Szent István Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi kar

SZAKDOLGOZAT

Juhász Gábor

2015.

SZENT ISTVÁN
EGYETEM

Dr.Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár

YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST
Építőmérnöki Intézet
Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.
Tel.:+36-1-252-1270
e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

SZAKDOLGOZAT KIÍRÁS
2015

Juhász Gábor

Nappali Építőmérnök szakos
hallgató részére

A feladat címe: LXX. számú feladat (Tíz lakásos társasház; Érd)

Belső konzulens: Müller Marianne mestertanár

Külső konzulens: -

A szakdolgozat beadási határideje: 2015. június 05., péntek $12^{\underline{00}}$

Budapest, 2015. május 28.

Dr. Dombay Gábor
intézetigazgató

SZENT ISTVÁN EGYETEM

Dr.Dombay Gábor PhD.
intézetigazgató, főiskolai tanár

YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST
Építőmérnöki Intézet
Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.
Tel.:+36-1-252-1270
e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

Részletes feladatkiírás

Juhász Gábor

Nappali Építőmérnök
hallgató részére

LXX. számú feladat (Tíz lakásos társasház; Érd)

című szakdolgozatához

1. Vázlattervek a számításhoz (ún. pozíciós tervek)

2. Részletes statikai számítás
   A födémek, kijelölt vb. gerendák, pillérek, lépcsők méretezése
   Az alapok méreteinek meghatározása. A mennyiségi korlátok miatt a süllyedésszámítást nem kell elvégezni.
   A feladat bonyolultsága miatt a függőleges teherhordó falak vizsgálata hasonlóképpen nem része a szakdolgozatnak

3. Kiviteli tervek
   A kijelölt vasbeton födémek kiviteli terve a részletekkel
   A kijelölt vasbeton szerkezeti elemek (pillérek, kiváltógerendák) kiviteli terve
   A földszinti lépcső terve
   Alapozási terv 1:50 léptékben

4. Részletes tartószerkezeti műszaki leírás

Budapest, 2015. május 28.

Müller Marianne
belső konzulens

Szent István Egyetem Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Építőmérnöki Intézet – Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport

SZAKDOLGOZAT

10 lakásos társasház tartószerkezeti tervezése

Készítette:

Juhász Gábor

Konzulens:

Müller Marianne

Budapest
2015

Tartalomjegyzék

1.Bevezetés 5

1.1 Az épület bemutatása 5

1.2 Az épület alapozása 6

1.3 Felmenő szerkezetek 7

2. Épületre ható terhek és hatások 9

2.1 Állandó terhek 9

2.2. Esetleges terhek 12

3. Födémek méretezése 13

3.1 Harmadik emelet feletti födém méretezése 13

3.1.1 Kiindulási adatok 13

3.1.2. Statikai váz 14

3.1.3 Terhek 15

3.1.4. Igénybevételek 16

3.1.5 Szükséges vasalás 18

3.1.6 Használhatósági határállapot vizsgálata 22

3.2 Második emelet feletti födém méretezése 24

3.2.1 Kiindulási adatok 24

3.2.2. Statikai váz 25

3.2.3. Terhek 25

3.2.4. Igénybevételek 28

3.2.5. Szükséges vasalás 31

3.2.6. Használhatósági határállapot vizsgálata 34

3.2.7. Átszúródási elleni vizsgálat 35

3.3 Első emelet feletti födém méretezése 37

3.3.1 Kiindulási adatok 38

3.3.2. Statikai váz 38

3.3.3. Terhek 38

3.3.4. Igénybevételek 40

3.3.5. Szükséges vasalás 43

3.3.6. Használhatósági határállapot vizsgálata 46

3.3.7.”A” jelü konzol kézi lehajlás számítása 47

3.4. Földszint feletti födém méretezése ... 48
3.4.1 Kiindulási adatok ... 48
3.4.2. Statikai váz ... 49
3.4.3. Terhek ... 49
3.4.4. Igénybevételek ... 52
3.4.5. Szükséges vasalás ... 54
3.4.6. Használhatósági határállapot vizsgálata ... 57
3.4.7. "A" jelü konzol kézi lehajlás számítása ... 58
3.4.8. Átszúródás vizsgálat ... 59
3.4.9. Födém keleti oldali konzoljának kézi Nyírás vizsgálata ... 61
4. Lépcső méretezése ... 62
4.1. Kiindulási adatok ... 62
4.2 Statikai váz ... 62
4.3. Terhek ... 62
4.4 Igénybevételek ... 63
4.5. Szükséges vasmennyiség ... 64
5. Monolit vasbeton szerkezetű pillérek méretezése ... 67
5.1 P1 pillér méretezése ... 68
5.2 P2 pillér méretezése ... 70
5.3. P3 pillér méretezése ... 71
6. Gerendák méretezése ... 72
6.1. G1 Gerenda méretezése ... 72
6.2. G2-G3 Gerenda méretezése ... 77
6.3. G4 Gerenda méretezése ... 81
6.4. G5 Gerenda méretezése ... 86
6.5. G6 Gerenda méretezése ... 90
6.6. G7 Gerenda méretezése ... 94
6.7. G9 Gerenda méretezése ... 97
6.8. G11 monolit vasbeton áthidaló méretezése ... 101
7. Alapozás ... 106
7.1 Kiindulási adatok ... 106
7.2 Terhek összegyűjtése ... 106
7.3 Alaptestek szélességi méreteinek meghatározása ... 111

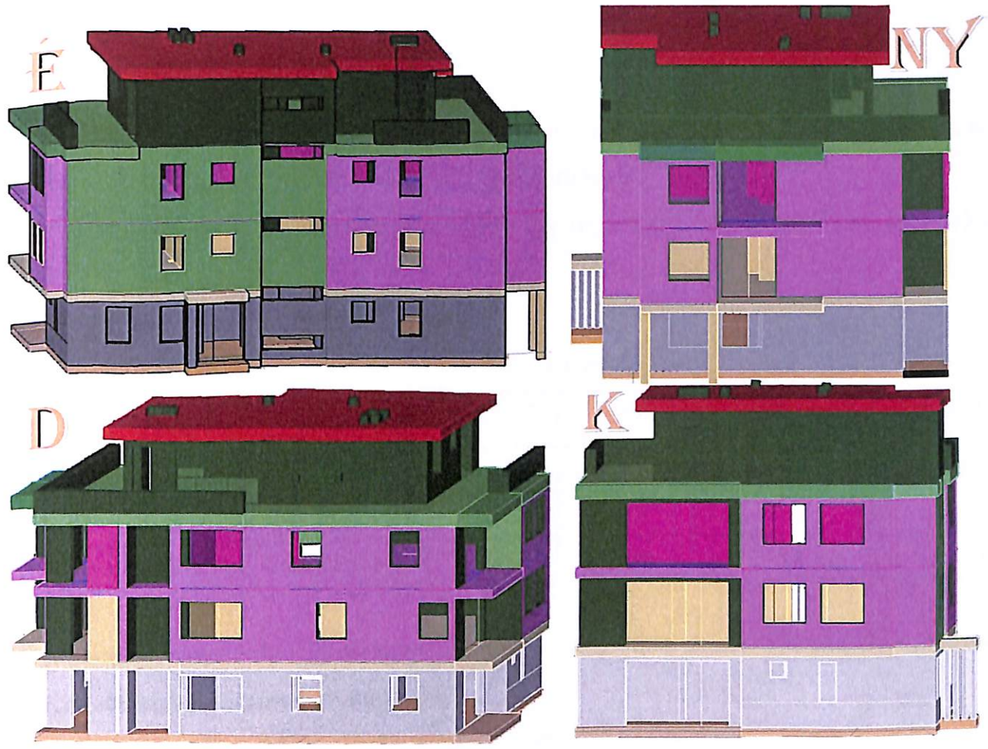
Mellékletek

1. Alapozás elrendezési terv és vasalási részletrajzok M=1:50
2. Földszint feletti födém zsaluzási és alsó vasalási terv M=1:50
3. Földszint feletti födém felső vasalási terv M=1:50
4. Első emelet feletti födém zsaluzási és alsó vasalási terv M=1:50
5. Első emelet feletti födém felső vasalási terv M=1:50
6. Második emeleti födém zsaluzási és alsó vasalási terv M=1:50
7. Második emeleti födém felső vasalási terv M=1:50
8. Harmadik emeleti födém alsó és felső vasalási terv M=1:50
9. Lépcső zsaluzási vasalási terv M=1:20
10. Pillér zsaluzási és vasalási terv M=1:20
11. G1, G6, és G9 Gerenda vasalási terv M=1:20
12. Földszint feletti és Első emelet feletti Pozíciós terv M=1:100
13. Második és Harmadik emelet feletti Pozíciós terv M=1:100

1.Bevezetés

1.1 Az épület bemutatása

Az épület Budapest vonzáskörzetében, Érden a Diósdi út 29. szám alatt épül meg. Közel a főúthoz, jó tömegközlekedési és autós megközelíthetőséget kínálva a fővároshoz.



A Társasház 3D látványterv nézetei

A feladat a sík terepen földszint + 3 emeletes társasház kijelölt szerkezeteinek statikai számítása valamint kiviteli terveinek elkészítése.

A földszinten és az 1. és 2. emeleten 3 lakás, a 3. emeleten 1 lakás kerül megépítésre.

Az épület hőigényét a szolgáltató biztosítja.

A szintek között közlekedést közös lépcsőház biztosítja.

Alapterület szintenként:

Földszint: 200,38 m^2 + 14,76 m^2
1.emelet: 207,79 m^2 + 20,92 m^2
2.emelet: 207,79 m^2 + 20,92 m^2
3.emelet: 104,74 m^2 + 123,97 m^2

Az épület tartószerkezeti elemei monolit vasbeton szerkezetű födémek, és pillérek illetve porotherm 30-as tégla falak képezik. A függőleges teherhordó falak vizsgálata nem része a szakdolgozatnak.

1.2 Az épület alapozása

Az épület a rendelkezésre álló talajszelvény alapján sáv és pontalapokon alapokon nyugszik.

A földszinti burkolati rétegrend vasalt aljzat betonra kerül.

A talajvíz nem érinti az alapozási síkokat, így egy rétegű talajnedvesség elleni szigetelés elegendő.

Az alapozási sík -0,15 m-en kerül kialakításra.

Talajmechanikai adatok 3 fúrás eredményéből származnak.

	ρ (t/m3)	ϕ (°)	C (KN/m2)	Es (MN/m2)
+1,35 + 0,10 m humusz feltöltés	1,65	-	-	17
+0,10 – 3,45 m sz. s. homokos iszap	1,70	24	15	20
-3,45 – 10,45 m s. barna iszap	1,85	18	25	10

A felhasznált beton minőség: Karbonátosodás nedves, ritkán száraz környezetben, illetve mérsékelt nedvességtartalom mellett:

C25/30 – XC2 – 16 A beton fedés értéke 3,5 cm

1.3 Felmenő szerkezetek

Vízszintes teherhordó szerkezetek:

A födémek szintenként változó vastagságú két irányban teherviselő monolit vasbeton lemez szerkezetek. A felhasznált beton minősége a 2. és 3. emelet födémének: C20/25-XC1-16-F3, illetve földszint és első emelet födémének C20/25-XC0-16-F3. A nyílások felett monolit vasbeton kiváltó gerendák, és Porotherm Elemmagas áthidalók viselik a födém- ill./és falterheket.

Függőleges teherhordó szerkezetek

Az épület teherviselő főfalai 30 cm vtg. POROTHERM téglából falazott.

Szükség szerint – terhelés függvényében – monolit vasbeton pilléreket terveztem a pozíciós terveken bejelölt helyeken.

Lépcső

A szintek között a teherviselő téglafal fészkébe benyúló félszinti pihenővel és a lemezszélre támaszkodó kéttámaszú monolit vasbeton lépcső biztosítja a közlekedést. A lemezvastagság 15 cm. A burkolata 2 cm gresslap. A felhasznált beton minősége: C20/25-XC0-16-F3.

Térbeli merevség

Az épület térbeli merevségét a teherviselő főfalak és rájuk támaszkodó monolit vasbeton födémek – a szintenként körbefutó peremvasalással, ill. kiváltó gerendákkal együttdolgoztatva – megfelelően biztosítják.

Tetőszerkezet

A zárófödém nem járható lapos tetős monolit vasbeton szerkezetű födém. A Pillér pontszerűen, a merevítő falak vonal menti megtámasztást biztosít a födémnek, melyeket csuklós támasznak feltételeztem. A betonfedés értéke 25mm. A monolit vasbeton lemez vastagsága 13,0 cm.

Felhasznált szabványok és irodalom:

MSZ EN 1990:2011 Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai
MSZ EN 1991-1-1:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei
MSZ EN 1991-1-3:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3. rész: Általános hatások. Hóteher
MSZ EN 1991-1-4:2007 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás
MSZ EN 1992-1-1:2010 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok

2. Épületre ható terhek és hatások

2.1 Állandó terhek

Biztonsági tényezők:

Ha az állandó terhek hatása kedvezőtlen az igénybevételek szempontjából: $YG_{.sup} = 1,35$

Ha az állandó terhek hatása kedvező az igénybevételek szempontjából: $YG_{.inf} = 1,00$

Födém rétegrendek

- Harmadik emelet feletti födém
- Második emelet feletti födém
- Első emelet feletti födém
- Földszint feletti födém

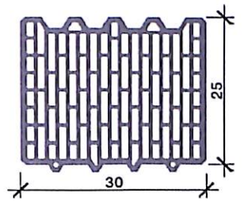
Megjegyzés: 3. pontban találhatóak a rétegrendek

Teherhordó falak jellemzői és önsúlya:

Porotherm 30 N+F

Alkalmazási előnyök

- Nagy teherbíró képesség - Masszív szerkezet
- Kiváló épületfizikai tulajdonságok - egészséges lakóklíma
- Hőtároló tömegként figyelembe vehető
- Jó akusztikai teljesítmény
- Jól vakolható
- Jól szerelvényezhető
- Nem éghető (A1)



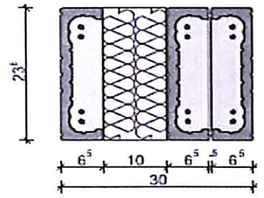
MŰSZAKI ADATOK (kötőanyag függően)		habarcs	dimenzió
I. kategóriába tartozó LD égetett agyag falazóelem			
A TÉGLA JELLEMZŐI			
Hosszúság	l_u	250	mm
Szélesség (falazat vastagsága)	w_u	300	mm
Magasság	h_u	238	mm
Bruttó száraztestsűrűség	ρ	750	kg/m³
Számított elemtömeg	m	13,4	kg/db
A FALAZAT JELLEMZŐI			
Vakolatlan falvastagság	-	30	cm
Anyagszükséglet	-	16	db/m²
Számított száraz habarcs-igény, csak vízszintes felületre, az üregekbe kerülő habarcs nélkül	-	30,40	kg/m²
1 m² vakolatlan fal tömege (kezdő habarcságy nélkül, normál habarcs M3/TM)	m	248/228	kg/m²

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	$[kg/m^3]$	g_k $[kg/m^2]$
1.	0,5	Glettelés, festés	2100	10,5
2.	30	Porotherm 30 N+F normál habarccsal	-	248
3.	5	Hőszigetelés	10	0,5
4.	3	Mészkő burkolat	2700	81
Összesen:			$\Sigma g_k =$	**3,40 kN/m²**

Előregyártott nyílásáthidalók jellemzői:

Porotherm Elemmagas áthidaló
Áthidalók

Porotherm 30 N+F téglákon felfekvő elemmagas áthidalókat alkalmaztam 2,0 szabad nyílás méretig.



Terveken szerepeltetett jelölések:

A1: 125 cm hosszú Porotherm elemmagas áthidaló
A2: 150 cm hosszú Porotherm elemmagas áthidaló
A3: 175 cm hosszú Porotherm elemmagas áthidaló
A4: 225 cm hosszú Porotherm elemmagas áthidaló

Szabad nyílás	Áthidaló hossz	Felfekvés	Teherbírási adatok					
			q_{Rd}	$f_{cRd,min}$	d	M_{Rd}	F_{Rd}	M_D
[mm]	[mm]	[mm]	(kN/m)	(N/mm²)	[mm]	(kNm)	[kN]	(kNm)
500	1000	250	43,57	1,17	0,14	2,70	12,81	0,80
750	1000	125	19,21	1,40	0,24	2,70	10,96	0,80
750	1250	250	33,53	1,22	0,39	3,88	13,89	1,18
1000	1250	125	14,20	1,42	0,57	3,88	11,36	1,18
1000	1500	250	25,89	1,20	0,80	4,99	14,85	1,54
1250	1500	125	12,65	1,43	1,11	4,99	10,75	1,54
1250	1750	250	20,87	1,17	1,44	6,03	15,32	1,89
1500	1750	125	11,37	1,44	1,89	6,03	10,22	1,89
1500	2000	250	17,57	1,15	2,99	8,79	15,15	2,86
1750	2000	125	11,25	1,53	3,79	8,79	11,38	2,86
1750	2250	250	14,83	1,12	3,93	8,79	14,70	2,86
2000	2250	125	9,63	1,48	4,85	8,79	11,00	2,86

AXISVM12 programmal leellenőrizve, 2m-es szabad nyílásig mindenhol megfelel a 3 db Porotherm Elemmagas áthidaló, melyhez méretezési adatokat a Wienerberger alkalmazási és tervezési útmutató alapján feltételeztem.

2.2. Esetleges terhek

Hóteher

Biztonsági tényezők:

$\gamma_Q := 1.50$ $\Psi_{s.0} := 0.50$ $\Psi_{s.1} := 0.20$ $\Psi_{s.2} := 0$

C_e = 1,0 (szokásos terep)

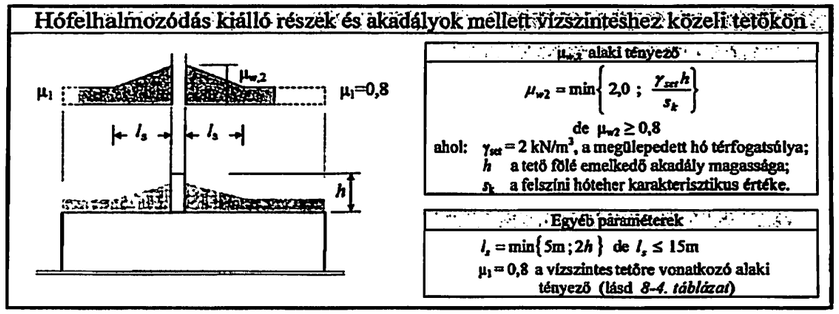
$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0{,}8 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}25 =$ **1,00 kN/m²**

s_k= 1,25 kN/m² M≤ 400 m tengerszint feletti magasság esetén

Hózugteher:

$\mu_w = \min\{2{,}0; \frac{\gamma set * h}{sk}\} = \frac{2*3}{1{,}25} = 4{,}8 \Rightarrow 2{,}0$ kN/m²

Mivel kisebb, mint az erkély hasznos terhe 3 kN/m², ezért egyidejüleg nem kell vele számolni.



Szélteher

A szélteherrel nem kell számolni, mert az épület jelentős számú egymásra merőleges merevítő falakkal rendelkezik.

Hasznos teher

Nem járható lapostető:	$q_h = 0{,}4\ kN/m^2$
Az épület funkciója: Lakás:	$q_h = 2{,}0\ kN/m^2$
Válaszfal teher:	$q_{vfal} = 2{,}0\ kN/m^2$
Erkélyek:	$q_h = 3{,}0\ kN/m^2$
Lépcsők:	$q_h = 3{,}0\ kN/m^2$

3. Födémek méretezése

Monolit vasbeton födém méretezése

Modell beállításai

Támaszok: Pontszerű: megadtam a támasz anyagát geometriáját, csuklós megtámasztó hatását, ezáltal a merevségét; az oszlopok felett használtam a nyomatéki csúcs levágását. Vonalmenti falaknál ugyanezt csináltam, a támaszvonal helyzete a felfekvés felébe került a biztonság javára.

A födémek csomóponti szabadságfokainak a „Lemez X-Y síkban" lehetőséget választottam.

Háló mérete a vastagság 3 szorosa.

3.1 Harmadik emelet feletti födém méretezése

3.1.1 Kiindulási adatok

A zárófödém nem járható, lapos tetős monolit vasbeton szerkezetű födém. A merevítő falak vonal menti megtámasztást biztosítanak a födémnek, melyeket csuklós támasznak feltételeztem. Statikai számítás Axisvm szoftverben végeztem. A betonfedés értéke 25mm.

