_{pl_k} := \frac{h}{2}$$

$$\Sigma R = R_a - z_{pl_k} \cdot b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}$$

$$z_{pl} := \text{find}(z_{pl_k}) = 153.34 \text{ mm}$$

Nyomatéki egyenlet a nyomott beton súlyvonalára:

$$M_{plRd} := R_a \cdot \left(z_a - \frac{z_{pl}}{2} \right) = 394.247 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nyírt kapcsolat méretezése

Az acél és vasbeton közötti kapcsolatok kialakítása U100 keresztmetszetű szelvényekkel történik.

Acél Anyagoldali adatai:

$$h := 230 \text{ mm} \quad b := 240 \text{ mm} \quad A := 7684 \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y := 7763 \text{ cm}^4 = (7.763 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Beton anyagoldali adatai:

$$f_{ck} := 25 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad E_{b0} := 31000 \text{ MPa} \quad R_{bm} := 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.667 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 2.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{hH} := f_{ctm} \cdot 0.8 = 1.76 \text{ MPa}$$

Vasbeton lemez vastagsága: $v := 180 \text{ mm}$

Vasbeton lemez hatékony szélessége maximum nyírás helyén: $b_c := 593.75 \text{ mm}$

$$A_c := v \cdot b_c = (1.069 \cdot 10^5) \text{ mm}^2 \quad I_c := \frac{v^3 \cdot b_c}{12} = (2.886 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Ideális keresztmetszet adatai:

$$n_0 := \frac{E_s}{E_{b0}} = 6.774 \quad A_i := A + \frac{A_c}{n_0} = (2.346 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Vasbeton lemez és acél szelvény tengelytávolsága egymástól: $a := \frac{h}{2} + \frac{v}{2} = 205 \text{ mm}$

Acél szelvény súlypontjának távolsága az ideális keresztmetszet súlypontjától:

$$a_s := \frac{\frac{A_c}{n_0}}{A_i} \cdot a = 137.857 \text{ mm}$$

Vasbeton lemez súlypontjának távolsága az ideális keresztmetszet súlypontjától:

$$a_c := \frac{A}{A_i} \cdot a = 67.143 \text{ mm}$$

Ideális keresztmetszet inerciája: $I_i := I_y + \frac{I_c}{n_0} + A \cdot a_s^2 + \frac{A_c}{n_0} \cdot a_c^2 = (3.374 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$

Vasbeton lemez statikai nyomaték az acél szelvény felső szélső szálára:

$$S_i := \frac{A_c}{n_0} \cdot \frac{v}{2} = (1.42 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Nyírási U100 szelvények anyagoldali és geometriai adatai: S235

U100 szelvények keresztmetszeti területe: $A_{cs} := 1699 \text{ mm}^2 \quad f_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

U szelvények magassága: $h_1 := 100 \text{ mm} \quad \alpha := 1$

Szelvények kiosztása: $k_1 := 300 \text{ mm} \quad n_{cs} := 1$

Egy csap teherbírásának meghatározása

Beton szempontjából: $Q_{cs1} := \alpha \cdot A_{cs} \cdot 0.18 \cdot \sqrt{(R_{bm})} \cdot \sqrt{(E_{b0})} = 269.226 \text{ kN}$

Csap szempontjából: $Q_{cs2} := 0.45 \cdot A_{cs} \cdot f_y = 179.669 \text{ kN}$

$$Q_{cs} := \min(Q_{cs1}, Q_{cs2}) = 179.669 \text{ kN}$$

Csúsztatóerő:

$$V_{Ed} := 116.27 \text{ kN}$$

$$V_{LEd} := \frac{S_i}{I_i} \cdot V_{Ed} = 489.334 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Edcs} := \frac{V_{LEd} \cdot k_1}{n_{cs}} = 146.8 \text{ kN}$$

$$V_{Edcs} < Q_{cs} \quad \text{MEGFELEL!}$$

Tehát a födém acélgerendákkal gyámoltott vasbeton födémként is megfelel, de a meghatározott öszvér teherbírás alapján kiderül, hogy amennyiben a födémet öszvérként méreteztem volna az acél szelvények keresztmetszete és a betonlemez vastagsága is csökkenthető lenne.