Alkalmazott szerkezeti anyagok:

A Beton anyagminősége: C20/25-XC1-F3-16

f_{ck}= 20,0 N/mm^2

$f_{cd}=\frac{fck}{\gamma_c}$ = 13,3 N/mm^2

f_{ctd}= 1,0 N/mm^2

f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

f_{bd}= 2,3 N/mm^2

$E_{c,eff}$ =8,5 kN/mm^2

ρ_{vb}= 25 $\frac{kN}{m^3}$ γ_c := 1,5

Alkalmazott betonacél minőség: B500B

f_{yk}= 500 $\frac{N}{mm^2}$ γ_y:= 1,15 f_{yd}= 435 N/mm^2

Födém magasság számítása szabad tervezéssel:

$Mmax_{átl}$= 25,88 kNm Xc= 0,25*d

25,88 * 10^6 = 1000 * Xc * f_{cd} * (d - $\frac{Xc}{2}$)

25,88 * 10^6 = 1000 * 0,25*d * 13,3 * (d - $\frac{0,25*d}{2}$)

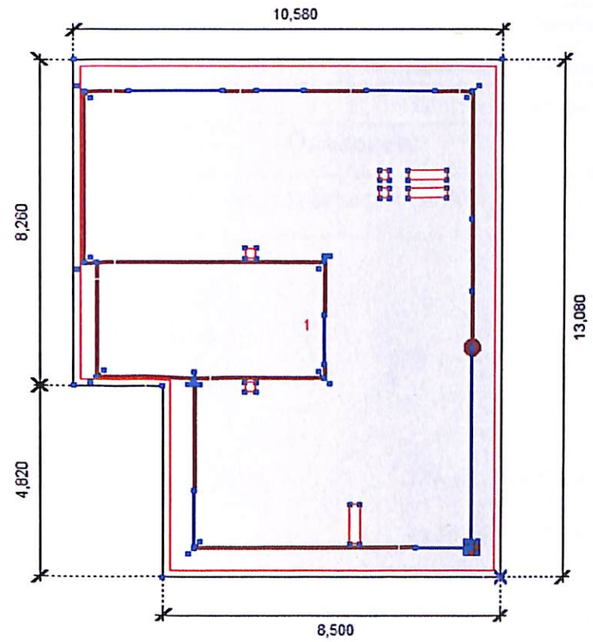
25,88 kNm = 2909,375 d^2

d = 94,32 mm

$h_{szükséges}$ = 94,32 mm + 25 mm + $\frac{8}{2}$ = 123,32 mm → **h magasság = 13 cm.**

A monolit vasbeton lemez vastagsága 13,0 cm szabad tervezéssel.

3.1.2. Statikai váz



3.1.3 Terhek

Állandó terhek

Harmadik emelet feletti födém rétegrendje:

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	[kg /m^3]	g_k [kg/m^2]
1.	1 rtg.	Elastovill E-PV 4 S/K csapadékvíz ell. szig.	-	4
2.	1 rtg.	Elastovill E-G 4 F/K csapadékvíz ell. szig.	-	4
3.	12	Ásványgyapot hőszigetelés	45	5,4
4.	1 rtg.	Villox O-AL+V 4 T/K	-	-
5.	1 rtg.	PORMEX RAPID kellősítés	-	-
6.	5-7	Lejtést adó beton	2000	140
7.	13	Monolit vasbeton lemez	2500	325
8.	1,5	Glettelés, festés	2100	31,5
Összesen:			$\Sigma g_k =$	**5,10 kN/m²**
Tartószerkezet nélkül:			$g_{tetőrtg}$=	**1,85 kN/m²**

Esetleges terhek

Meteorológiai teher

Hóteher:

1 m^2 –re $g_{hó}$= 1,0 kN/m^2

Hózugteher:

Mivel kisebb mint az erkély hasznos terhe 3 kN/m^2, ezért egyidejüleg nem kell vele számolni.

Szélteher:

A vasbeton lemez és a födém rétegrendje miatt nem lehet mértékadó a szélteher, így ezeket nem veszem számításba.

3.1.4. Igénybevételek

Az analízist az AXISVM12 statikai programmal végeztem, másodrendű számítással.

Minimális vasmennyiség:

$A_{s,min} = \rho_{min} * b_t * d = 0{,}0015 * 1000 * 101 = 151{,}5\ mm^2 \rightarrow \phi 8/200$ alapháló

$A_{sprov} = 251\ mm^2$

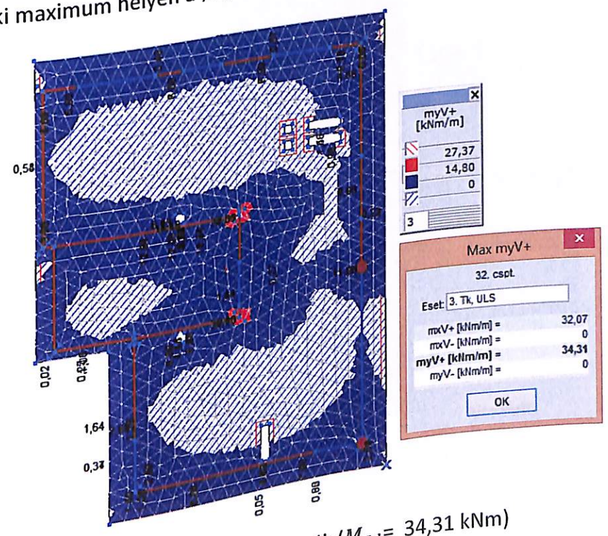
$d = 130 - 25 - 8/2 = 101\ mm$

$\rho_{min} = \max\{0{,}26 * 2{,}2/500;\ 0{,}0015\} = 0{,}0015$

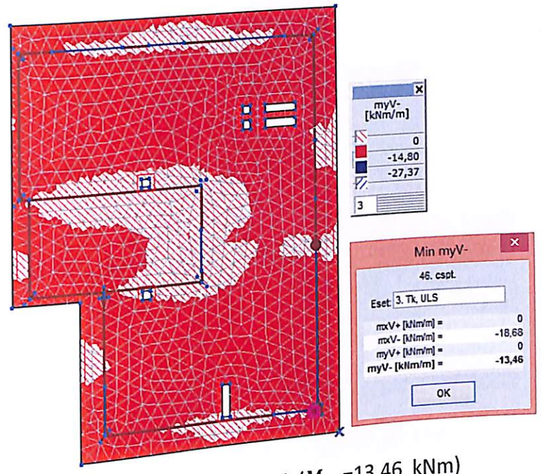
Az alkalmazott színskála beállításai: Ø8/20 alapháló alkalmazása, ezen felül erősítő vasalással követem a nyomatéki ábrát és a szerkesztési szabályoknak megfelelő toldást használva.

A pirossal jelzett helyen a Ø8/20-as alapháló vasalást további Ø8/20-es vasalással sűrítem.

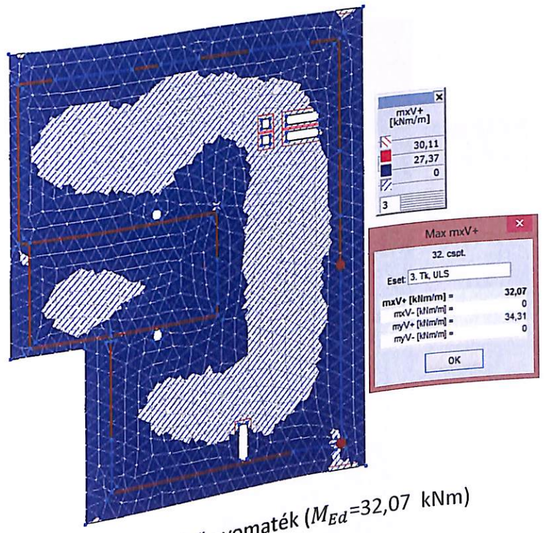
A nyomatéki maximum helyen a Ø8/20 mellé a Ø12/20 –as vassal erősítek.



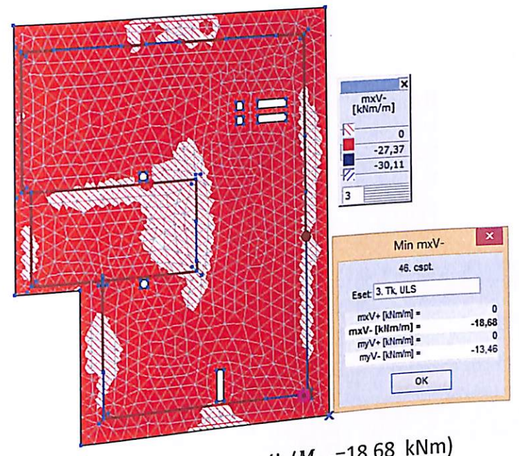
Y irányú felső nyomaték (M_{Ed}= 34,31 kNm)



Y irányú alsó nyomaték (M_{Ed}=13,46 kNm)

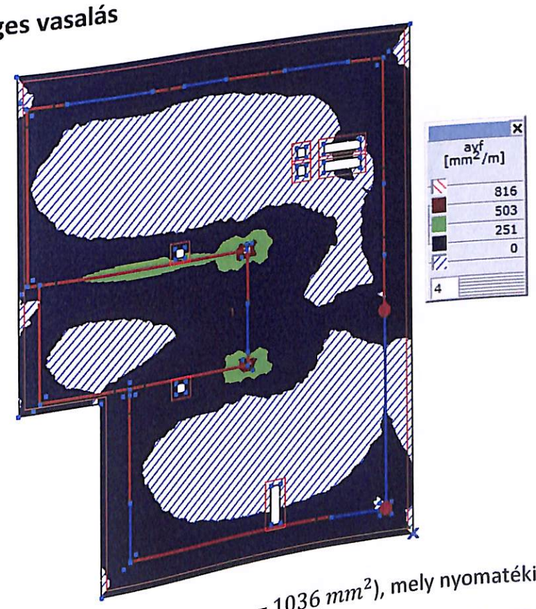


X irányú felső nyomaték (M_{Ed}=32,07 kNm)

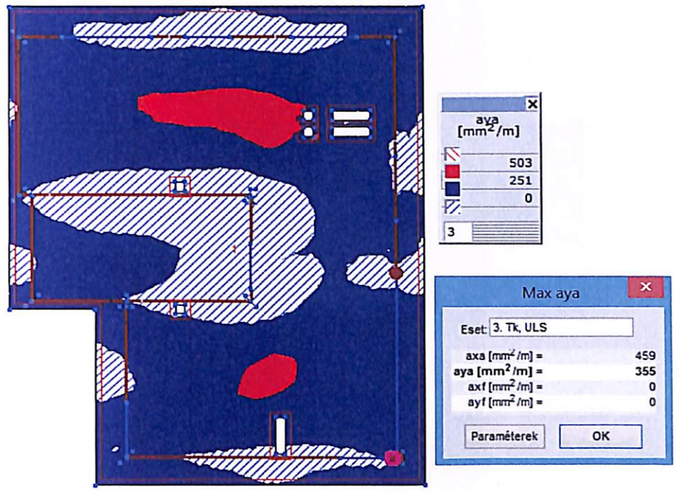


X irányú alsó nyomaték (M_{Ed}=18,68 kNm)

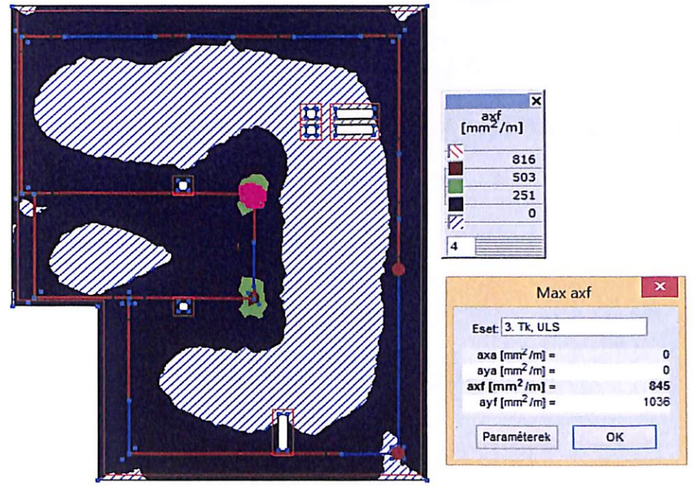
3.1.5 Szükséges vasalás



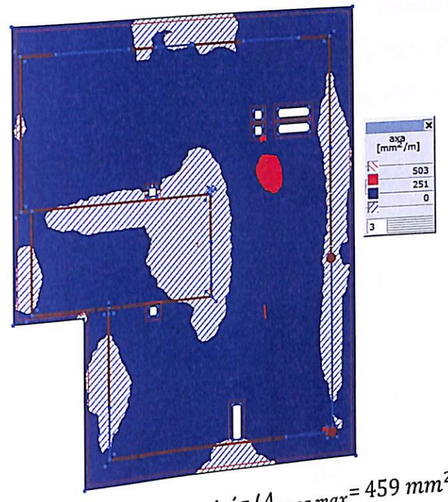
Y irányú felső vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 1036 mm^2), mely nyomatéki csúcspontot elkentem két irányban 15-15 cm-rel, így (637+1036+586)/3= 753 mm^2



Y irányú alsó vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 355 mm^2)



X irányú felső vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 846 mm^2), mely nyomatéki csúcspontot elkentem két irányban 15-15 cm-rel, így (590+602+845)/3= 679 mm^2



X irányú alsó vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 459 mm^2)

A mértékadó igénybevételt az y irányú felső nyomatéki ábrából kaptam, melynek értéke:

$M_{Ed,max}$= 34,31 kNm.

Ellenőrző kézi számítással meghatározom az ezen a ponton szükséges vasalás mennyiségét.

d= 130- 25- 8-4 = 93 mm

$\sum M = 0$

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$34{,}31 * 10^6\ Nmm = b * x_c * f_{cd} * (d - \frac{x_c}{2})$

$34{,}31 * 10^6\ Nmm = 1000 * x_c * 13{,}3 * (93 - \frac{x_c}{2})$

$x_c^2 - 186 * x_c + 5159{,}4 = 0$

$x_{c1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{186 \pm \sqrt{186^2 - 4*5159{,}4}}{2*1}$ =33,93 mm

$\sum F_x = 0$

$b * x_c * f_{cd} - As_{req} * f_{yd} = 0$

$1000 * 33{,}93 * 13{,}3 - As_{req} * 435 = 0$

As_{req} = 1037,4 mm^2/m

A támaszok felett kialakuló nagy nyomatéki csúcsok miatt nagyobb vasalási mennyiség szükséges, azonban ezt csökkenteni lehet. A támaszoktól mért mind két irányban a lemezvastagság kétszeresének a hosszán. Én a biztonság javára a teherhordó falak szélességének felénél átlagoltam 3 értéket.

Így 15-15 cm-rel a csúcsponttól a nyomaték értéke 17,66+34,31+22,2/3=24,73 kNm.

d= 130- 25- 8-4 = 93 mm

$\sum M = 0$

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$24{,}73 * 10^6 \ Nmm = b * x_c * f_{cd} * (d - \frac{x_c}{2})$

$24{,}31 * 10^6 \ Nmm = 1000 * x_c * 13{,}3 * (93 - \frac{x_c}{2})$

$x_{c1,2}$ =22,79 mm

$\sum F_x = 0$

$b * x_c * f_{cd} - As_{req} * f_{yd} = 0$

As_{req} = 696,63 mm^2/m

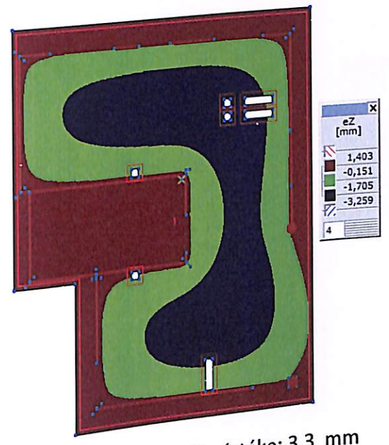
Így az alkalmazott vasalás Ø8/20+ Ø12/20 = 251 mm² + 565 mm² = 816 mm²

816 mm² > 696,63 mm², tehát MEGFELEL!

Megjegyzés: Ezt alkalmazva a további födémeken is a csökkentett vasmennyiségeket veszem figyelembe.

3.1.6 Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás: Nemlineáris számítással határozom meg a lehajlás értékét AxisVM szoftver segítségével.



A lehajlás maximális értéke: 3,3 mm

A lehajlás határértéke

Sima felület (síklemez födém) esetén: $w_{eng} = \frac{l}{200} = \frac{3900}{200}$ =19,5 mm

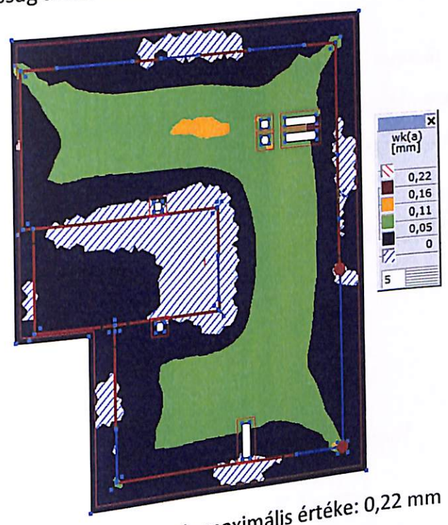
$w \leq w_{eng}$

w= 3,3 mm $\leq w_{eng}$= 19,5 mm

MEGFELEL!

Repedéstágasság

Az alsó repedéstágasság a mértékadó a betonacél tengelyvonalában wk(a).



A repedés tágasság maximális értéke: 0,22 mm

A repedéstágasság határértéke

$w_{k,eng}$= 0,4 mm

w_{ka}= 0,22 mm $< w_{k,eng}$= 0,4 mm MEGFELEL!

3.2 Második emelet feletti födém méretezése

3.2.1 Kiindulási adatok

A második emelet feletti födém kétirányban teherhordó monolit vasbeton födém. A pillérek pontszerűen, a merevítő falak vonal menti megtámasztást biztosítanak a födémnek, melyeket csuklós támasznak feltételeztem. Megvizsgáltam a legkritikusabb helyen a födém megfelel e átszúródásra

A betonfedés értéke 25mm. A monolit vasbeton lemez vastagsága 22,0 cm.

Alkalmazott szerkezeti anyagok:

A Beton anyagminősége: C20/25-XC1-F3-16

f_{ck}= 20,0 N/mm^2

$f_{cd}=\frac{fck}{\gamma_c}$ = 13,3 N/mm^2

f_{ctd}= 1,0 N/mm^2

f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

f_{bd}= 2,3 N/mm^2

$E_{c,eff}$ =8,5 kN/mm^2

$\rho_{vb}= 25\ \frac{kN}{m^3}$

$\gamma_c := 1{,}5$

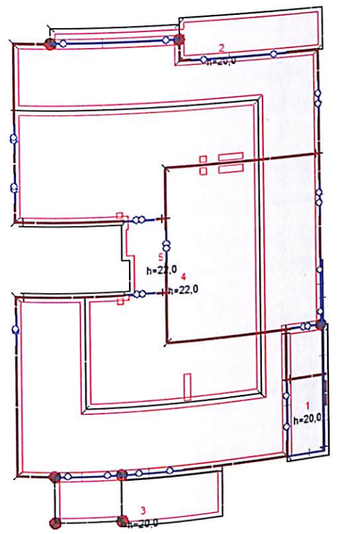
Alkalmazott betonacél minőség: B500B

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

$\gamma_y := 1{,}15$

f_{yd}= 435 N/mm^2

3.2.2. Statikai váz



3.2.3. Terhek

Terhek

Állandó terhek

Második emelet feletti födém rétegrendje:

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	[kg /m^3]	g_k [kg/m^2]
1.	2	Parketta	700	14
2.	2	Ragasztóréteg és aljzatkiegyenlítés	50	1
3.	12	Esztrich	1800	216
4.	1 rtg.	Technológiai szig. PE fólia	-	-
5.	9	AUSTROTHERM hőszigetelés	10	0,9
6.	22	Monolit vasbeton födém	2500	550
8.	1,5	Glettelés, festés	2100	31,5
Összesen:			$\Sigma g_k =$	**8,13 kN/m²**
Tartószerkezet nélkül:			$g_{3.emrtg}=$	**2,63 kN/m²**

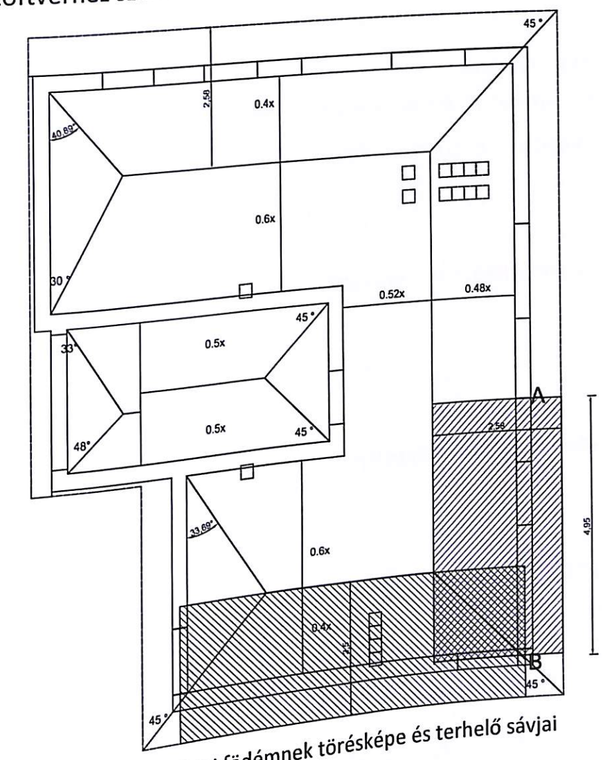
Második emelet feletti födém terasz 1 rétegrendje:

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	$[kg/m^3]$	g_k $[kg/m^2]$
1.	0,8	fagyálló kerámiaburkolat	2400	19,2
2.	1,2	Ragasztóréteg és aljzatkiegyenlítés	50	1
3.	5	aljzatbeton	2200	110
4.	1 rtg.	polipropilén fágyol elválasztóréteg	-	-
5.	1 rtg.	Elastovill E-PV 4 S/K csapadékvíz ell. szig.	-	4
6.	1 rtg.	Elastovill E-G 4 F/K csapadékvíz ell. szig.	-	4
7.	12	Ásványgyapot hőszigetelés	45	5,4
8.	1 rtg.	Villox O-AL+V 4 T/K	-	-
9.	1 rtg.	PORMEX RAPID kellősítés	-	-
10.	5-7	Lejtést adó beton	2000	140
11.	22	Monolit vasbeton lemez	2500	550
12.	1,5	Glettelés, festés	2100	31,5
Összesen:			**Σg_k =**	**8,65 kN/m²**
Tartószerkezet nélkül:			$g_{3.teraszrtg}$=	**3,15 kN/m²**

Második emelet feletti födém terasz 2 rétegrendje:

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	$[kg/m^3]$	g_k $[kg/m^2]$
1.	0,5	fémlemez fedés	-	5
2.	1 rtg.	ipari filc	-	-
3.	2,5	deszkázat	550	13,75
4.	5	Hőszigetelés AUSTROTHERM AT-H80	10	0,5
5.	20	Monolit vasbeton lemez	2500	500
6.	5	Hőszigetelés AUSTROTHERM AT-H80	10	0,5
7.	3	Mészkő burkolat	2700	81
Összesen:			**Σg_k =**	**6,01 kN/m²**
Tartószerkezet nélkül:			$g_{3.eterasz2rtg}$=	**1,01 kN/m²**

AxisVM szoftverhez számolt Zárófödémből és falakból jutó terhek:



3. emelet feletti födémnek törésképe és terhelő sávjai

A terhelő sávokat a törésképekből biztonság javára mindig úgy alakítottam ki, hogy legalább 1,2-szeres területet rakok be a terhelő mezőbe, mint amennyit kiveszek.

D

<u>Koncentrált terhek „A" és „B" pontból:</u>

$(5{,}10\ kN/m^2 * 2{,}58m) * \frac{4{,}95}{2} + 0{,}3 * 0{,}3 * 25 = 34{,}82\ kN$

<u>Vonalmenti fal terhek:</u>

$(5{,}10\ kN/m^2 * 2{,}5m) + 3{,}4\ kN/m^2 * 3{,}0m = 22{,}95\ kN/m$

<u>Mellvédekből származó vonalmenti terhek:</u>

$0{,}3m * 1{,}0m * 25\ kN/m^3 = 7{,}5\ kN/m$

Esetleges terhek

Meteorológiai teher

Hóteher:

1 m^2 –re $g_{hó}$= 1,0 kN/m^2

Hózugteher:

Mivel kisebb mint az erkély hasznos terhe 3 kN/m^2, ezért egyidejüleg nem kell vele számolni.

Szélteher:

A vasbeton lemez és a födém rétegrendje miatt nem lehet mértékadó a szélteher, így ezeket nem veszem számításba.

3.2.4. Igénybevételek

Az analízist az AXISVM12 statikai programmal végeztem, másodrendű számítással.

Minimális vasmennyiség:

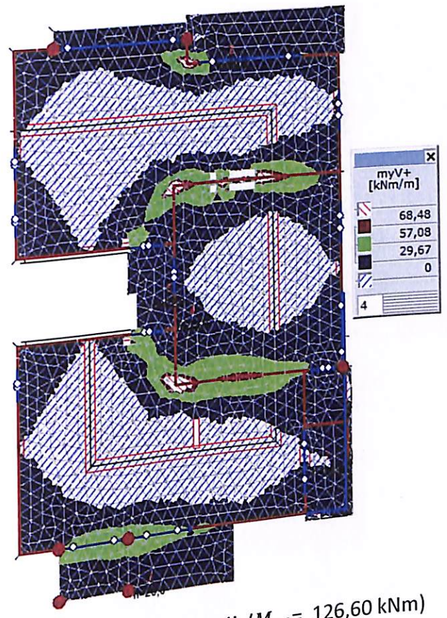
$A_{s,min} = \rho_{min} * b_t * d = 0{,}0015*1000*(220-25-12/2) = 283{,}5\ mm^2 \rightarrow$ ϕ10/200 alapháló

A_{sprov}=393 mm^2

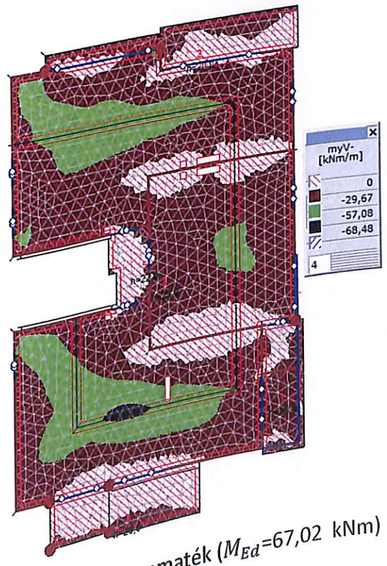
$\rho_{min} = \max\{0{,}26 * 2{,}2/500;\ 0{,}0015\} = 0{,}0015$

Az alkalmazott színskála beállításai: Ø10/20 alapháló alkalmazása, ezen felül erősítő vasalással követem a nyomatéki ábrát és a szerkesztési szabályoknak megfelelő toldást használva.

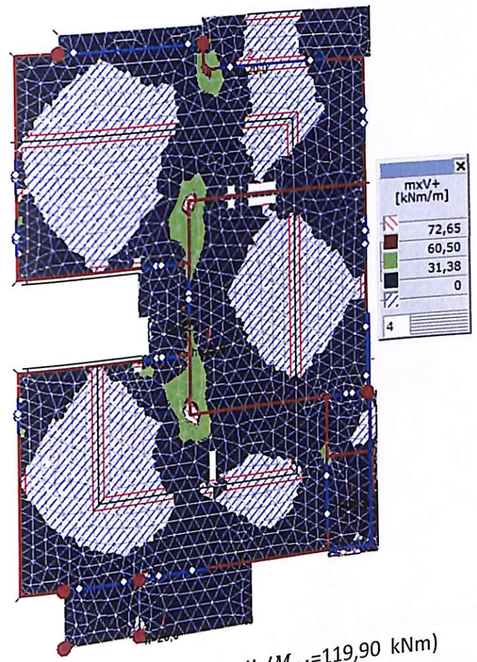
A zölddel jelzett helyen a Ø10/20-as alapháló vasalást további Ø10/20-es vasalással sűrítem, illetve barnával jelölt helyeken az alaphálót Ø12/20 –as vasalással sűrítem.
Ahol szükséges ott még a Ø10/20 mellé a Ø16/20 vassal erősítek.



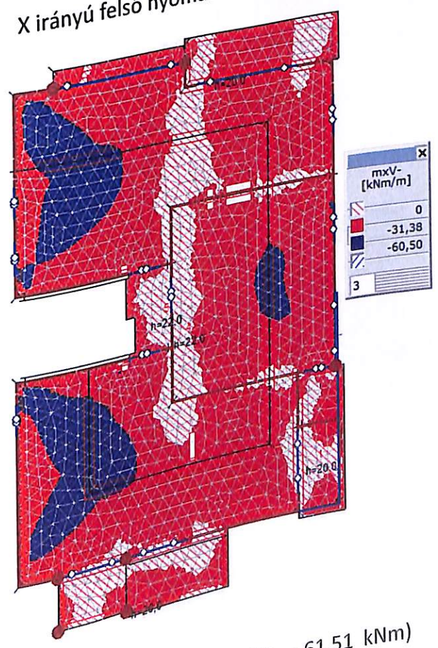
Y irányú felső nyomaték (M_{Ed}= 126,60 kNm)



Y irányú alsó nyomaték (M_{Ed}=67,02 kNm)

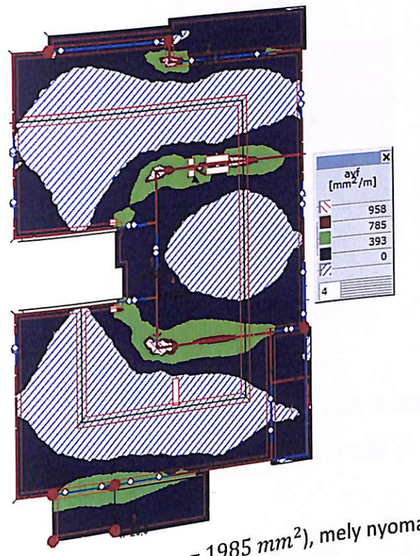


X irányú felső nyomaték (M_{Ed}=119,90 kNm)

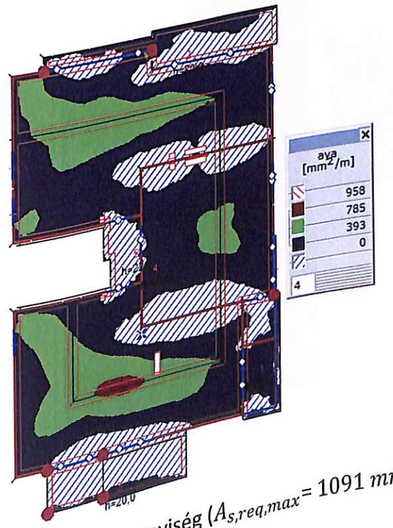


X irányú alsó nyomaték (M_{Ed}=61,51 kNm)

3.2.5. Szükséges vasalás

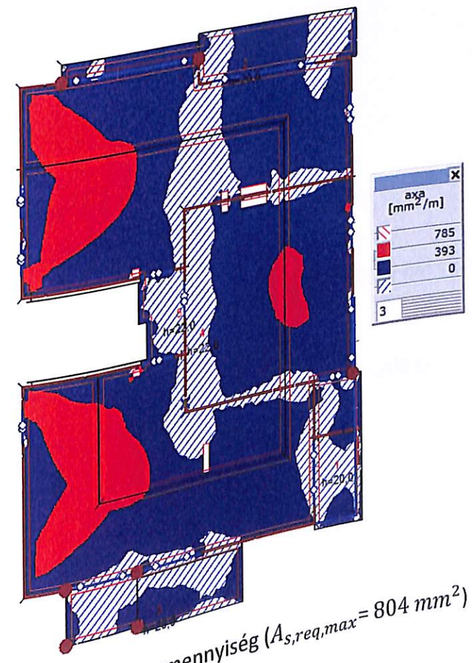


Y irányú felső vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 1985 mm^2), mely nyomatéki csúcspontot elkentem két irányban 30-30 cm-rel, így (590+1985+1016)/3= 1230 mm^2



Y irányú alsó vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 1091 mm^2)

X irányú felső vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 1711 mm^2), mely nyomatéki csúcspontot elkentem két irányban 30-30 cm-rel, így (751+1711+1188)/3= 1216,7 mm²



X irányú alsó vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 804 mm^2)

A mértékadó igénybevételt az y irányú felső nyomatéki ábrából kaptam, melynek értéke:

$M_{Ed,max}$= 126,60 kNm.

A támaszok felett kialakuló nagy nyomatéki csúcsok miatt nagyobb vasalási mennyiség szükséges, azonban ezt csökkenteni lehet. A támaszoktól mért mind két irányban a lemezvastagság kétszeresének a hosszán. Én a biztonság javára a teherhordó falak szélességével átlagoltam 3 értéket.

Így 30-30 cm-rel a csúcsponttól a nyomaték értéke 46,56+126,46+74,53/3=82,52 kNm.

Ellenőrző kézi számítással meghatározom az ezen a ponton szükséges vasalás mennyiségét.

d= 220- 25- 10-5 = 180 mm

$\sum M = 0$

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$82{,}52 * 10^6\ Nmm = b * x_c * f_{cd} * (d - \frac{x_c}{2})$

$82{,}52 * 10^6\ Nmm = 1000 * x_c * 13{,}3 * (180 - \frac{x_c}{2})$

$x_{c1,2}$ =38,61 mm

$\sum F_x = 0$

$b * x_c * f_{cd} - As_{req} * f_{yd} = 0$

As_{req} = 1180,51 mm^2/m

Így az alkalmazott vasalás Ø10/20+ Ø16/20 = 393 mm² + 1005 mm² = 1398 mm²

1398 mm² > 1180,51 mm², tehát MEGFELEL!

Megjegyzés: Ezt alkalmazva a további csúcspontokon is a csökkentett vasmennyiségeket veszem figyelembe.

3.2.6. Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás: Nemlineáris számítással határozom meg a lehajlás értékét AxisVM szoftver segítségével.

A lehajlás maximális értéke: 3,68 mm

A lehajlás határértéke

Sima felület (síklemez födém) esetén: $w_{eng} = \frac{l}{200} = \frac{6850}{200} = 34{,}25$ mm

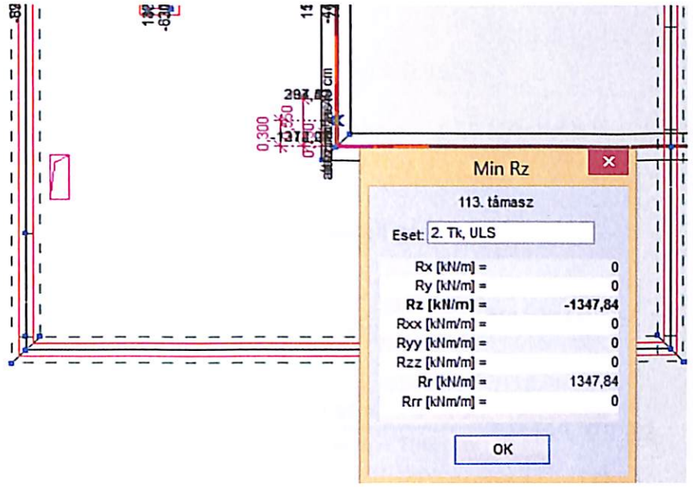
$w \leq w_{eng}$

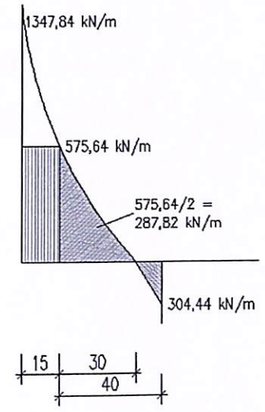
w= 3,68 mm $\leq w_{eng}$= 34,25 mm

MEGFELEL!

3.2.7. Átszúródási elleni vizsgálat

Kritikus hely és a Csúcspont redukálása:

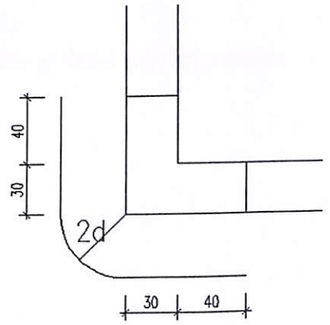




Méretezéshez figyelembe vett:

$V_{ed,0}$ 575,64kN/m * 0,15m + 575,64/2 * 0,3 - 304,44/2 * 0,1 = **<u>157,47 kN</u>**

β = 1,15 bizonytalanságot figyelembe vevő tényező



dolgozó magasság:

d = 220 – 25 – 5 = 190 mm

u_0 = 30*2 + 40 * 2 = 1400 mm

u_1 = 1400 + 1/4 * 2*2 d *π = 1400 + 2* 190 mm * π = 2593,8 mm

- **Beton tönkremenetele ferde nyomásra**:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{u0 * d} = v_{Ed} = \frac{1{,}15 * 157{,}47 * 10^3}{1400 * 190} = 0{,}68 \ N/mm^2$$

$v_{Rd,max} = 0{,}5 * \nu * f_{cd}$

$\nu = 0{,}6 * (1 - \frac{fck}{250}) = 0{,}6 * (1 - \frac{20}{250}) = 0{,}552$

$v_{Rdmax} = 0{,}5 * 0{,}552 * 13{,}3 \ N/mm^2 = \underline{3{,}68 \ N/mm^2} \geq v_{Ed} = \underline{0{,}68 \ N/mm^2}$

Tehát a födém nyírásra bevasalható!

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{u1 * d} = v_{Ed} = \frac{1{,}15 * 157{,}47 \ kN * 10^3}{2593{,}8mm * 190 \ mm} = \underline{0{,}364 \ N/mm^2}$$

$v_{Rd,c} = c * f_{ct,d}$ N/mm²

$f_{ct,d} = 1{,}0$

c = 0,429 (d<200; minimális vasmennyiséget feltételezek a bizt. javára)

$v_{Rd,c} = 0{,}429 * 1{,}0 \ N/mm^2 = 0{,}429 \ N/mm^2 > vEd = \underline{0{,}364 \ N/mm^2}$

➔ **A 22 cm-es lemez vastagság megfelel nyírási tönkremenetel ellen nyírási vasalat nélkül.**

3.3 Első emelet feletti födém méretezése

3.3.1 Kiindulási adatok

Az Első emelet feletti födém két irányban teherhordó monolit vasbeton födém. A pillérek pontszerűen, a merevítő falak vonal menti megtámasztást biztosítanak a födémnek, melyeket csuklós támasznak feltételeztem. Kézi számítással megvizsgáltam egy konzolos teraszt hogy a födém megfelel e lehajlásra.

A betonfedés értéke 20mm. A monolit vasbeton lemez vastagsága 20,0 cm.