17.KERETÁLLÁS VISZGÁLATA TŰZ HATÁSÁRA

17.1 REI szám és tűzgörbe

-REI-szám: R30 -Szabványos tűzgörbe -Gázhőmérséklet adott időpontban:

$$t := 30 \text{ min} \quad t = (1.8 \cdot 10^3) \text{ s} \quad t := 30 \quad \theta_g := 20 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) = 841.796$$

$$\theta_g := 841.796 \text{ } ^\circ\text{C}$$

17.2 Acél tűzgörbe és keresztmetszeti jellemzők

-Szelvény: HEA400 - S235 - 1.osztályú (képlékeny méretezés)

$$h := 390 \text{ mm} \quad t_w := 11 \text{ mm} \quad h_w := 352 \text{ mm} \quad r := 27 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm} \quad t_f := 19 \text{ mm} \quad d := 298 \text{ mm} \quad A := 15900 \text{ mm}^2$$

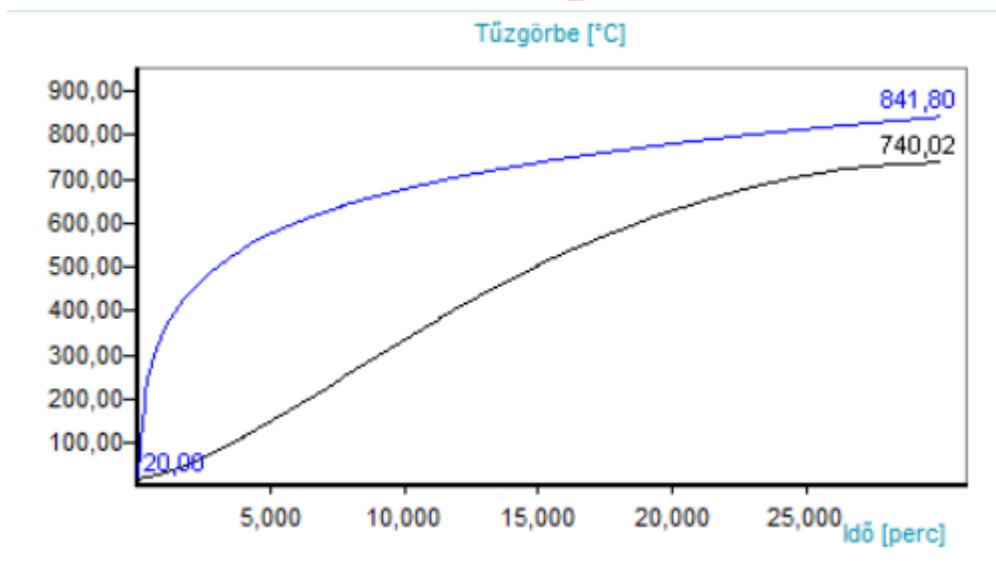
$$I_y := 45070 \text{ cm}^4 = (4.507 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad I_z := 8564 \text{ cm}^4 = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} := 2562 \text{ cm}^3 = (2.562 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_{plz} := 872.9 \text{ cm}^3 = (8.729 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_t := 189 \text{ cm}^4 = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4 \quad I_w := 2942000 \text{ cm}^6 = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$$

$$A_{vz} := 57.33 \text{ cm}^2 = (5.733 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.00$$

A szelvényt minden oldalról érheti tűzhatás, tehát az acéltartó védtelen:



77.Sz. ábra: ISO és acél szelvény tűzgörbéje

Acél tervezési hőmérséklete: $\theta_s := 740.02 \text{ } ^\circ\text{C}$

A tűznek kitett felület:

$$A_m := 1000 \text{ mm} \cdot \left(2 \cdot b + 4 \cdot t_f + 4 \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r \right) + 4 \cdot \left(\frac{2 \cdot r \cdot \pi}{4} \right) + 2 \cdot d \right) = (1.912 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Egységnyi elem térfogata: (Am/V) profiltényező:

$$V := A \cdot 1000 \text{ mm} = 0.016 \text{ m}^3 \quad p_t := \frac{A_m}{V} = 120.229 \frac{1}{\text{m}}$$

Árnyékolt keresztmetszet számítása: Árnyéktényező számítása:

$$A_{mbox} := ((h + b) \cdot 2) \cdot 1 \text{ m} = (1.38 \cdot 10^6) \text{ mm}^2 \quad k_{sh} := \frac{A_{mbox}}{V} = 86.792 \frac{1}{\text{m}}$$

Szerkezet felmelegedése tűzhatás alatt:

-elhelyezkedési tényező: $\alpha_c := 1.0$

-acél fajhője: $c_a := 500 \frac{\text{J}}{\text{kg} \cdot \text{K}}$

-acél sűrűsége: $\rho_a := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

-hőáram tervezési értéke: $h_{net} := \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_s) = 101.776 \text{ K}$

-számolt időszak: $\Delta t := 5 \text{ s}$

-hőmérséklet növekedés: $\Delta \theta_{s_t} := k_{sh} \cdot \frac{p_t}{c_a \cdot \rho_a} \cdot h_{net} \cdot \Delta t = 1.35291 \frac{\text{s}^3 \cdot \text{K}^2}{\text{kg} \cdot \text{m}}$

$$f_y := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Hatékony folyáshatár:

Hatékony rugalmassági modulus:

$$k_{fy} := 0.182$$

$$k_E := 0.114$$

$$f_{y_t} := k_{fy} \cdot f_y = 42.77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{s_t} := k_E \cdot E_s = 23940 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{fy_4} := 0.106$$

$$f_{y_t_4} := k_{fy_4} \cdot f_y = 24.91 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

17.3 Rendkívüli teherkombináció és mértékadó igénybevételek

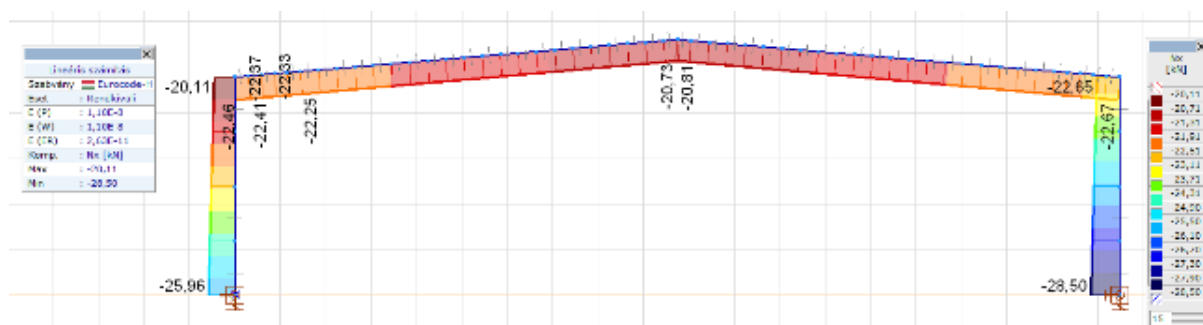
Rendkívüli teherkombináció:

$$ULS_{Tűz} := G_{\text{ön súly}} + G_{\text{rétegtrend}} + A_{\text{tűz}} + Q_{\text{szél}} \cdot \psi_1 + Q_{\text{hó}} \cdot \psi_2$$

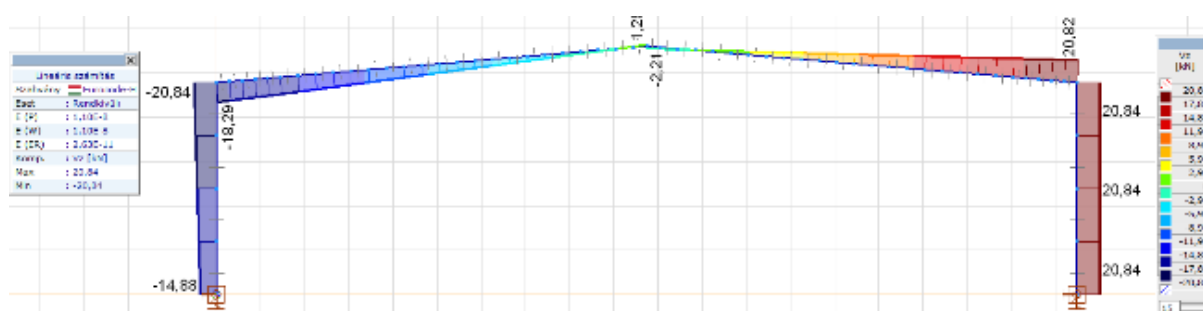
	Név	Típus	G (Állandó terhek)	Rétegtrend (Állandó terhek)	Funkció tető (Funkció)	Hó (Hóteher)	Szél (Szél)	Tűz1 (Tűz1)	Megjegyzés
1	ULS	ULS	1,35	1,35	0	1,50	0,90	0	
2	SLS	SLS Kváziállandó	1,00	1,00	0	0,20	0	0	
3	Rendkívüli	ULS (Rendkívüli)	1,00	1,00	0	0,50	1,00		