Alkalmazott szerkezeti anyagok:

A Beton anyagminősége: C20/25-XC0-F3-16

f_{ck}= 20,0 N/mm^2

$f_{cd}=\frac{fck}{\gamma_c}$ = 13,3 N/mm^2

f_{ctd}= 1,0 N/mm^2

f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

f_{bd}= 2,3 N/mm^2

$E_{c,eff}$ =8,5 kN/mm^2

ρ_{vb}= 25 $\frac{kN}{m^3}$

γ_c := 1,5

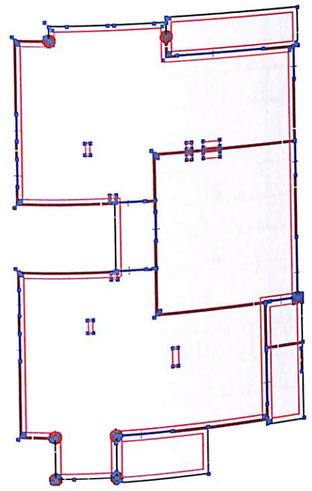
Alkalmazott betonacél minőség: B500B

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

γ_y:= 1,15

f_{yd}= 435 N/mm^2

3.3.2. Statikai váz



3.3.3. Terhek

Állandó terhek

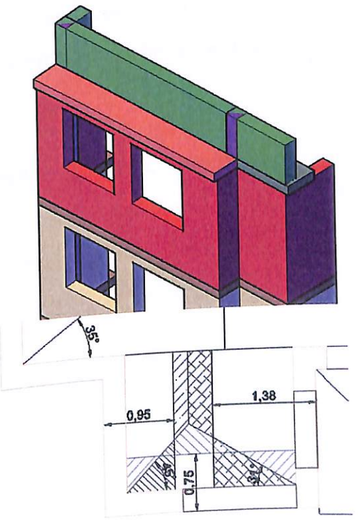
Első emelet feletti födém rétegrendje:

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	$[kg/m^3]$	g_k [kg/m²]
1.	2	Parketta	700	14
2.	2	Ragasztóréteg és aljzatkiegyenlítés	50	1
3.	5	Esztrich	1800	90
4.	1 rtg.	Technológiai szig. PE fólia	-	-
5.	3	AUSTROTHERM hőszigetelés	10	0,3
6.	20	Monolit vasbeton födém	2500	500
8.	1,5	Glettelés, festés	2100	31,5
Összesen:			**$\Sigma g_k =$**	**6,37 kN/m²**
Tartószerkezet nélkül:			$g_{1\text{-}2.emrtg}=$	**1,37 kN/m²**

Első emelet feletti födém terasz rétegrendje:

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	$[kg/m^3]$	g_k $[kg/m^2]$
1.	0,8	Fagyálló kerámiaburkolat	2400	19,2
2.	1,2	Ragasztóréteg és aljzatkiegyenlítés	50	1
3.	1 rtg.	MAPEI kent vízszigetelés	-	-
4.	5	aljzatbeton	2200	110
5.	1 rtg.	Elválasztó réteg TYPAR	-	0,1
6.	5	Lépésálló hőszigetelés AUSTROTHERM	10	0,5
7.	16	Monolit vasbeton lemez	2500	400
8.	5	AUSTROTHERM hőszigetelés	10	0,5
9.	1,5	Glettelés, festés	2100	31,5
Összesen:			$\Sigma g_k =$	**5,63 kN/m²**
Tartószerkezet nélkül:			$g_{1\text{-}2teraszrtg}=$	**1,63 kN/m²**

AXISVM12 szoftverhez számolt felsőbb födékről jövő terhek:



<u>Vonalmenti fal terhek:</u>
<u>Keleti oldal, kis konzol:</u>

$3,4\ kN/m^2 * 2,75m + (6,01 * 0,75) = 13,86\ kN/m$

Második emelet födéme és második emeleti fal (piros) terhel rá.

<u>Nyugati oldal, nagy konzol:</u>

$(6,37\ kN/m^2 * 0,75m) + 3,4\ kN/m^2 * 2,75m = 14,13\ kN/m$

$(6,37\ kN/m^2 * 0,95m) + 3,4\ kN/m^2 * 2,75m = 15,40\ kN/m$

$(6,37\ kN/m^2 * 1,38m) + 3,4\ kN/m^2 * 2,75m = 18,14\ kN/m$

Esetleges terhek

Meteorológiai teher

Hóteher:
1 m^2 –re $g_{hó}$= 1,0 kN/m^2

Hózugteher:
Mivel kisebb mint az erkély hasznos terhe 3 kN/m^2, ezért egyidejüleg nem kell vele számolni.

Szélteher:
A vasbeton lemez és a födém rétegrendje miatt nem lehet mértékadó a szélteher, így ezeket nem veszem számításba.

3.3.4. Igénybevételek

Az analízist az AXISVM12 statikai programmal végeztem, másodrendű számítással.

Minimális vasmennyiség:

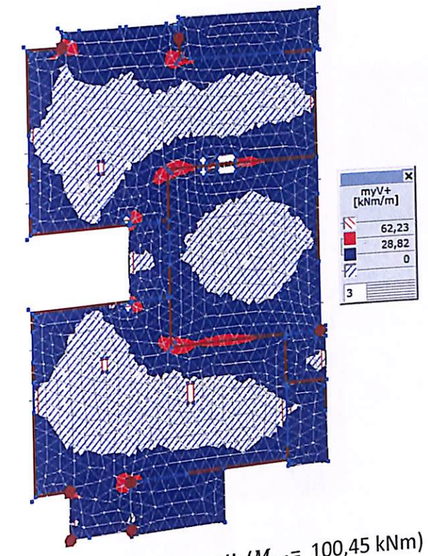
$A_{s,min} = \rho_{min} * b_t * d$ = 0,0015*1000*(200-20-10/2)= 262,5mm² → ϕ10/200 alapháló

A_{sprov}=393 mm^2

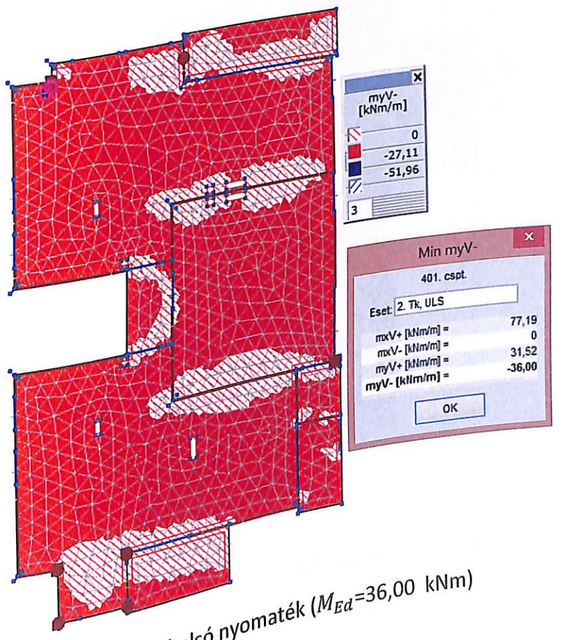
ρ_{min} = max {0,26 * 2,2/500; 0,0015} = 0,0015

Az alkalmazott színskála beállításai: Ø10/20 alapháló alkalmazása, ezen felül erősítő vasalással követem a nyomatéki ábrát és a szerkesztési szabályoknak megfelelő toldást használva.

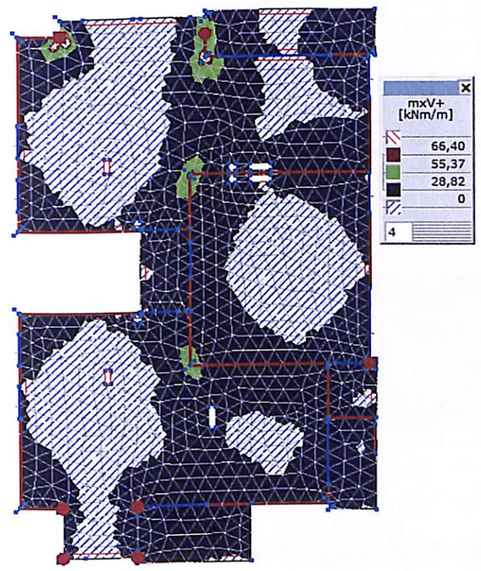
A pirossal jelzett helyen a Ø10/20-as alapháló vasalást további Ø10/20-es vasalással sűrítem, illetve barnával jelölt helyeken az alaphálót Ø12/20 –as vasalással sűrítem.
Ahol szükséges ott még a Ø10/20 mellé a Ø16/20 vassal erősítek.



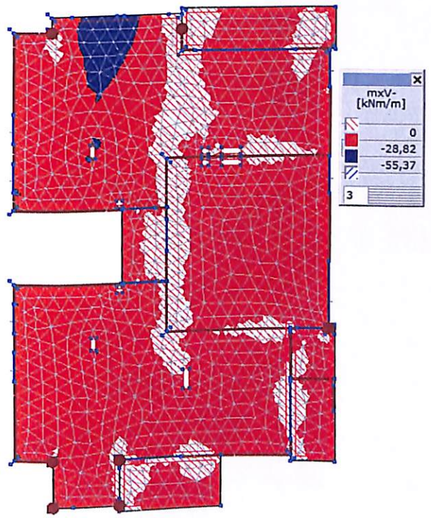
Y irányú felső nyomaték (M_{Ed}= 100,45 kNm)



Y irányú alsó nyomaték (M_{Ed}=36,00 kNm)

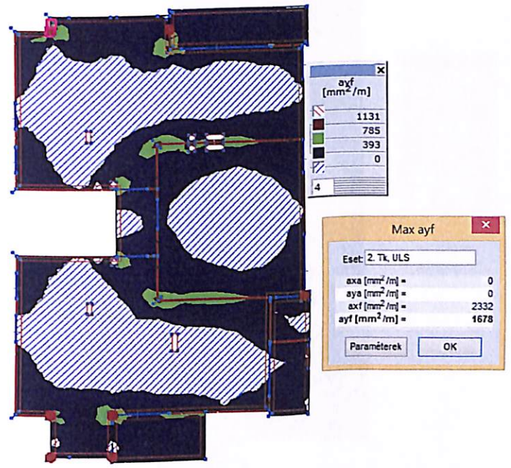


X irányú felső nyomaték (M_{Ed}=138,95 kNm)

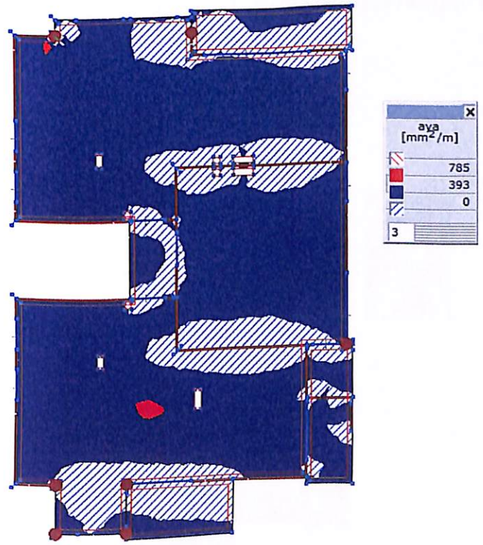


X irányú alsó nyomaték (M_{Ed}=64,61 kNm)

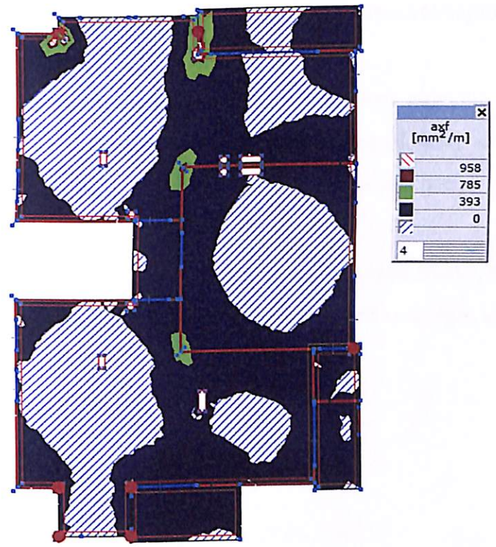
3.3.5. Szükséges vasalás



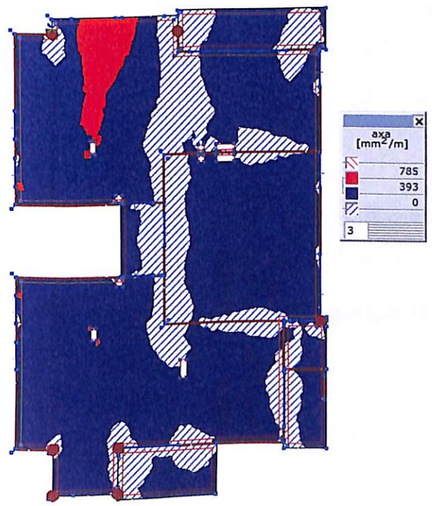
Y irányú felső vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 1678 mm^2)



Y irányú alsó vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 529 mm^2)



X irányú felső vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 2032 mm^2), mely nyomatéki csúcspontot elkentem két irányban 30-30 cm-rel, így (937+2032+744)/3= 1237,7 mm^2



X irányú alsó vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 929 mm^2)

A mértékadó igénybevételt az x irányú felső nyomatéki ábrából kaptam, melynek értéke: $M_{Ed,max}$= 138,95 kNm.

A támaszok felett kialakuló nagy nyomatéki csúcsok miatt nagyobb vasalási mennyiség szükséges, azonban ezt csökkenteni lehet. A támaszoktól mért mind két irányban a lemezvastagság kétszeresének a hosszán. Én a biztonság javára a teherhordó falak szélességével átlagoltam 3 értéket.

Így 30-30 cm-rel a csúcsponttól a nyomaték értéke 33,51+138,95+53,79/3=75,42 kNm.

Ellenőrző kézi számítással meghatározom az ezen a ponton szükséges vasalás mennyiségét.

d= 200- 20- 10-5 = 165 mm

$\sum M = 0$

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$75{,}42 * 10^6\ Nmm = b * x_c * f_{cd} * (d - \frac{x_c}{2})$

$75{,}42 * 10^6\ Nmm = 1000 * x_c * 13{,}3 * (165 - \frac{x_c}{2})$

$x_{c1,2}$ =38,97 mm

$\sum F_x = 0$

$b * x_c * f_{cd} - As_{req} * f_{yd} = 0$

As_{req} = 1191,49 mm^2/m

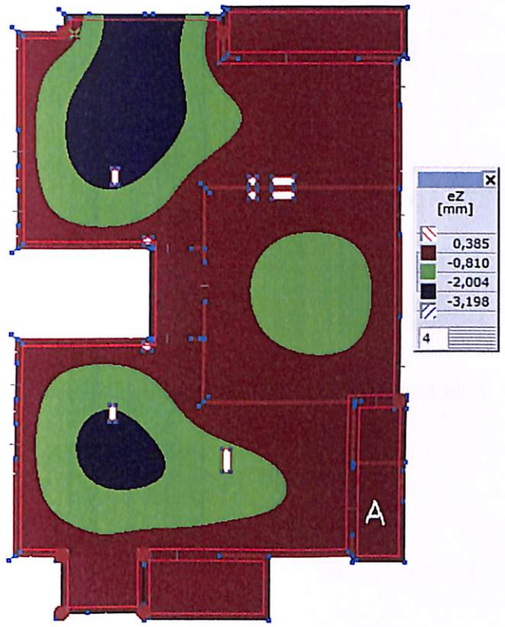
Így az alkalmazott vasalás Ø10/20+ Ø16/20 = 393 mm² + 1005 mm² = 1398 mm²

1398 mm² > 1180,51 mm², tehát MEGFELEL!

Megjegyzés: Ezt alkalmazva a további nyomatéki csúcspontokon is a csökkentett vasmennyiségeket veszem figyelembe.

3.3.6. Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás: Nemlineáris számítással határozom meg a lehajlás értékét AxisVM szoftver segítségével.



A lehajlás maximális értéke: 3,85 mm

A lehajlás határértéke

Sima felület (síklemez födém) esetén: $w_{eng} = \frac{l}{200} = \frac{800}{200} = 4{,}0$ mm

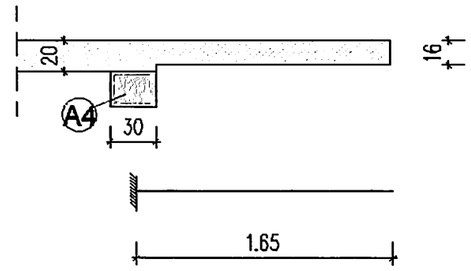
$w \leq w_{eng}$

$w = 4{,}0 \text{ mm} \leq w_{eng} = 3{,}85 \text{ mm}$

MEGFELEL!

3.3.7.”A” jelü konzol kézi lehajlás számítása

Ec,eff = 8500 N/mm²



1 m-es sávot vizsgálva, egyenletesen megoszló terhelése:

Pqp = 1m * (Σ terasz önsúly + erkély hasznos *Ψ_2)

Pqp = 1m * (5,63 kN/m² + 3,0 kN/m² * 0,3)

Pqp= 6,53 kN/m

$$I = \frac{1000 * 160^3}{12} = 3,4 * 10^8 \text{ mm}^4$$

Egyenletesen megoszló teherrel terhelt konzol maximális lehajlása:

$$w = \frac{1}{8} * \frac{Pqp * l^4}{Ec,eff * I} = \frac{1}{8} * \frac{6,53 * 1650^4}{8500 * 3,4 * 10^8} = 2,09 \text{ mm}$$

$$w_{eng} = \frac{1650}{250} = 6,6 \text{ mm} \quad > w = 2,1 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{MEGFELEL!}$$

3.4. Földszint feletti födém méretezése

3.4.1 Kiindulási adatok

A földszint feletti födém két irányban teherhordó monolit vasbeton födém. A pillérek pontszerűen, a merevítő falak vonal menti megtámasztást biztosítanak a födémnek, melyeket csuklós támasznak feltételeztem. Kézi számítással megvizsgáltam egy konzolos teraszt hogy a födém megfelel e lehajlásra, illetve a legkritikusabb helyen átszúródásra.
A betonfedés értéke 20mm. A monolit vasbeton lemez vastagsága 20,0 cm.

Alkalmazott szerkezeti anyagok:
A Beton anyagminősége: C20/25-XC0-F3-16

f_{ck}= 20,0 N/mm^2

f_{cd}=$\frac{fck}{\gamma_c}$ = 13,3 N/mm^2

f_{ctd}= 1,0 N/mm^2

f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

f_{bd}= 2,3 N/mm^2

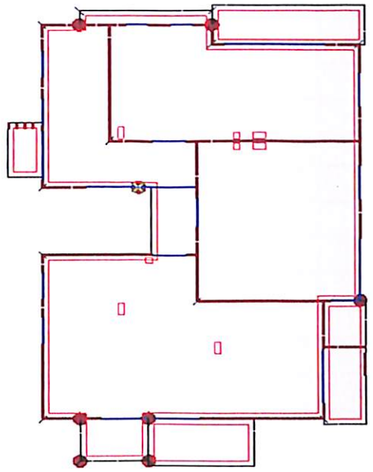
$E_{c,eff}$ =8,5 kN/mm^2

ρ_{vb}= 25 $\frac{kN}{m^3}$ γ_c := 1,5

Alkalmazott betonacél minőség: B500B

f_{yk}= 500 $\frac{N}{mm^2}$ γ_y:= 1,15 f_{yd}= 435 N/mm^2

3.4.2. Statikai váz



3.4.3. Terhek

Állandó terhek

földszint feletti födém rétegrendje:

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	$[kg/m^3]$	g_k $[kg/m^2]$
1.	2	Parketta	700	14
2.	2	Ragasztóréteg és aljzatkiegyenlítés	50	1
3.	5	Esztrich	1800	90
4.	1 rtg.	Technológiai szig. PE fólia	-	-
5.	3	AUSTROTHERM hőszigetelés	10	0,3
6.	20	Monolit vasbeton födém	2500	500
8.	1,5	Glettelés, festés	2100	31,5
Összesen:			$\Sigma g_k =$	**6,37 kN/m²**
Tartószerkezet nélkül:			$g_{1\text{-}2.emrtg}=$	**1,37 kN/m²**

Földszint feletti födém terasz rétegrendje:

Sorszám	Réteg vastagság (cm)	Réteg neve	$[kg/m^3]$	g_k $[kg/m^2]$
1.	0,8	Fagyálló kerámiaburkolat	2400	19,2
2.	1,2	Ragasztóréteg és aljzatkiegyenlítés	50	1
3.	1 rtg.	MAPEI kent vízszigetelés	-	-
4.	5	aljzatbeton	2200	110
5.	1 rtg.	Elválasztó réteg TYPAR	-	0,1
6.	5	Lépésálló hőszigetelés AUSTROTHERM	10	0,5
7.	16	Monolit vasbeton lemez	2500	400
8.	5	AUSTROTHERM hőszigetelés	10	0,5
9.	1,5	Glettelés, festés	2100	31,5
Összesen:			$\Sigma g_k =$	**5,63 kN/m²**
Tartószerkezet nélkül:			$g_{1-2teraszrtg}=$	**1,63 kN/m²**

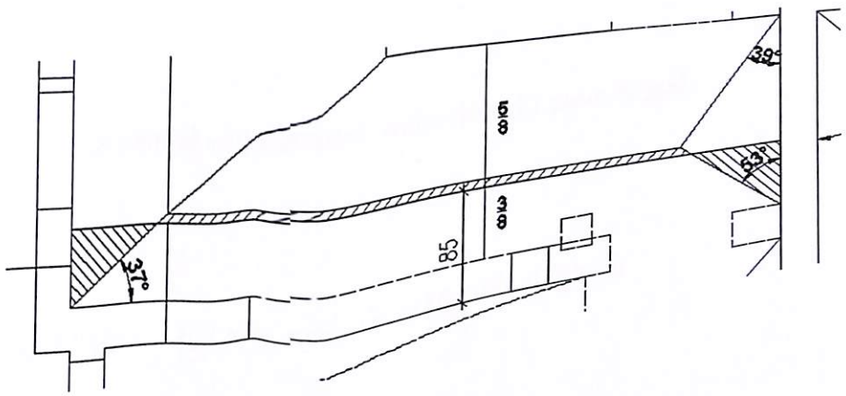
AXISVM12 szoftverhez számolt felsőbb födémekről jövő terhek:

AXISVM12 szoftverhez számított falakból származó vonalmenti terhek:

Vonalmenti fal terhek:

Keleti oldal, kis konzol:

3,4 * 2,75 = 9,35 kN/m



Lépcső melletti fal:

(6,37 kN/m^2 * 0,85 m) + 3,4 kN/m^2

* 2,75m = 14,76 kN/m

(6,37 kN/m^2 * 0,20 m) + 3,4 kN/m^2 * 2,75m = 10,63 kN/m

PROSCHORN LAS kéményből adódó teher:

10,0 m * 0,21 kN/m = 2,1 kN

LAS méret	hőszigetelés nélkül					
ES-cső, Ø	W. t = 0,6 mm	113	120	130	140	150	160
Füstgáz ke	sztm. cm^2	100	113	133	154	177	201
Légaknab	ső méret, cm	16x16	17x17	19x19	20x20	21x21	23x23
Levegő ke	sztm. >= cm^2	150	170	200	231	265	302
Külső méret	cm	24x24	25x25	27x27	28x28	29x29	31x31
Nyomásvesz	Venlő furat Ø	55	55	55	55	75	75
Súly	kg/m	18	19	21	22	23	25

Nyugati oldal, nagy konzol:

3,4 * 2,75 = 9,35 kN/m

Esetleges terhek

Meteorológiai teher

Hóteher:

1 m^2 –re $g_{hó}$= 1,0 kN/m^2

Mivel kisebb mint az e[illegible] Hózugteher: kély hasznos terhe 3 kN/m^2, ezért egyidejüleg nem k[illegible] vele számolni.