78.Sz. ábra: Teherkombinációk Axis VM szoftverben

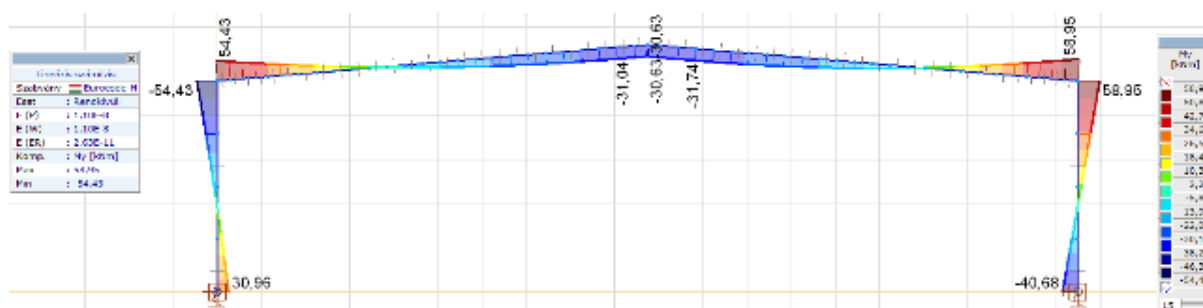
Mértékadó igénybevételek:



79.Sz. ábra: 2D modell ULS tűz kombinációból kapott normálerő igénybevételi ábra



80.Sz. ábra: 2D modell ULS tűz kombinációból kapott nyíróerő igénybevételi ábra



81.Sz. ábra: 2D modell ULS tűz kombinációból kapott nyomaték igénybevételi ábra

$$N_{EdGt\acute{u}z} := 22.65 \text{ kN} \quad V_{EdGt\acute{u}z} := 20.82 \text{ kN} \quad M_{EdGt\acute{u}z} := 58.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{EdOt\acute{u}z} := 28.50 \text{ kN} \quad V_{EdOt\acute{u}z} := 20.84 \text{ kN} \quad M_{EdOt\acute{u}z} := 58.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

17.4 Keretgerendák vizsgálata

17.4.1 Szilárdsági vizsgálatok

Keretgerenda ellenőrzése nyomásra

$$N_{pIRd} := \frac{A \cdot f_{y-t}}{\gamma_{M0}} = 680.043 \text{ kN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{EdGt\acute{u}z}}{N_{pIRd}} = 0.033 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretgerenda ellenőrzése nyírásra

$$A_{vz} = 57.33 \text{ cm}^2$$

$$V_{pIRdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_{y-t}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 141.567 \text{ kN}$$

$$\eta_V := \frac{V_{EdGt\acute{u}z}}{V_{pIRdz}} = 0.147 \quad \text{Megfelel!}$$

Keretgerenda ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

$$M_{pIRdy} := \frac{W_{ply} \cdot f_{y-t}}{\gamma_{M0}} = 109.577 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdGt\acute{u}z}}{M_{pIRdy}} = 0.538 \quad \text{Megfelel!}$$

$$M_{pIRdz} := \frac{W_{plz} \cdot f_{y-t}}{\gamma_{M0}} = 37.334 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Hajlítás-Normálerő interakciós vizsgálat

$$\eta_N = 0.033 \quad a := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.283 \quad M_{NRdy} := M_{pIRdy} = 109.577 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a > \eta_N \quad \text{Tehát} \quad M_{NRdy} > M_{EdGt\acute{u}z}$$

$$M_{NRdz} := M_{pIRdz} = 37.334 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Megfelel!}$$

Hajlítás-Nyírás interakciós vizsgálat

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{EdGt\acute{u}z}}{V_{pIRdz}} - 1 \right)^2 = 0.498$$

$$M_{VRdz} := \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_{vz}^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_{y-t}}{\gamma_{M0}} = 93.659 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{EdGt\acute{u}z}}{M_{VRdz}} = 0.629 \quad \text{Megfelel!}$$

17.4.2 Stabilitási vizsgálatok

Kifordulás vizsgálat

$\gamma_{M1} := 1.00$	-stabilitási vizsgálatok tényezője
$L_{Ed} := 1.606 \text{ m}$	-vízszintes megtámasztások közötti merevítetlen hossz
$k := 1$	-megtámasztási viszonyoktól függő tényező
$k_w := 1$	-megtámasztási viszonyoktól függő tényező
$z_g := \frac{h}{2} = 195 \text{ mm}$	-a teher támadáspontját a csavarási középpontban feltételezzük
$z_j := 0 \text{ mm}$	-kétszeresen szimmetrikus a szelvény
$C_1 := 1.46$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$C_2 := 0$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$C_3 := 0$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$E_{s_t} = (2.394 \cdot 10^{10}) \text{ Pa}$	-acél Young-modulusa
$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$	-inercianyomaték z tengelyre
$I_w = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$	-öblösödési inercianyomaték
$I_t = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$	-C: -
$\alpha_\theta := 0.65$	-alakhiba tényező
$M_{EdGt\acute{u}z} = 58.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
$M_{cr_t} := 1836.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$	-Axis VM szoftver által számított kritikus nyomaték tűz esetén

$$\lambda'_{LT} := \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr_t}}} = 0.573 \quad \lambda'_{LT\theta} := \lambda'_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{fy}}{k_E}} = 0.724$$

$$\phi_{LT\theta} := \frac{(1 + \alpha_\theta \cdot \lambda'_{LT\theta} + \lambda'^2_{LT\theta})}{2} = 0.997 \quad \chi_{LT\theta} := \min \left(\frac{1}{(\phi_{LT\theta} + \sqrt{\phi_{LT\theta}^2 - \lambda'^2_{LT\theta}})}, 1 \right) = 0.594$$

$$M_{bRd} := \frac{(\chi_{LT\theta} \cdot W_{ply} \cdot f_{y_t})}{\gamma_{M1}} = 65.12 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \eta_{My} := \frac{M_{EdGt\acute{u}z}}{M_{bRd}} = 0.905 \quad \text{Megfelel!}$$

17.5 Keretoszlop vizsgálata

17.5.1 Szilárdsági vizsgálatok

Keretoszlop ellenőrzése nyomásra

$$N_{plRd} := \frac{A \cdot f_{y-t}}{\gamma_{M0}} = 680.043 \text{ kN}$$

$$\eta_N := \frac{N_{EdOtúz}}{N_{plRd}} = 0.042 \text{ Megfelel!}$$

Keretoszlop ellenőrzése y tengely körüli hajlításra

$$M_{plRdy} := \frac{W_{ply} \cdot f_{y-t}}{\gamma_{M0}} = 109.577 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{My} := \frac{M_{EdOtúz}}{M_{plRdy}} = 0.538 \text{ Megfelel!}$$

Hajlítás-Normálerő interakciós vizsgálat

$$\eta_N = 0.042 \quad a := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.283$$

$$a > \eta_N \quad \text{Tehát}$$

Keretoszlop ellenőrzése nyírásra

$$A_{vz} = 57.33 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRdz} := \frac{A_{vz} \cdot f_{y-t}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 141.567 \text{ kN}$$

$$\eta_V := \frac{V_{EdOtúz}}{V_{plRdz}} = 0.147 \text{ Megfelel!}$$

$$M_{plRdz} := \frac{W_{plz} \cdot f_{y-t}}{\gamma_{M0}} = 37.334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdy} := M_{plRdy} = 109.577 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdz} := M_{plRdz} = 37.334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{NRdy} > M_{EdOtúz} \text{ Megfelel!}$$

17.5.2 Stabilitási vizsgálatok

Kihajlás vizsgálat

ERŐS TENGEY

$$v_y := 1.47$$

$$L_1 := 4.78 \text{ m}$$

$$L_{effy} := v_y \cdot L_1 = 7.027 \text{ m}$$

$$E_{s_t} = (2.394 \cdot 10^{10}) \text{ Pa}$$

$$I_y = (4.507 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$N_{cry} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_y)}{L_{effy}^2} = 18919.782 \text{ kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{cry}}} = 0.444$$

$$\lambda_{y\theta} := \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{k_{fy}}{k_E}} = 0.562$$

$$\alpha_\theta := 0.65$$

$$\phi_y := \frac{1 + \alpha_\theta \cdot \lambda_{y\theta} + \lambda_{y\theta}^2}{2} = 0.84$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_{y\theta}^2})} = 0.683$$

$$N_{brdy} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2550.394 \text{ kN}$$