Szélteher:

A vasbeton lemez és a födém rétegrendje miatt nem lehe[illegible] mértékadó a szélteher, így szem számításba.

3.4.4. Igénybevételek

Az analízist az AXISVM12 statikai programmal végeztem, másodrendű számítással.

Minimális vasmennyiség:

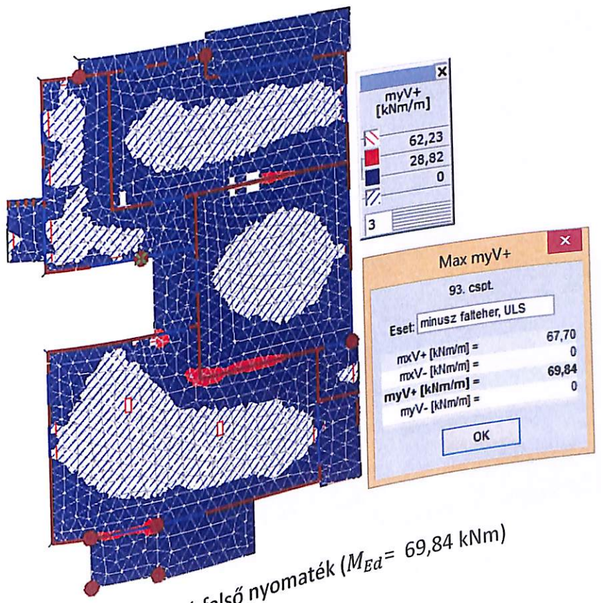
$A_{s,min} = \rho_{min} * b_t * d = 0{,}0015*1000*(200-20-10/2) = 262{,}5 mm^2 \rightarrow \phi 10/200$ alapháló

$A_{sprov} = 393\ mm^2$

$\rho_{min} = \max\{0{,}26 * 2{,}2/500;\ 0{,}0015\} = 0{,}0015$

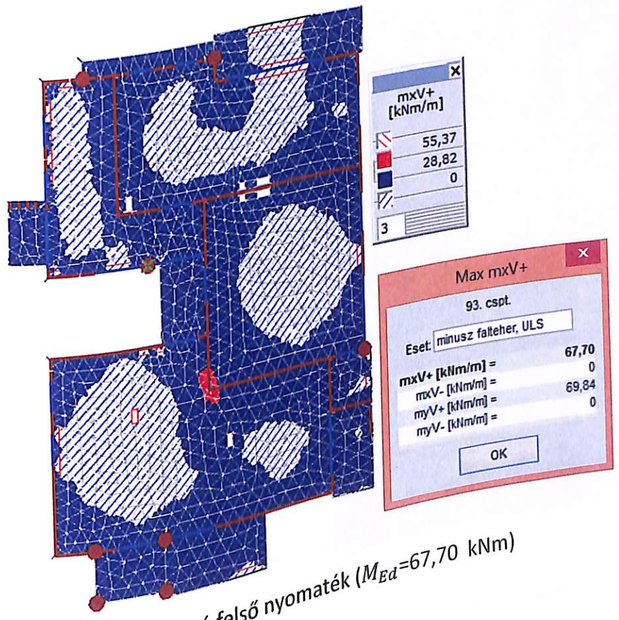
Az alkalmazott színskála beállításai: Ø10/20 alapháló alkalmazása, ezen felül erősítő vasalással követem a nyomatéki ábrát és a szerkesztési szabályoknak megfelelő toldást használva. Földszint feletti födém minimális vasszükséglete lefedi a födém ~ 90% -át.

A pirossal jelzett helyen a Ø10/20-as alapháló vasalást további Ø10/20-es vasalással sűrítem.

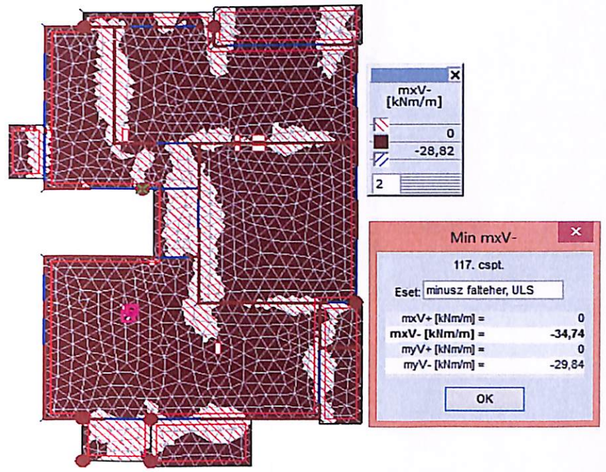


Y irányú felső nyomaték (M_{Ed}= 69,84 kNm)

Y irányú alsó nyomaték (M_{Ed}=29,84 kNm) lyuk környezetében.

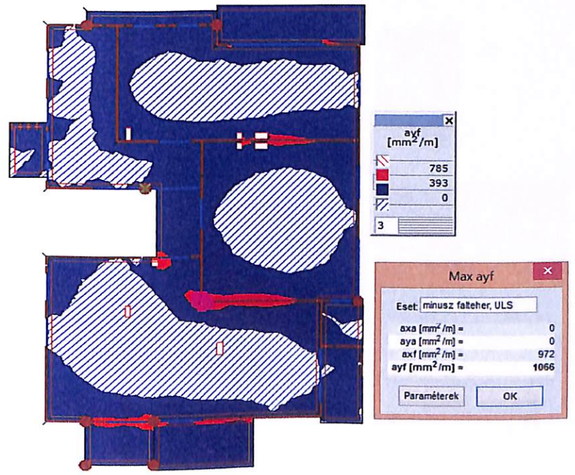


X irányú felső nyomaték (M_{Ed}=67,70 kNm)

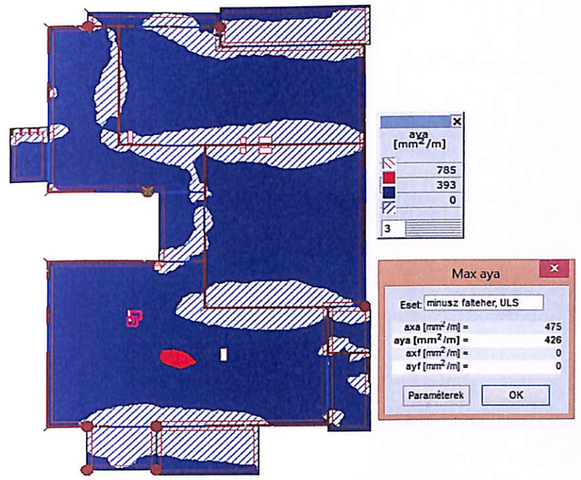


X irányú alsó nyomaték (M_{Ed}=34,74 kNm) lyuk környezetében.

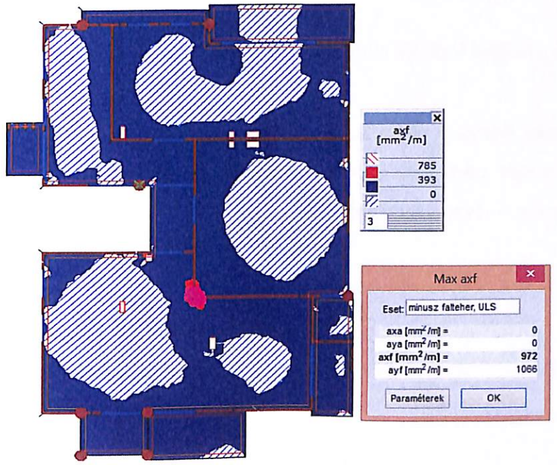
3.4.5. Szükséges vasalás



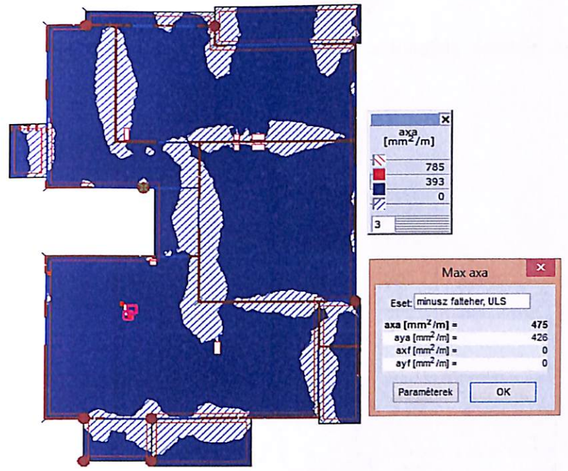
Y irányú felső vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 1066 mm^2)



Y irányú alsó vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 426 mm^2)



X irányú felső vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 972 mm^2)



X irányú alsó vasmennyiség ($A_{s,req,max}$= 475 mm^2)

A mértékadó igénybevételt az y irányú felső nyomatéki ábrából kaptam, melynek értéke: $M_{Ed,max}$= 69,84 kNm.

A támaszok felett kialakuló nagy nyomatéki csúcsok miatt nagyobb vasalási mennyiség szükséges, azonban ezt csökkenteni lehet. A támaszoktól mért mind két irányban a lemezvastagság kétszeresének a hosszán. Én a biztonság javára a teherhordó falak szélességével átlagoltam 3 értéket.

Így az alkalmazott vasalás Ø10/10 = 785 mm^2

785 mm^2 > 725,04 mm^2, tehát MEGFELEL!

3.4.6. Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás: Nemlineáris számítással határozom meg a lehajlás értékét AxisVM szoftver segítségével.

A lehajlás maximális értéke: 2,35 mm

A lehajlás határértéke

Sima felület (síklemez födém) esetén: $w_{eng} = \frac{l}{200} = \frac{6750}{200} = 33{,}75$ mm

$w \leq w_{eng}$

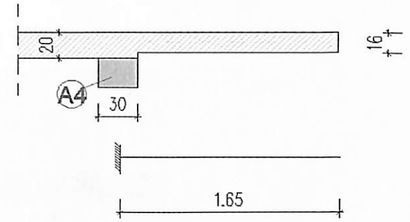
$w = 2{,}35 \text{ mm} \leq w_{eng} = 33{,}75$ mm

MEGFELEL!

3.4.7. ”A” jelü konzol kézi lehajlás számítása

Ec,eff = 8500 N/mm²

1 m-es sávot vizsgálva, egyenletesen megoszló terhelése:



Pqp = 1m * (Σ terasz önsúly + erkély hasznos *Ψ_2)

Pqp = 1m * (5,63 kN/m² + 3,0 kN/m² * 0,3)

Pqp= 6,53 kN/m

$$I = \frac{1000 * 160^3}{12} = 3{,}4 * 10^8\,mm^4$$

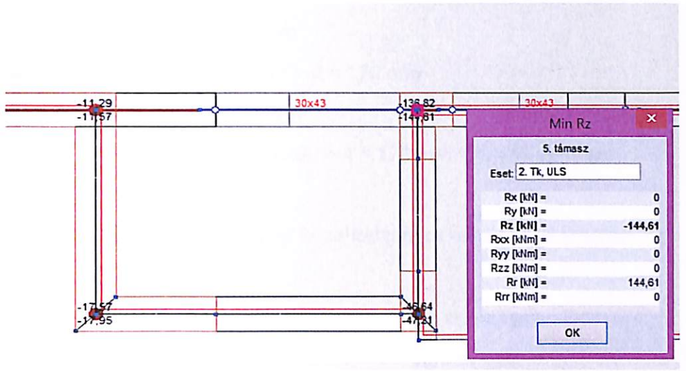
Egyenletesen megoszló teherrel terhelt konzol maximális lehajlása:

$$w = \frac{1}{8} * \frac{Pqp * l^4}{Ec,eff * I} = \frac{1}{8} * \frac{6{,}53 * 1650^4}{8500 * 3{,}4 * 10^8} = 2{,}09\ mm$$

$$w_{eng} = \frac{1650}{250} = 6{,}6\ mm \quad > w = 2{,}1\ mm \quad \rightarrow \text{MEGFELEL!}$$

3.4.8. Átszúródás vizsgálat

Kritikusabb helyek:



Rz^A (max) = **144,61** kN

(mindegyik 30x30 cm-es oszlop)

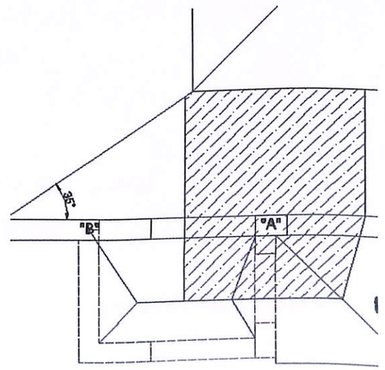
Ellenőrzésképp a töréskép alapján kapott területet felszorozva a felületi területtel, összehasonlíthatom a két eredményt:

Lemezről jövő terhek

lemez vastagság 20 cm.

PEd: γG,i * (önsúly+rétegrend) + γQ,i (hasznos+válaszfal)

PEd = 1,35 * (5,0 kN/m² + 1,37 kN/m²) + 1,5 *(2,0 kN/m2 + 2,0 kN/m²) = **14,60 kN/m²**



"A" oszlop:

7,72 m² * 14,60 kN/m² = 112,71 kN + terhelő falrész = 112,71 kN + 27,66 kN = 140,37 kN

Méretezéshez figyelembe vett:

$V_{ed,o}$ = **144,61 kN**

β = 1,5 bizonytalanságot figyelembe vevő tényező

dolgozó magasság:

d_x = 200 – 20 – 5 = 175 mm

d_y = 175 – 2*5 = 165 mm → d = 170 mm

u_0 = 4 * 300 mm = 1200 mm

u_1 = 4 * 300 + 2*2d *π = 1200 + 4 * 170 mm * π = 3336,28 mm

4 teljes oldal, és egy körrel közelítettem az átszúródási vonalat.

Beton tönkremenetele ferde nyomásra:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

C oszlop:

$$vEd = \frac{\beta * Ved}{u0 * d} = vEd = \frac{1{,}5 * 144{,}61 * 10^3}{1200 * 170} = \underline{1{,}063\ N/mm^2}$$

$v_{Rd,max}$ = 0,5 * ν * f_{cd}

$$\nu = 0{,}6 * \left(1 - \frac{fck}{250}\right) = 0{,}6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0{,}552$$

v_{Rdmax} = 0,5 * 0,552 * 13,3 N/mm² = <u>3,68 N/mm²</u> ≥ v_{Ed} = <u>1,063 N/mm²</u>

Tehát a födém nyírásra bevasalható!

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

$$V_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{u1 * d} = vEd = \frac{1{,}5 * 144{,}61\ kN * 10^3}{3336{,}28mm * 170\ mm} = \underline{0{,}382\ N/mm^2}$$

$v_{Rd,c}$ = C * $f_{ct,d}$

$f_{ct,d}$ = 1,0 N/mm²

C = 0,429 (d<200; minimális vasmennyiséget feltételezek a bizt. javára)

$v_{Rd,c}$ = 0,429 *1,0 N/mm² = 0,429 N/mm² > v_{Ed} = <u>0,382 N/mm²</u>

➔ **A 20 cm-es lemez vastagság megfelel nyírási tönkremenetel ellen nyírási vasalat nélkül.**

3.4.9. Födém keleti oldali konzoljának kézi Nyírás vizsgálata

Lemezről jövő terhek

lemez vastagság 20 cm.

PEd: γG,i * (önsúly+rétegrend) + γQ,i (hasznos+válaszfal)

PEd_1 = 1,35 * (5,0 kN/m^2 + 1,37 kN/m^2) + 1,5 *(2,0 kN/m2 + 2,0 kN/m^2) = 14,60 kN/m^2

14,60 kN/m2 * 0,75 m = 9,74 kN/m

Porotherm falból adódó terhek

Ped_2= 1,35 * (3,4*2,75) = 12,62 kN/m^2

Statikai váz, és terhek:

➔ Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max}$ = 0,5 * b_w * z * ν * f_{cd} = 0,5 * 600mm * 153 mm* 0,552* 13,3= 336,98 kN

z = 0,9 * d = 0,9 * 170 =153 mm

ν= 0,6* (1- $\frac{fck}{250}$) = 0,6* (1- $\frac{20}{250}$)= 0,552

$V_{Ed,max}$ < $V_{Rd,max}$

22,92 kN < 336,98 kN , tehát a szerkezet bevasalható!

➔ A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c}$ = c * b_w * d * f_{ctd} =0,429 *600* 170 * 1,0= 43,76 kN < $V_{Ed,max}$ = 22,92 kN

Tehát a beton keresztmetszete nyírásra megfelel.

4. Lépcső méretezése

A lépcső monolit vasbeton szerkezetű kéttámaszú egyszer tört tengelyű tartó. A beton anyagminősége C20/25-XC1-F3-16. Az alkalmazott betonacél minőség B500. A betonfedés értéke 25mm. Az AxisVM modellt 1 fm-re számoltam, hogy megkaphassam a födémekre jutó vonalmenti terhet, amit a lépcsőkar támaszerejéből kapok.