GYENGE TENGEY

$$v_z := 1$$

$$L_2 := 4.78 \text{ m}$$

$$L_{effz} := v_z \cdot L_2 = 4.78 \text{ m}$$

$$E_{s_t} = (2.394 \cdot 10^{10}) \text{ Pa}$$

$$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$N_{crz} := \frac{(\pi^2 \cdot E_s \cdot I_z)}{L_{effz}^2} = 7768.549 \text{ kN}$$

$$\lambda_z := \sqrt[2]{\frac{(A \cdot f_y)}{N_{crz}}} = 0.694$$

$$\lambda_{z\theta} := \lambda_z \cdot \sqrt{\frac{k_{fy}}{k_E}} = 0.876$$

$$\phi_z := \frac{1 + \alpha_\theta \cdot \lambda_{z\theta} + \lambda_{z\theta}^2}{2} = 1.169$$

$$\chi_z := \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_{z\theta}^2})} = 0.515$$

$$N_{brdz} := \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1923.976 \text{ kN}$$

$$\chi_{TF} := \min(\chi_y, \chi_z) = 0.515$$

$$N_{brdTF} := \chi_{TF} \cdot A \cdot \frac{f_{y_t}}{\gamma_{M1}} = 350.164 \text{ kN} \quad \nu := \frac{N_{EdO\acute{u}z}}{N_{brdTF}} = 0.081$$

Kifordulás vizsgálat

Megfelel!

$$\gamma_{M1} := 1.00$$

-stabilitási vizsgálatok tényezője

$$L_{Ed} := 1.606 \text{ m}$$

-vízszintes megtámasztások közötti merevítetlen hossz

$$k := 1$$

-megtámasztási viszonyoktól függő tényező

$k_w := 1$	-megtámasztási viszonyoktól függő tényező
$z_g := \frac{h}{2} = 195 \text{ mm}$	-a teher támadáspontját a csavarási középpontban feltételezzük
$z_j := 0 \text{ mm}$	-kétszeresen szimmetrikus a szelvény
$C_1 = 1.46$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$C_2 = 0$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$C_3 = 0$	-nyomatéki ábra alakjától függő tényező
$E_{s_t} = (2.394 \cdot 10^{10}) \text{ Pa}$	-acél Young-modulusa
$I_z = (8.564 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$	-inercianyomaték z tengelyre
$I_w = (2.942 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^6$	-öblösödési inercianyomaték
$I_t = (1.89 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$	-csavarási inercianyomaték
$\alpha_\theta = 0.65$	-alakhiba tényező
$M_{EdOt\acute{u}z} = 58.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
$M_{cr_t} := 5080.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$	-Axis VM szoftver által számított kritikus nyomaték tűz esetén
$\lambda'_{LT} := \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr_t}}} = 0.344$	$\lambda'_{LT\theta} := \lambda'_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{fy}}{k_E}} = 0.435$
$\phi_{LT\theta} := \frac{(1 + \alpha_\theta \cdot \lambda'_{LT\theta} + \lambda'_{LT\theta}{}^2)}{2} = 0.736$	$\chi_{LT\theta} := \min\left(\frac{1}{(\phi_{LT\theta} + \sqrt{\phi_{LT\theta}{}^2 - \lambda'_{LT\theta}{}^2})}, 1\right) = 0.752$
$M_{bRd} := \frac{(\chi_{LT\theta} \cdot W_{ply} \cdot f_{y_t})}{\gamma_{M1}} = 82.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\eta_{My} := \frac{M_{EdGt\acute{u}z}}{M_{bRd}} = 0.715$ Megfelel!
$\theta_{cr} := 39.19 \cdot \ln\left(\frac{1}{0.9674 \cdot \eta_{My}^{3.833}} - 1\right) + 482 = 521.406$	

Tehát a szerkezet tűz hatására is megfelel, viszont a kritikus hőmérséklet és a nagy kihasználtság miatt a biztonság javára hőre habosodó festéssel történő bevonást írok elő a szerkezet elemeire.

18.TERVJEGYZÉK

18.1 Elkészített tervek

A tervjegyzék a jelen szakdolgozat keretein belül kidolgozásra került terveket tartalmazza, így nem teljes kiviteli tervdokumentáció. Az egyes szerkezeti elemek között csak szerelvényezésben van eltérés így ezek mindegyikének gyártmánytervi szintű ábrázolása jelen feladat keretein belül nem lenne célszerű. Szakdolgozatomban a szerkezeti elemek egy-egy változatának gyártmányterve kerül a tervdokumentációba.