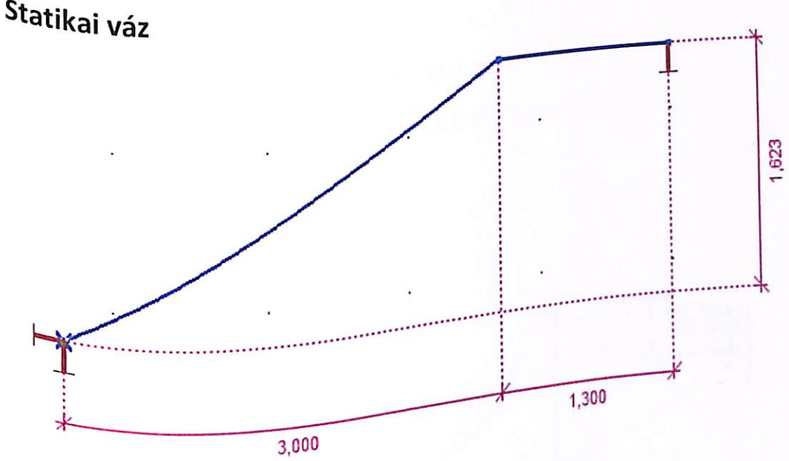
4.1. Kiindulási adatok

A lépcső lemez vastagsága: 15 cm

Beton: C20/25-XC0-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2

4.2 Statikai váz



4.3. Terhek

Állandó terhek

g_1: a pihenő lemezvastagsága és a rajta levő 2cm-es burkolat önsúlyát tartalmazza.

burkolat önsúly: 7 mm Gresslap cementbázisú ragasztó

6 mm

7 mm padlókiegyenlítés

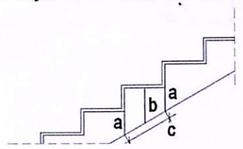
0,02m x 22 kN/m^3 =0,44 kN/m^2

15cm vasbeton lemez: 0,15m x 25kN/m^3 =3,75 kN/m^2

(karakterisztikus érték) g_1^k=4,19 kN/m^2

(tervezési érték) $g_1^d=g_1^k$ x 1,35= 5,66 kN/m^2

g_2: a lépcsőkar lemezvastagsága és a rajta levő 2cm-es burkolat önsúlyát tartalmazza



c= $\sqrt{16{,}4^2 + 30^2}$ = 34,19 cm

a= $\frac{34{,}19}{30}$ x 15 = 17,095 cm

b= $\frac{17{,}095+17{,}095+16{,}4}{2}$ =25,295 cm

burkolat önsúly: $\frac{30+16{,}4}{30}$ x 0,44 kN/m^2 = 0,68 kN/m^2

vasbeton lemez: 0,25295m x 25 kN/m^3 = 6,32 kN/m^2

(karakterisztikus érték) g_2^k=7,00 kN/m^2

(tervezési érték) g_2^d=g_2^k x 1,35= 9,45 kN/m^2

Esetleges terhek

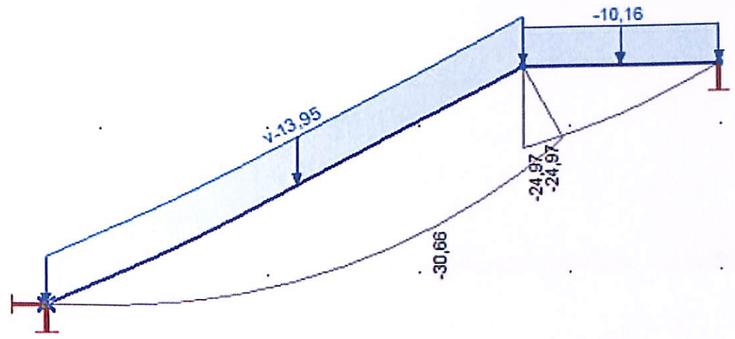
Az épület funkciója: Lépcső: q_k= 3,0 kN/m^2

q_d= 3,0 kN/m^2 x 1,5 = 4,5 kN/m^2

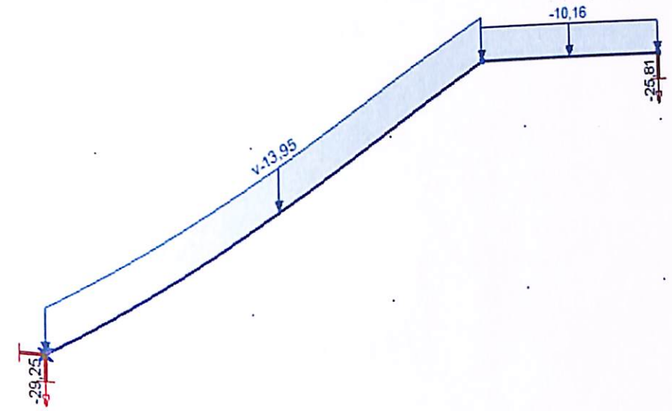
g_1= 5,66 + 4,5 = 10,16 kN/m

g_2= 9,45 + 4,5 = 13,95 kN/m

4.4 Igénybevételek



Nyomatéki igénybevétel: M_{Ed} = 30,66 kNm



Támaszerő: V_{Ed} = 29,25 kNm

4.5. Szükséges vasmennyiség

Beton: C20/25-XC0-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2

M_{ed} = 30,66 kNm

c_{nom} = 25 mm

d= 150- 25- $\frac{12}{2}$ = 119 mm

$\sum M$ = 0

$M_{ed} \leq M_{Rd}$

30,66* 10^6 Nmm = b * x_c * f_{cd} * (d- $\frac{x_c}{2}$)

30,66* 10^6 Nmm = 1000 * x_c *13,3* (119- $\frac{x_c}{2}$)

x_c^2- 238* x_c+ 4610,53= 0

$x_{c1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2-4ac}}{2a} = \frac{238 \pm \sqrt{238^2-4*4610,53}}{2*1}$ = 21,27 mm nyomott beton zóna magasság.

$\sum F_x$ = 0

b * x_c * f_{cd} - As_{req} * f_{yd} =0

1000 * 21,27* 13,3 - As_{req} * 435 = 0

As_{req} = 650,32 mm^2/m => Alkalmazva: **Ø12/15**

As_{req} = 650,32 mm^2/m < As_{prov} = 754 mm^2/m

MEGFELEL!

M_{ed} = 24,97 kNm felt: **Ø10**

c_{nom} = 25 mm

d= 150- 25- $\frac{10}{2}$ = 120 mm

$\sum M$ = 0

$M_{ed} \leq M_{Rd}$

$24{,}97 * 10^6\ Nmm$ = b * x_c * f_{cd} * (d- $\frac{x_c}{2}$)

$24{,}97 * 10^6\ Nmm$ = $1000 * x_c$ *13,3* (120- $\frac{x_c}{2}$)

x_c^2 - 240* x_c + 3754,89= 0

$x_{c1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2-4ac}}{2a} = \frac{240 \pm \sqrt{240^2-4*3754{,}89}}{2*1}$ =16,82 mm nyomott beton zóna magasság.

$\sum F_x$ = 0

b * x_c * f_{cd} - As_{req} * f_{yd} =0

$1000 * 16{,}82 * 13{,}3 - As_{req} * 435 = 0$

As_{req} = 514,3 mm^2/m => Alkalmazva: **Ø10/15**

As_{req} = 514,3 mm^2/m < As_{prov} = 524 mm^2/m

MEGFELEL!

Felső elosztó vasak számítása: felt: **Ø8**

M_{ed} = 30,66 kNm * 0,2= 6,13 kNm

c_{nom} = 25 mm

d= 150- 25- $\frac{8}{2}$ = 121 mm

$\sum M$ = 0

$M_{ed} \leq M_{Rd}$

$6{,}13 * 10^6\ Nmm$ = b * x_c * f_{cd} * (d- $\frac{x_c}{2}$)

$6{,}13 * 10^6\ Nmm$ = $1000 * x_c$ *13,3* (121- $\frac{x_c}{2}$)

x_c^2 - 242* x_c + 921,8= 0

$x_{c1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2-4ac}}{2a} = \frac{242 \pm \sqrt{242^2-4*921{,}8}}{2*1}$ =3,87 mm nyomott beton zóna magasság.

$\sum F_x$ = 0

b * x_c * f_{cd} - As_{req} * f_{yd} =0

1000 * 3,87* 13,3 - As_{req} * 435 = 0

As_{req} = 118,3 mm^2/m => Alkalmazva: **Ø8/30**

As_{req} = 118,3 mm^2/m < As_{prov} = 168 mm^2/m

MEGFELEL!

5. Monolit vasbeton szerkezetű pillérek méretezése

A pillérek monolit vasbeton szerkezetűek. A földszinten lévő pillérek pontalapokba, illetve sávalapokba befogottnak feltételezem, a többi szinten csuklós megtámasztásúak. A beton anyagminősége C20/25-XC1-F3-16. Az alkalmazott betonacél minőség B500. A betonfedés értéke 25mm. A P-1, P-2 és P3 jelű pillérről részletes statikai számítás, zsaluzási terv és vasalási terv készül, melyet a függelékek fejezetben megtekinthetők.

P1 pillér helyén kézi számítással határoztam meg a pillérre jutó erőt, a többi pillér esetében az AXISVM12 szoftver számítását alkalmaztam.

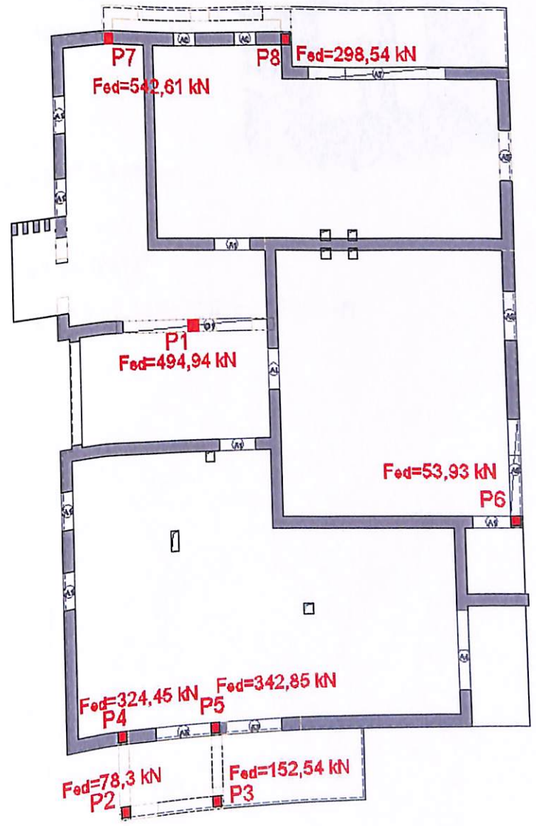
<u>A földszinti Pillérekre jutó terhek</u>:

Mint látható Fed, max= 542,61 kN

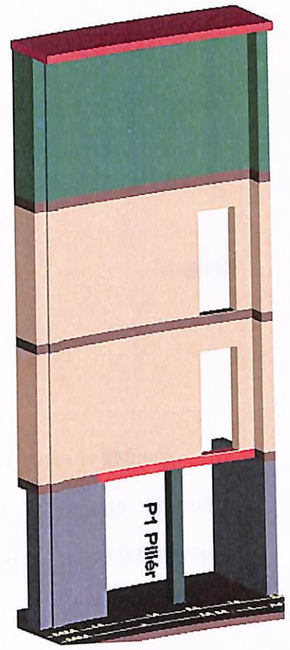
A pillérekben minimális 4 ϕ10 –es hosszvasalást határozok meg.

P1 pillér 30 x 30 cm –es.

P2 – P8 pillérek 25x25 cm –esek, a hőhídak elkerülése érdekében.



5.1 P1 pillér méretezése



P1 Pillérre jutó terhek kézi számítása*:

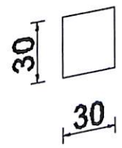
(Tető födémről jutó teher + funkció + 3. emelet fal + 2. emelet födém teher + 2. emelet fal + 1. emelet födém teher + funkció + 1. emelet fal + földszint födémről jutó teher + funkció + lépcsőből származó koncentrált teher + Kéményből származó teher) * terhelő sáv (2,0m)

*A födémekről jutó terheket törésképekből számoltam. Kivéve a 2. emelet födéméről jutót. Azt az AXISVM 12 szoftver állandó terhekből származó vonalmenti támaszerő (Rz) diagram+átlagértékét vettem figyelembe.

$V_{oszlopkar}$=((5,60 kN/m²+0,44 kN/m²) * 3,8m + 3m* 3,4 kN/m²
+ 14,04 kN/m + 2,75m * 3,4 kN/m²
+ 1,7m * (6,37kN/m² + 4,44 kN/m²) + 2,75m * 3,4 kN/m²
+ (6,37 kN/m² + 4,44 kN/m²) * 0,85 + 29,25 kN * 3 + 2,1 kN) *2,0 m = 366,62 kN

$V_{edoszlop}$ = 366,62 kN * 1,35 = <u>494,94 kN</u>

<u>Statikai váz</u>



Keresztmetszet: 30/30

Tegyük fel, hogy a hosszvasak ϕ10 –esek.

Ekkor d= 300 – 25 – 5 – 5 = 265 mm

l_0= 0,7 * 2,98 m = 2,086m

$\alpha = l_0/h$ = 2086/300 = 6,95

φ_{max} = 0,77

As_{min} = max {0,1*Ned/fyd= 0,1*494,94/435= 113,4mm^2; 0,003*Ac= 270 mm2} = 270mm^2

Így a 4Ø10-es vasalás teherbírása a következő:

N_{Rd} =(b*h* f_{cd}+$A_{s,prov}$* f_{yd})* φ

N_{rd} = (300*300*13,3+314*435)* 0,77= 1026,86 kN > Ned= 494,94 kN Megfelel

Szerkesztési szabályok

Kengyel kiosztás

$s_{s,max}$=min (15 $Ø_{min}$ =15*10= 150 mm; h_{min}= 300mm; 400mm)= **150mm**

Megjegyzés: Oszlophoz csatlakozó lemezek alatt és fölött, az oszlop nagyobbik oldalméretének megfelelő hosszon (300mm) a minimális kengyeltávolságra 0,6-os szorzó alkalmazandó.

$s_{s,max}$= 0,6*150= **90 mm**

Tehát a pillér kengyel kiosztása 150 mm-ként, a födém rátámaszkodása környezetében 90 mm sűrítés szükséges.

Minimális kengyel átmérő

$Ø_{s,min}$= max($Ø_{max}/4$=3 mm; 6 mm) Alkalmazva: **6 mm**

Átfogásos toldás:

l_{bd} = c * ϕ = 47 * 10 = 470 mm → 500 mm

5.2 P2 pillér méretezése

Statikai váz

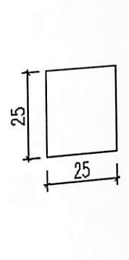
Földszinti pillérek:

l_0= 0,7 * 2,98 m = 2,086m

α=l_0/h = 2086/2500 = 8,344

φ_{max} = 0,725

Emeleti pillérek:



l_0= 2,95 m

α=l_0/h = 2950/250 = 11,8

φ_{max} = 0,725

P2 pillérek közötti Ned_{max}= 542,61 kN

$A_{S_{min}}$ = max {0,1*Ned/fyd= 0,1*542,61/435= 125 mm^2; 0,003*Ac= 188 mm2} = 188 mm^2

Így a 4Ø10-es vasalás teherbírása a következő:

N_{Rd} =(b*h* f_{cd}+$A_{s,prov}$* f_{yd})* φ

N_{rd} = (250*250*13,3+314*435)* 0,725= 701,68 kN > Ned= 542,61 kN Megfelel

Szerkesztési szabályok

Kengyel kiosztás

$s_{s,max}$=min (15 $Ø_{min}$ =15*10= 150 mm; h_{min}= 250mm; 400mm)= **150mm**

Megjegyzés: Oszlophoz csatlakozó lemezek alatt és fölött, az oszlop nagyobbik oldalméretének megfelelő hosszon (250mm) a minimális kengyeltávolságra 0,6-os szorzó alkalmazandó.

$s_{s,max}$= 0,6*150= **90 mm**

Tehát a pillér kengyel kiosztása 150 mm-ként, a födém rátámaszkodása környezetében 90 mm sűrítés szükséges.

Minimális kengyel átmérő

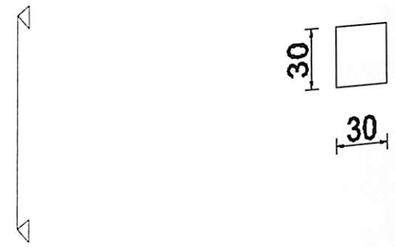
$Ø_{s,min}$= max($Ø_{max}/4$=3 mm; 6 mm) Alkalmazva: 6 **mm**

Átfogásos toldás:

l_{bd} = c * ϕ = 47 * 10 = 470 mm → 500 mm

5.3. P3 pillér méretezése

Statikai váz



Fed= 113,98 kN, Tegyük fel, hogy a hosszvasak ϕ10 –esek.

l_0= 3,13 m

α=l_0/h = 3130/250 = 12,52

φ_{max} = 0,725

As_{min} = max {0,1*Ned/fyd= 0,1*113,98/435= 26,2mm^2; 0,003*Ac= 188 mm2} = 188mm^2

Így a 4Ø10-es vasalás teherbírása a következő:

N_{Rd} =(b*h* f_{cd}+$A_{s,prov}$* f_{yd})* φ

N_{rd} = (250*250*13,3+314*435)* 0,725= 701,68 kN > Ned= 113,98 kN Megfelel

Szerkesztési szabályok

Kengyel kiosztás

$s_{s,max}$=min (15 $Ø_{min}$ =15*10= 150 mm; h_{min}= 250mm; 400mm)= **150mm**

Megjegyzés: Oszlophoz csatlakozó lemezek alatt és fölött, az oszlop nagyobbik oldalméretének megfelelő hosszon (300mm) a minimális kengyeltávolságra 0,6-os szorzó alkalmazandó.

$s_{s,max}$= 0,6*150= **90 mm**

Tehát a pillér kengyel kiosztása 150 mm-ként, a födém rátámaszkodása környezetében 90 mm sűrítés szükséges.

Minimális kengyel átmérő

$Ø_{s,min}$= max($Ø_{max}/4$=3 mm; 6 mm) Alkalmazva: **6 mm**

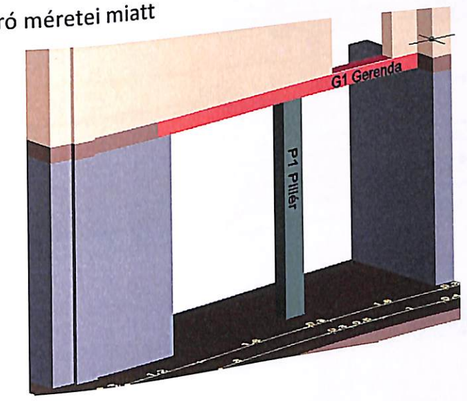
Átfogásos toldás:

l_{bd} = c * ϕ = 47 * 10 = 470 mm → 500 mm

6. Gerendák méretezése

6.1. G1 Gerenda méretezése

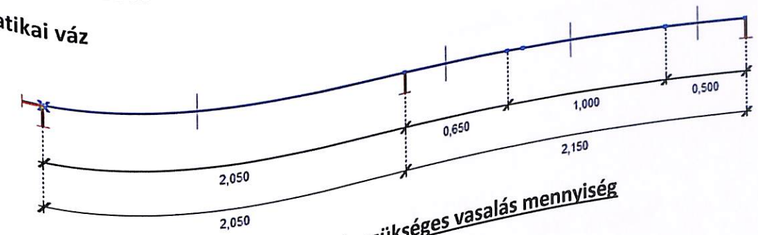
Földszinten a lépcső melletti gerenda 3 támaszú tartóként méretezem, melynek igénybevételeit AxisVM szoftverrel határozom meg. A gerenda keresztmetszeti méretei adottak a nyílászáró méretei miatt



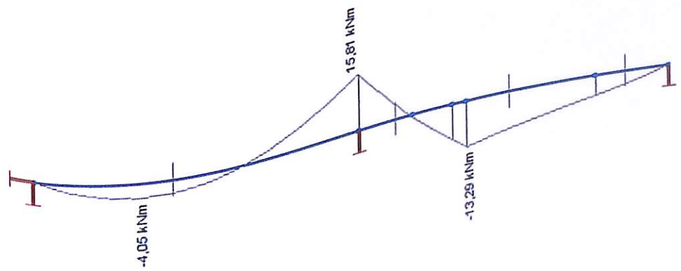
Kiindulási adatok

Keresztmetszet: 20/30 cm
Beton: C20/25-XC0-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2
f_{yd}= 435 N/mm^2
Acél: B500

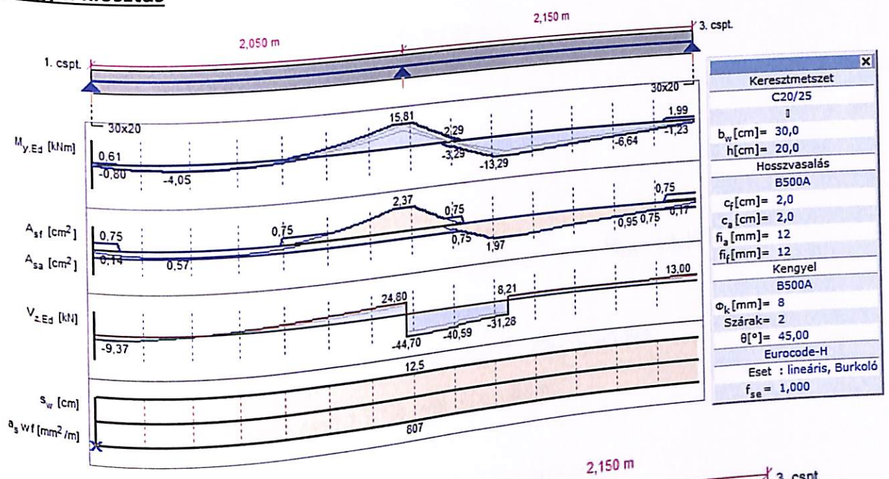
Statikai váz

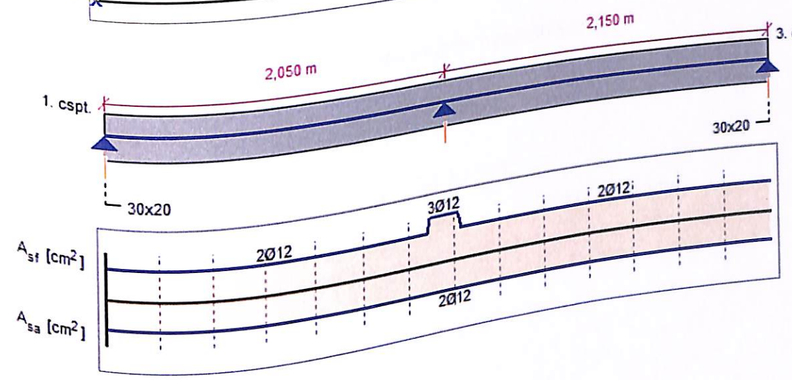


Igénybevételek és szükséges vasalás mennyiség



Gerenda nyomaték és nyíró igénybevételei, a szükséges alsó, felső vasmennyiség és kengyel kiosztás





G1 gerenda kézi ellenőrzése

Kiindulási adatok

Beton: C20/25-XC0-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2 2ϕ12: 226 mm²

Acél: B500 f_{ya}= 435 N/mm^2

M_{ed} = 13,29 kNm

c_{nom} = 20 mm

d_1=h-(C_{nom}+ϕ lemez vasalás+ϕ/2)=

d= 200- (20+10+ $\frac{12}{2}$)= 164 mm

$\sum F_x = 0$

$b_w * x_c * f_{cd}$ - As $* f_{yd}$ =0

300* x_c* 13,3 - 226 * 435 = 0

x_c = 24,64 mm < Xc_0 = 0,49 * d = 80,36 mm

Ellenőrzés:

$\sum M$ = 0

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

M_{Rd}= b_w * x_c * f_{cd} * (d- $\frac{x_c}{2}$)

M_{Rd}=300 * 24,64*13,3* (164- $\frac{24,64}{2}$) = 14,91 kNm > M_{ed}= 13,29 kNm

MEGFELEL!