18.2 Acélszerkezetek kiviteli tervei

S1-Elrendezési terv

S2-Födémgerenda kiosztási terv

S3-KG1 Keretgerenda gyártmányterve

S4-KO6 Keretoszlop gyártmányterve

S5-FO1 Födém alátámasztó oszlop gyártmányterve

S6-FG1 Födémgerenda gyártmányterve

S7-FG3 Födémgerenda gyártmányterve

S8-FG5 Födémgerenda gyártmányterve

18.3 Vasbeton szerkezetek kiviteli tervei

S9-Alapozás vasalási terve

S10-Födém vasalási terve

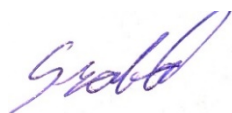
19. TERVEZŐI NYILATKOZAT

Alulírott Szabó Alex, BSc építőmérnök hallgató kijelentem, hogy szakdolgozatommal kapcsolatos tervezési munkák során az alábbi szabványokat alkalmaztam:

- MSZ EN 1990 Eurocode 0: Tartószerkezet tervezés alapjai
- MSZ EN 1991 Eurocode 1: A tervezés alapjai és a tartószerkezeteket érő hatások
- MSZ EN 1992 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése
- MSZ EN 1993 Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése
- MSZ EN 1994 Eurocode 4: Betonnal együtt dolgozó acélszerkezetek tervezése
- MSZ EN 1995 Eurocode 5: Faszervezetek tervezése
- MSZ EN 1996 Eurocode 6: Falazott szerkezetek tervezése
- MSZ EN 1997 Eurocode 7: Geotechnikai tervezés
- MSZ EN 1998 Eurocode 8: Tartószerkezetek földrengésállóságának tervezési előírásai
- MSZ EN 1999 Eurocode 9: Alumíniumszerkezetek tervezése

Kijelentem, hogy a megtervezett épület a tervezett élettartam (50 év) során a ráható terheket biztonságosan viselni képes és funkcióját hiánytalanul ellátja.

Továbbá kijelentem, hogy a dokumentáció tartalma megfelel az 312/2012. (XI. 8.) Korm.rendelet, valamint az 54/2014. (XII. 5.) BM rendelettel életbe léptetett Országos Tűzvédelmi Szabályzat előírásainak.



.....

Szabó Alex, OE-YBL BSc építőmérnök hallgató

Kelt: Budapest, 2024.05.15.

20.ÖSSZEGZÉS

Szakdolgozatom célja az volt, hogy egy logisztikai csarnok szerkezeti elemeinek méretezése során bemutassam az egyetemi tanulmányaim során megszerzett tudásomat. A méretezés során igyekeztem bemutatni minden olyan méretezési eljárást, melyeket tanulmányaim során elsajátítottam és elvégzésük a tárgyi feladatban releváns volt. A tervezés során rendelkezésemre állt az építész egyszerű bejelentési tervdokumentáció, mely elsősorban a geometria felvétele során volt segítségemre.

Tárgyi épület építőanyagok szempontjából a fejpületben található födém miatt változatosnak mondható, ugyanis ez a födém egy acél gerendákkal gyámolított vasbeton födém. Az alapozás szintén vasbetonból készül, a további vízszintes teherhordó szerkezetek H keresztmetszetű acél szelvények, melyekre másodlagos teherhordó szerkezetek elsősorban Z300-as Lindab szelemenek adják át a terheket, valamint a szelemenekre Lindab szendvicspanelek közvetítik a terheket. A függőleges teherhordó szerkezetek szintén H keresztmetszetű acél szelvények, melyek gerendákkal kialakított kapcsolata homloklemezes kiékelt csavarozott kapcsolat. Az oszlopok a terheket az alapozásba 75cm mélyen benyúló menetesszáron, valamint egy 30mm vastag talplemezen át közvetítik az alapozásba. Az egyéb szerkezeti elemek, mint például a merevítő rendszer részét képező vonórudak az oszlopokhoz csuklósan kapcsolódnak, ezen kapcsolatok egy menetesszárral, valamint egy az oszlopokra hegesztett csomólemezzel alakíthatóak ki.

Az épület szerkezeti elemeinek méretezése elsősorban a háromdimenziós modellen kapott igénybevételek alapján történt. A háromdimenziós modellen kívül készült egy kétdimenziós modell is, mely a háromdimenziós modellen kapott igénybevételek validálására szolgált. Továbbá az egyes szerkezeti elemek, mint például a szendvicspanel és a szelemen külön kétdimenziós modellen kapott igénybevételek alapján került méretezésre. A kézi számítások az Axis VM szoftver beépített acél méretező modul számításaival is összevetésre kerültek, a kapott eredmények kismértékben tértek el egymástól így a modell ilyen szempontból is megfelelőnek bizonyult.

Az egyes szerkezetekre vonatkozó méretezést követően a szerkezetek kiviteli terveit is elkészítettem, melyek felsorolása a tervjegyzékben található

Összességében a szerkezetek mindegyikéről kijelenthető, hogy a számítások alapján ezek megfelelnek és szakdolgozatom célkitűzésének megfelelő módon bemutatják a méretezési eljárásokat.

21.SUMMARY

The aim of my thesis was to demonstrate the knowledge I gained during my university studies in the design of the structural elements of a logistics hall. During the dimensioning I tried to present all the dimensioning procedures that I had learnt during my studies and that were relevant to the task at hand. During the design process I had at my disposal the architect's simple notification plan documentation, which was of particular help to me when recording the geometry.

In terms of building materials, the building can be described as diverse because of the slab in the main building, which is a reinforced concrete slab supported by steel beams. The foundation is also made of reinforced concrete, the other horizontal load-bearing structures are H-section steel sections, to which secondary load-bearing structures, mainly Z300 Lindab panels, transfer the loads, and Lindab sandwich panels transfer the loads to the panels. The vertical load-bearing structures are also H-section steel sections connected to beams by a wedged bolted connection with a front plate. The columns transmit the loads to the foundation through a threaded connection extending 75cm into the foundation and a 30mm thick base plate. Other structural elements such as the tie rods, which form part of the bracing system, are hinged to the columns, these connections being formed by a threaded lock and a tie plate welded to the columns.

The structural elements of the building have been dimensioned mainly on the basis of the loads obtained from the three-dimensional model. In addition to the three-dimensional model, a two-dimensional model was also created to validate the loads obtained from the three-dimensional model. In addition, individual structural elements, such as the sandwich panel and the element, were dimensioned based on the stresses obtained from a separate two-dimensional model. The manual calculations were also compared with the calculations of the built-in steel sizing module in the Axis VM software, and the results obtained differed slightly, so the model was found to be adequate in this respect.

After the sizing for each structure, I also prepared the design drawings of the structures, which are listed in the design catalogue.

On the whole, all of the structures can be said to be suitable on the basis of the calculations and to illustrate the sizing procedures in a way that meets the objective of my thesis.

22.FELHASZNÁLT IRODALOM

Lábjegyzetek

1. <https://www.ksh.hu/gyorstajekoztatok/epi/epi2402.html>
2. <https://www.google.com/maps/place/Gy%C3%A1l>
3. https://itsolution.lindab.com/LindabWebProductsDoc/PDF/Profile/HU/Sandwich_panels/Lindab_Coverline_Szendvicspanel_Statikai-es-tuzvedelmi-tervezesi-tablazatok.pdf
4. https://itsolution.lindab.com/LindabWebProductsDoc/PDF/Profile/HU/Construline/Lindab_Construline_Z-C-szelvények_Tervezesi-utmutato.pdf

Szakirodalom

5. <https://docplayer.hu/109625179-Oszver-gerendak-kifordulasa-hasznalhatosagi-hatarallapotok-nyirt-kapcsolatok-meretezese-1-mintapelda-gerenda-hha.html>
6. dr. Szepesházi Róbert (2008) *Geotechnika (Egyetemi jegyzet)*. Győr: Széchenyi István Egyetem Műszaki Tudományi Kar Baross Gábor Építési és közlekedési Intézet Szerkezetépítési Tanszék
7. Dr. Visnovitz György (szerk.), Erdélyi Tamás, Dr. Kollár László (2017) A tartószerkezeti tervezés alapjai – Terhek és hatások Tervezés az Eurocode előírásai alapján 2. kiadás. Budapest: Artifex Kiadó Kft.
8. Deák György, Draskóczy András, Dulácska Endre, Kollár László, Visnovitz György (2018) Vasbeton szerkezetek – Tervezés az Eurocode alapján 4. bővített kiadás. Budapest: Artifex Kiadó Kft.
9. Ádány Sándor, Dulácska Endre, Dunai László, Fernezelyi Sándor, Horváth László (2007) Acélszerkezetek 1. Általános eljárások – Tervezés az Eurocode alapján. Budaörs: Business Media Magyarország Kft.