Az alkalmazott 2 Ø 12 –os vasalás megfelel a nyomatéki igénybevételre.

Megjegyzés: a gerenda hosszvasait 1,5 *lb –vel túl nyújtom.

A gerenda kézi ellenőrzése támasz feletti negatív nyomatékra

Kiindulási adatok

Négyszög keresztmetszet: 20/30 cm.

Beton: C20/25-XC0-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2 3ϕ12: 339 mm^2

M_{ed} = 15,81 kNm

c_{nom} = 25 mm

d= 200- 20- 10 - $\frac{12}{2}$ = 164 mm

$\sum F_x$ = 0

b * x_c * f_{cd} - As $* f_{yd}$ =0

300* x_c* 13,3 - 339 * 435 = 0

x_c = 36,96 mm

Ellenőrzés:

$\sum M$ = 0

$M_{ed} \leq M_{Rd}$

M_{Rd}=b * x_c * f_{cd} * (d- $\frac{x_c}{2}$)

M_{Rd}=300 * 36,96 *13,3* (164- $\frac{36,96}{2}$) = 21,46 kNm < M_{ed}= 15,26 kNm

MEGFELEL!

Az alkalmazott 3 Ø 12 –os vasalás megfelel a nyomatéki igénybevételre.

Nyírás vizsgálat

Kiindulási adatok

A beton anyagminősége:
C20/25-XC0-16-F3

f_{ck}= 20,0 N/mm^2
f_{cd}= 13,3 N/mm^2
f_{ctd}= 1,0 N/mm^2
f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

Az alkalmazott betonacél minőség:
B500

f_{yk}= 500 N/mm^2
f_{yd}= 435 N/mm^2

- Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max}$ = 0,5 * b_w * z * υ * f_{cd} = 0,5 * 300 * 149,4* 0,552* 13,3= 164,52 kN

z = 0,9 * d = 0,9 * 166 =149,4 mm

υ= 0,6* (1- $\frac{fck}{250}$) = 0,6* (1- $\frac{20}{250}$)= 0,552

$V_{Ed,max}$ < $V_{Rd,max}$

44,70 kN < 164,52 kN , tehát a szerkezet bevasalható!

- A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c}$ = c * b_w * d * f_{ctd} =0,429 *300* 166 * 1,0= 21,36 kN < $V_{Ed,max}$ = 44,70 kN

A nyíróerőt a tartó teljes hosszán végigvezetett kengyelezés veszi fel.

$V_{Ed,max}$ = 44,70 kN

$V_{RD,s}$=(z/S_s)*A_{sw}*f_{ywd}=44,70*10^3=(149,4/S_s)*101*435 -> Ss= 146,82 mm

S_{smax} = 0,75 * d = 124,5 mm

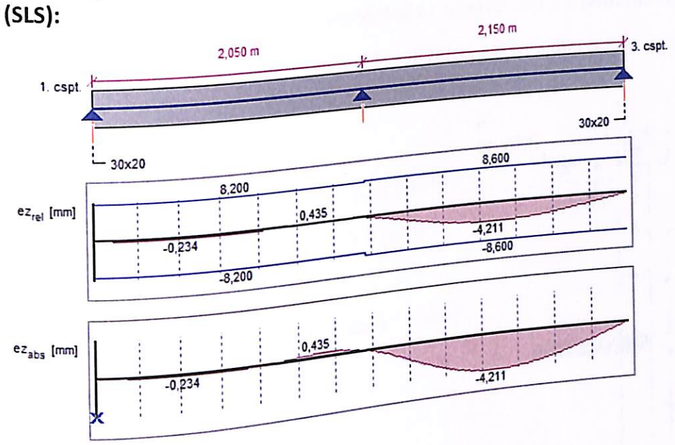
$V_{Rd}{}^s = \frac{z}{s} * A_{sw} * f_{ywd} = \frac{149,4}{120} * 101 * 435$ = 54,70 kN > $V_{Ed,max}$ = 44,64 kN

MEGFELEL!

Az alkalmazott kengyel kiosztás **Ø8/12** a gerenda teljes hosszán.

Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás (SLS):



A lehajlás határértéke

Gerenda esetén: $w_{eng} = \frac{l}{250} = \frac{2150}{250} = 8{,}6$ mm

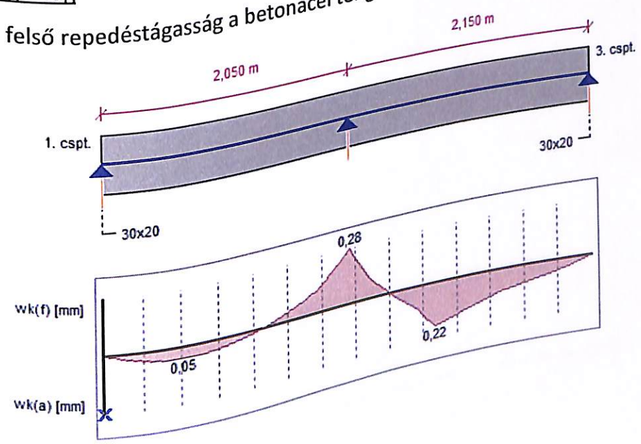
$w \leq w_{eng}$

$w = 4{,}21 \text{ mm} \leq w_{eng} = 8{,}6 \text{ mm}$

MEGFELEL!

Repedéstágasság

Az alsó és felső repedéstágasság a betonacél tengelyvonalában wk(a), wk(f).



A repedéstágasság határértéke

$w_{k,eng} = 0{,}4$ mm

$w_{ka} = 0{,}22 \text{ mm} < w_{k,eng} = 0{,}4 \text{ mm}$ MEGFELEL!

$w_{kf} = 0{,}28 \text{ mm} < w_{k,eng} = 0{,}4 \text{ mm}$ MEGFELEL!

6.2. G2-G3 Gerenda méretezése

A lépcsőház 1. és 2. szintjében található gerendákat az ablakok fölött 2 támaszú tartóként méretezem, melynek igénybevételeit AxisVm 12 szoftverrel határozom meg.

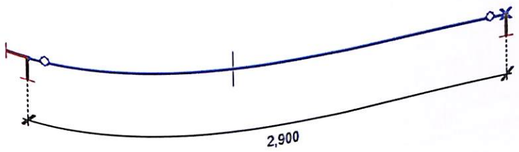
Kiindulási adatok

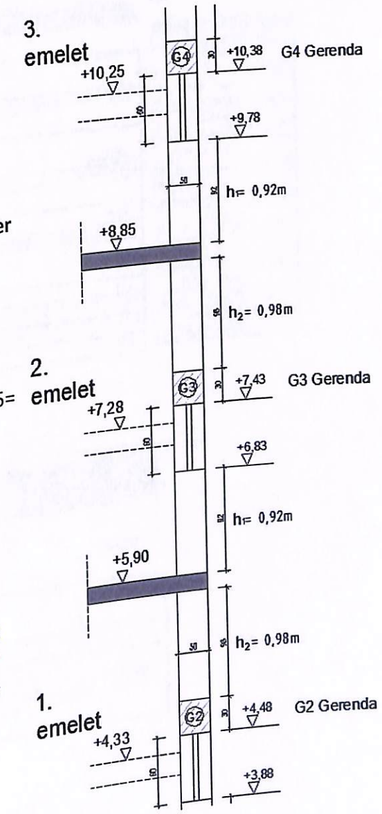
Keresztmetszet: 20/30 cm
Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2
Acél: B500 f_{ya}= 435 N/mm^2

Gerendára jutó egyenletesen megoszló teher alapértékének számítása:

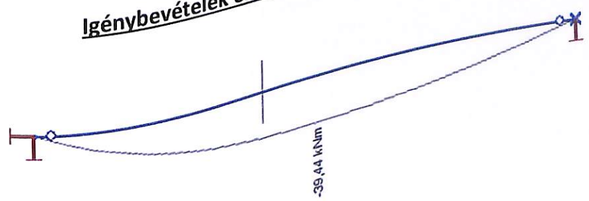
((h1 + h2) * 3,4 kN/m^2) * + 25,81/1,35=
((0,98m + 0,92m) * 3,4 kN/m^2) * + 25,81/1,35=
25,58 kN/m

Statikai váz

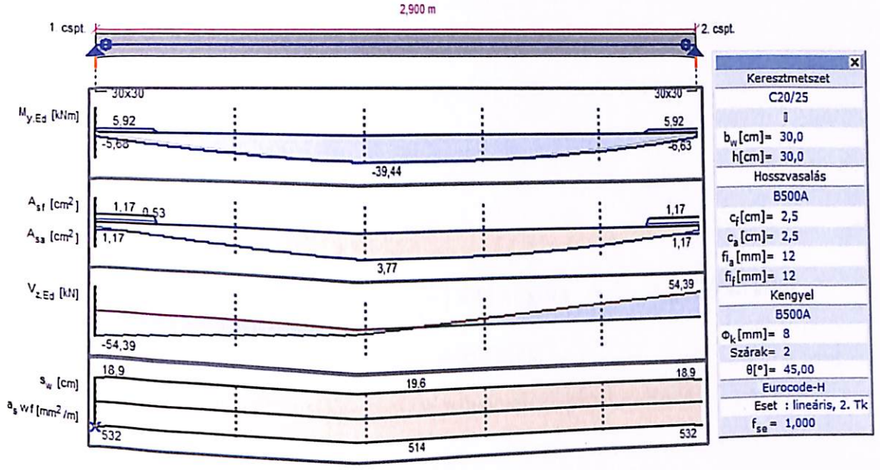


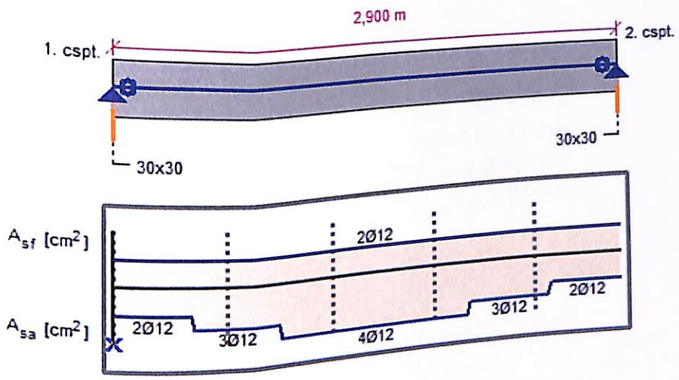


Igénybevételek és szükséges vasalás mennyiség



Gerenda nyomaték és nyíró igénybevételei, a szükséges alsó, felső vasmennyiség és kengyel kiosztás





G2-G3 gerenda kézi ellenőrzése

Kiindulási adatok

Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2 4ϕ12: 452 mm²

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2

M_{ed} = 39,44 kNm

c_{nom} = 25 mm

d= 300- 25-8- $\frac{12}{2}$ = 261 mm

$\sum F_x = 0$

$b_w * x_c * f_{cd} - As * f_{yd} = 0$

$300 * x_c * 13,3 - 452 * 435 = 0$

$x_c = 49,28$ mm $<$ t= 300 mm

Ellenőrzés:

$\sum M = 0$

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$M_{Rd} = b_w * x_c * f_{cd} * (d - \frac{x_c}{2})$

$M_{Rd} = 300 * 49,28 * 13,3 * (261 - \frac{49,28}{2}) = 46,47$ kNm $>$ M_{ed}= 39,44 kNm

MEGFELEL!

Az alkalmazott 4 Ø 12 –os vasalás megfelel a nyomatéki igénybevételre.

Nyírás vizsgálat

Kiindulási adatok

A beton anyagminősége:

C20/25-XC1-16-F3

f_{ck}= 20,0 N/mm^2
f_{cd}= 13,3 N/mm^2
f_{ctd}= 1,0 N/mm^2
f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

Az alkalmazott betonacél minőség:

B500

f_{yk}= 500 N/mm^2

f_{yd}= 435 N/mm^2

- Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max} = 0,5 * b_w * z * \nu * f_{cd} = 0,5 * 300 * 234,9 * 0,552 * 13,3 = 258,68$ kN

$z = 0,9 * d = 0,9 * 261 = 234,9$ mm

$\nu = 0,6 * (1 - \frac{fck}{250}) = 0,6 * (1 - \frac{20}{250}) = 0,552$

$V_{Ed,max}$ $<$ $V_{Rd,max}$

54,39 kN $<$ 258,68 kN , tehát a szerkezet bevasalható!

- A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c}$ = c * b_w * d * f_{ctd} =0,394 *300* 261 * 1,0= 30,85 kN < $V_{Ed,max}$ = 54,39 kN

A nyíróerőt a tartó teljes hosszán végigvezetett kengyelezés veszi fel.

$V_{Ed,max}$ = 54,39 kN

$V_{Rd}{}^{s} = \frac{z}{s} * A_{sw} * f_{ywd} = \frac{234,9}{180} * 101 * 435 = 57,33$ kN > $V_{Ed,max}$ = 54,39 kN

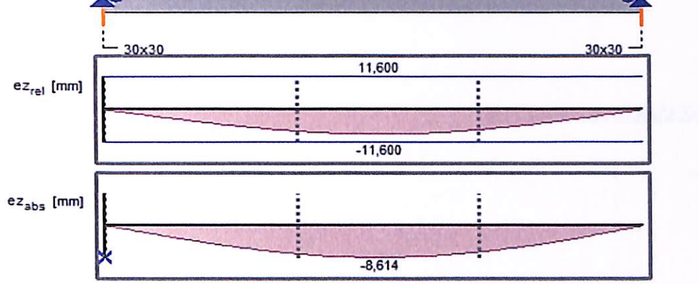
MEGFELEL!

S_{smax} = 0,75 * d = 195,75 mm

Az alkalmazott kengyel kiosztás **Ø8/18** támaszok felett és **Ø8/19** mezőben.

Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás (SLS):



A lehajlás határértéke

Gerenda esetén: $w_{eng} = \frac{l}{250} = \frac{2900}{250} = 11,6$ mm

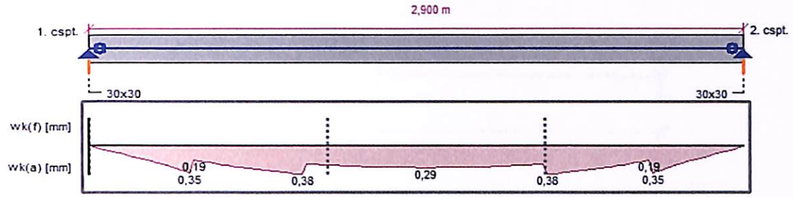
$w \leq w_{eng}$

w= 8,614 mm $\leq w_{eng}$= 11,6 mm

MEGFELEL!

Repedéstágasság

Az alsó repedéstágasság a betonacél tengelyvonalában wk(a).



A repedéstágasság határértéke

$w_{k,eng}$= 0,4 mm

w_{ka}= 0,38 mm < $w_{k,eng}$= 0,4 mm MEGFELEL!

6.3. G4 Gerenda méretezése

A lépcsőház 3. szintjében található gerendát az ablakok fölött 2 támaszú tartóként méretezem, melynek igénybevételeit AxisVM 12 szoftverrel határozom meg.

Kiindulási adatok

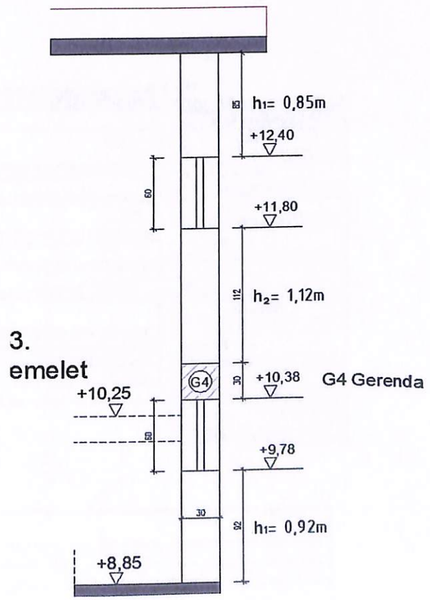
Keresztmetszet: 20/30 cm
Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2

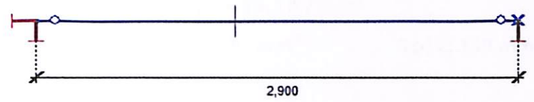
Gerendára jutó egyenletesen megoszló teher alapértékének számítása:

Tetőfödémről jutó teher töréskéből ~1,2 m terhelősáv.

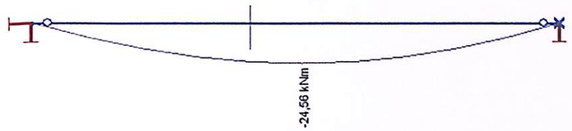
(5,60 kN/m²+0,4 kN/m² + 1 kN/m²) * 1,2m + (0,85m + 1,12) * 3,4 kN/m² = 15,10 kN/m



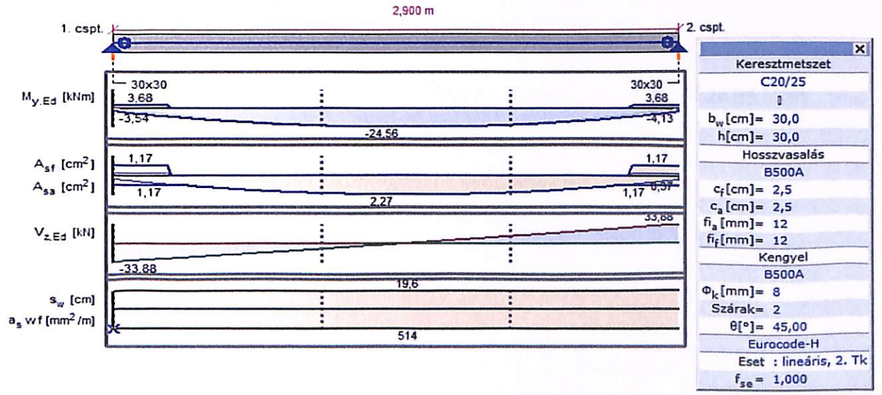
Statikai váz

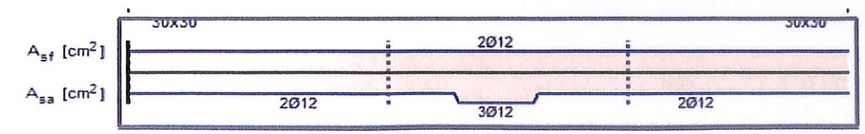


Igénybevételek és szükséges vasalás mennyiség



Gerenda nyomaték és nyíró igénybevételei, a szükséges alsó, felső vasmennyiség és kengyel kiosztás





G4 gerenda kézi ellenőrzése

Kiindulási adatok

Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2 3ϕ12: 339 mm^2

M_{ed} = 24,56 kNm

c_{nom} = 25 mm

d= 300- 25-8- $\frac{12}{2}$ = 261 mm

$\sum F_x$ = 0

$b_w * x_c * f_{cd}$ - As $* f_{yd}$ =0

300* x_c* 13,3 - 339 * 435 = 0

x_c = 36,96 mm < t= 300 mm

Ellenőrzés:

$\sum M$ = 0

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

M_{Rd}= $b_w * x_c * f_{cd}$ * (d- $\frac{x_c}{2}$)

M_{Rd}=300 $*$ 36,96*13,3* (261- $\frac{36,96}{2}$) = 35,76 kNm > M_{ed}= 24,56 kNm

MEGFELEL!

Az alkalmazott 3 Ø 12 –os vasalás megfelel a nyomatéki igénybevételre.

Nyírás vizsgálat

Kiindulási adatok

A beton anyagminősége:

C20/25-XC1-16-F3 f_{ck}= 20,0 N/mm^2
f_{cd}= 13,3 N/mm^2
f_{ctd}= 1,0 N/mm^2
f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

Az alkalmazott betonacél minőség:

B500 f_{yk}= 500 N/mm^2

f_{yd}= 435 N/mm^2

- Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max}$ = 0,5 * b_w * z * ν * f_{cd} = 0,5 * 300 * 234,9* 0,552* 13,3= 258,68 kN

z = 0,9 * d = 0,9 * 261 =234,9 mm

ν= 0,6* (1- $\frac{fck}{250}$) = 0,6* (1- $\frac{20}{250}$)= 0,552

$V_{Ed,max}$ < $V_{Rd,max}$

33,88 kN < 258,68 kN , tehát a szerkezet bevasalható!

- A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c}$ = c * b_w * d * f_{ctd} =0,394 *300* 261 * 1,0= 30,85 kN < $V_{Ed,max}$ = 33,88 kN

A nyíróerőt a tartó teljes hosszán végigvezetett kengyelezés veszi fel.

$V_{Ed,max}$ = 33,88 kN

V_{Rd^s} = $\frac{z}{s}$ * A_{sw} * f_{ywd} = $\frac{234,9}{190}$ * 101 * 435 = 54,32 kN > $V_{Ed,max}$ = 33,88 kN

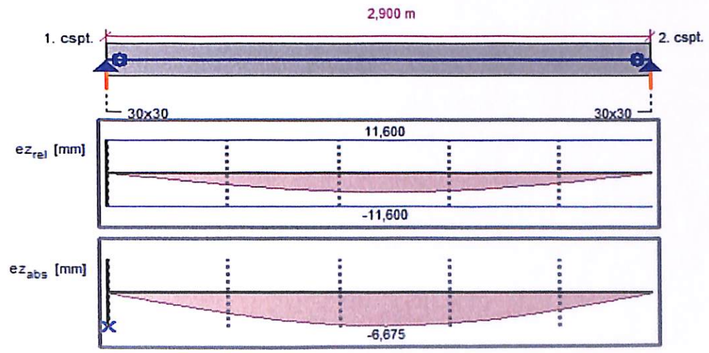
MEGFELEL!

S_{smax} = 0,75 * d = 195,75 mm

Az alkalmazott kengyel kiosztás **Ø8/19** a gerenda teljes hosszán.

Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás (SLS):



A lehajlás határértéke

Gerenda esetén: $w_{eng}=\frac{l}{250}=\frac{2900}{250}$ =11,6 mm

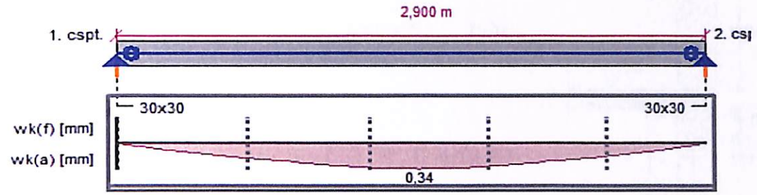
$w \leq w_{eng}$

w= 6,675 mm $\leq w_{eng}$= 11,6 mm

MEGFELEL!

<u>Repedéstágasság</u>

Az alsó repedéstágasság a betonacél tengelyvonalában wk(a).



A repedéstágasság határértéke

$w_{k,eng}$= 0,4 mm

w_{ka}= 0,34 mm < $w_{k,eng}$= 0,4 mm MEGFELEL!

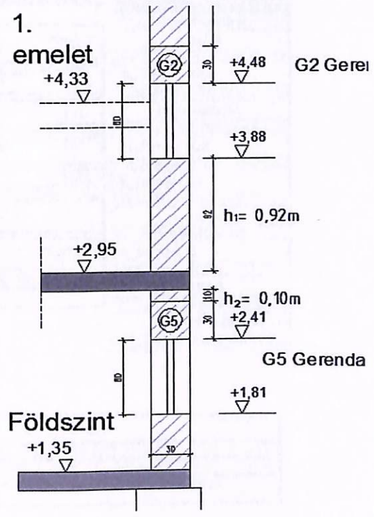
6.4. G5 Gerenda méretezése

A lépcsőház földszintjén található gerendát az ablakok fölött 2 támaszú tartóként méretezem, melynek igénybevételeit AxisVM 12 szoftverrel határozom meg.

Kiindulási adatok

Keresztmetszet: 20/30 cm
Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2



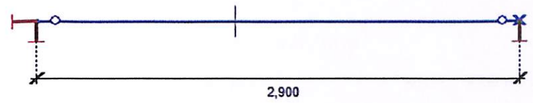
Gerendára jutó egyenletesen megoszló teher alapértékének számítása:

((h1 + h2) * 3,4 kN/m^2) * + 25,81/1,35=

((0,1m + 0,92m) * 3,4 kN/m^2) * + 25,81/1,35=

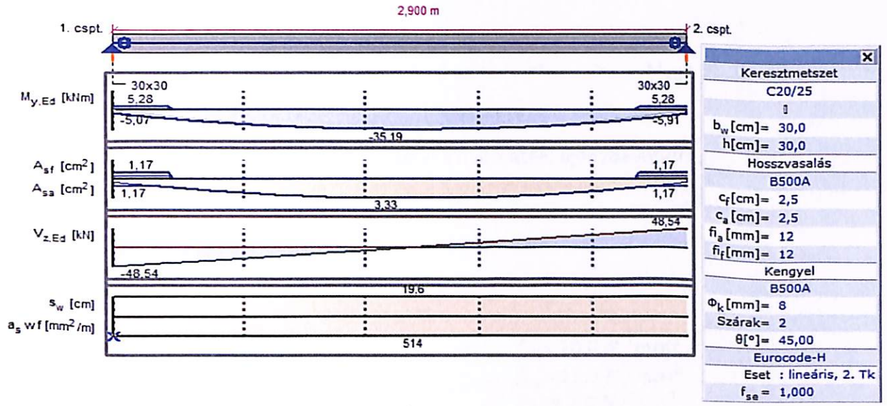
22,59 kN/m

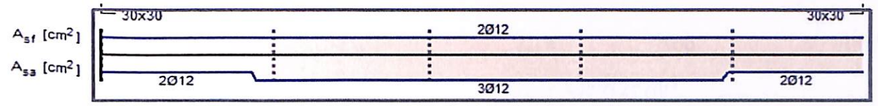
Statikai váz



Igénybevételek és szükséges vasalás mennyiség

Gerenda nyomaték és nyíró igénybevételei, a szükséges alsó, felső vasmennyiség és kengyel kiosztás





G5 gerenda kézi ellenőrzése

Kiindulási adatok

Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2 3ϕ12: 339 mm^2

M_{ed} = 35,19 kNm

c_{nom} = 25 mm

d= 300- 25-8- $\frac{12}{2}$ = 261 mm

$\sum F_x$ = 0

$b_w * x_c * f_{cd}$ - As $* f_{yd}$ =0

300* x_c* 13,3 - 339 * 435 = 0

x_c = 36,96 mm < t= 300 mm

Ellenőrzés:

$\sum M = 0$

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$M_{Rd} = b_w * x_c * f_{cd} * (d - \frac{x_c}{2})$

$M_{Rd} = 300 * 36,96 * 13,3 * (261 - \frac{36,96}{2}) = 35,76$ kNm > $M_{ed} = 35,19$ kNm

MEGFELEL!

Az alkalmazott 3 Ø 12 –os vasalás megfelel a nyomatéki igénybevételre.

Nyírás vizsgálat

Kiindulási adatok

A beton anyagminősége:

C20/25-XC1-16-F3

$f_{ck} = 20,0\ N/mm^2$
$f_{cd} = 13,3\ N/mm^2$
$f_{ctd} = 1,0\ N/mm^2$
$f_{ctm} = 2,2\ N/mm^2$

Az alkalmazott betonacél minőség:

B500

$f_{yk} =$ 500 N/mm^2

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

- Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max} = 0,5 * b_w * z * \nu * f_{cd} = 0,5 * 300 * 234,9 * 0,552 * 13,3 = 258,68$ kN

$z = 0,9 * d = 0,9 * 261 = 234,9$ mm

$\nu = 0,6 * (1 - \frac{fck}{250}) = 0,6 * (1 - \frac{20}{250}) = 0,552$

$V_{Ed,max}$ < $V_{Rd,max}$

48,54 kN < 258,68 kN , tehát a szerkezet bevasalható!

- A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c} = c * b_w * d * f_{ctd} = 0,394 * 300 * 261 * 1,0 = 30,85$ kN $< V_{Ed,max} = 48,54$ kN

A nyíróerőt a tartó teljes hosszán végigvezetett kengyelezés veszi fel.

$V_{Ed,max} = 48,54$ kN

$V_{Rd}{}^{s} = \frac{z}{s} * A_{sw} * f_{ywd} = \frac{234,9}{190} * 101 * 435 = 54,32$ kN $> V_{Ed,max} = 48,54$ kN

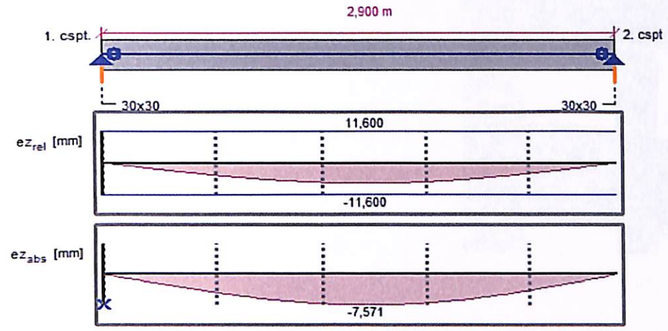
MEGFELEL!

S_{smax} = 0,75 * d = 195,75 mm

Az alkalmazott kengyel kiosztás **Ø8/19** a gerenda teljes hosszán.

Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás (SLS):



A lehajlás határértéke

Gerenda esetén: $w_{eng} = \frac{l}{250} = \frac{2900}{250}$ =11,6 mm

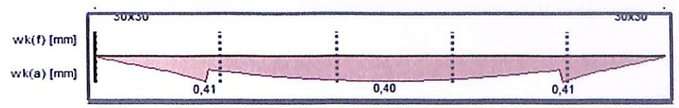
$w \leq w_{eng}$

w= 7,571 mm ≤ w_{eng}= 11,6 mm

MEGFELEL!

<u>Repedéstágasság</u>

Az alsó repedéstágasság a betonacél tengelyvonalában wk(a).



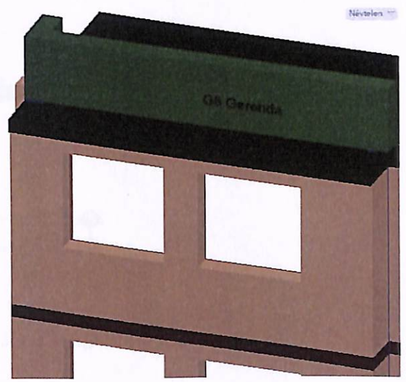
A repedéstágasság határértéke

$w_{k,eng}$= 0,4 mm

w_{ka}= 0,41 mm > $w_{k,eng}$= 0,4 mm MEGFELEL! → Az alkalmazott 3 Ø 12 alsó hosszvasalást a gerenda teljes hosszán alkalmazom.

6.5. G6 Gerenda méretezése

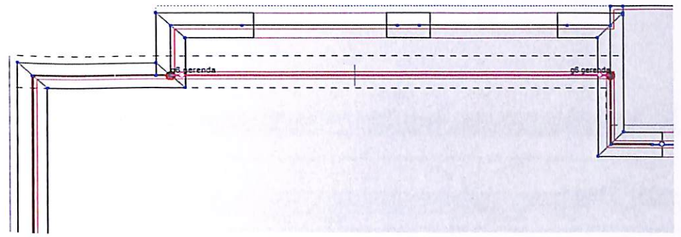
A társasház keleti oldalán lévő 122 cm magas mellvéd a vasbeton lemezzel együttdolgozó 2 támaszú tartóként méretezem, melynek igénybevételeit AxisVM 12 szoftverrel határozom meg. Ahol alá van támasztva teherhordó falakkal a mellvéd, ott a szerkesztési szabályoknak megfelelő vasalást helyezem el, így AXISVM12 –ben egy rövidebb tartót méretezek.



Kiindulási adatok

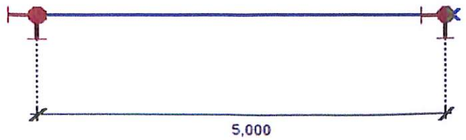
Keresztmetszet: 122/25 cm
Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2
Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2

Axis modell:



A mellvéd gerenda két végén befogottnak feltételezem, mert északi irányban tovább vezetett a teherhordó fal fölött, illetve déli irányban derékszögben megtörik.

Statikai váz



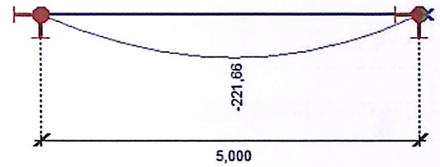
Gerendára jutó egyenletesen megoszló teher számítása:

Ped= terhelő sáv * (1,35 *födém súly + 1,5 * (esetleges terhek)) + vonalmenti falteher fele

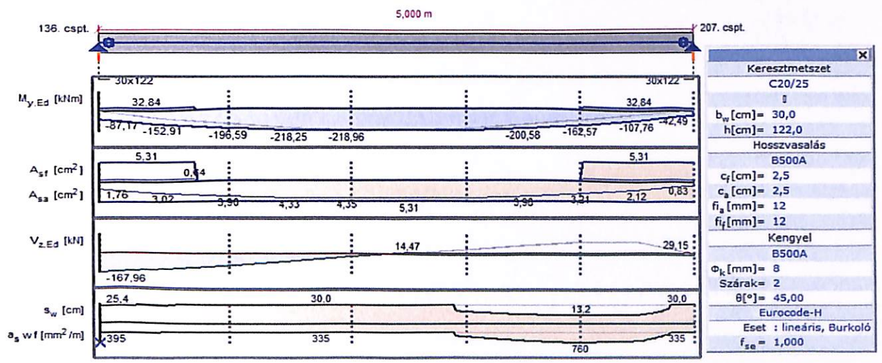
Ped= 3,2m * (1,35 * 8,65 kN/m^2 + (1,0 kN/m^2 + 3,0 kN/m^2) * 1,5) + 13,77/2 = 63,45 kN/m

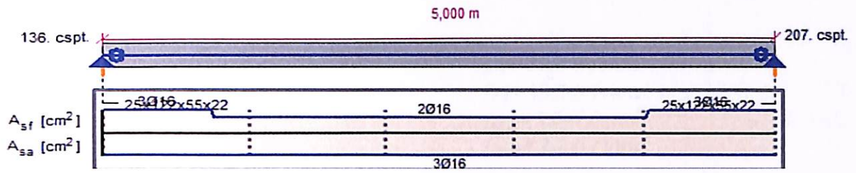
+ Gerenda önsúly Axis programban számolva.

Igénybevételek és szükséges vasalás mennyiség

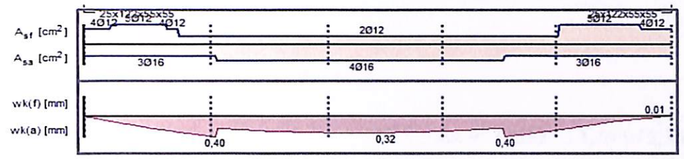


Gerenda nyomaték és nyíró igénybevételei, a szükséges alsó, felső vasmennyiség és kengyel kiosztás





De a túl nagymértékű repedéstágasság miatt alul 4 ϕ16 hosszvasalást alkalmazok.:



Húzott vasszükséglet meghatározása mezőben:

M_{ED}=221,66 *KNm*

Acél: ϕ16

b = 250 mm

h = 1220 mm

d_1 = h-(C_{nom}+ϕ lemez vasalás+ϕ/2)=1220 - (26+10+16/2)=1176 mm

x_{c0} = 0,49*1177 = 576,73 mm

x_c = 48,23 mm

d_2 = C_{nom}+ ϕ kengyel+ ϕ/2 = 26 + 10 + 10/2=41 mm

Z= d_1 - d_2 = 1176 – 41 = 1135mm

$$M_1 = b * x_{c0} * f_{cd} x \left(d - \frac{x_{c0}}{2}\right) = M_1 = 250 * 48{,}23 * 13{,}3 * \left(1176 - \frac{576{,}73}{2}\right)$$

M_1 = 142,35 KNm

ΔM = M_{ED} – M_1 = 221,66 – 142,35 = 79,31 kNm

A_{s2} = ΔM / (z*f_{yd}) = 79,31 * 10^6 / (1135 * 435) = 160,64 mm^2 →A_{s2prov} = 236 mm^2 **→3ϕ10**

A_{s1} = **442,37 mm²**

A_{sprov} = **603 mm²** **→3ϕ16 → reptag. miatt 4 ϕ16**

Nyírás vizsgálat

Kiindulási adatok

A beton anyagminősége:

C20/25-XC1-16-F3

f_{ck}= 20,0 N/mm^2
f_{cd}= 13,3 N/mm^2
f_{ctd}= 1,0 N/mm^2
f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

Az alkalmazott betonacél minőség:

B500

f_{yk}= 500 N/mm^2

f_{yd}= 435 N/mm^2

- Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max}$ = 0,5 * b_w * z * υ * f_{cd} = 0,5 * 250 * 1058,4* 0,552* 13,3= 971,3 kN

z = 0,9 * d = 0,9 * 1176 =1058,4 mm

υ= 0,6* (1- $\frac{fck}{250}$) = 0,6* (1- $\frac{20}{250}$)= 0,552

$V_{Ed,max}$ < $V_{Rd,max}$

167,96 kN < 971,3 kN, tehát a szerkezet bevasalható!

- A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c}$ = c * b_w * d * f_{ctd} =0,264 *250* 1176 * 1,0= 77,62 kN < $V_{Ed,max}$ = 167,96 kN

A nyíróerőt a tartó teljes hosszán végigvezetett kengyelezés veszi fel.

$V_{Ed,max}$ = 167,96 kN

$V_{Rd}{}^{s}$ = $\frac{z}{s}$ * A_{sw} * f_{ywd} = $\frac{1058,4}{250}$ * 101 * 435 = 186,00 kN > $V_{Ed,max}$ = 167,96 kN

MEGFELEL!

S_{smax} = 0,75 * d = 882 mm

Az alkalmazott kengyel kiosztás **Ø8/250** a bal oldali támasznál, **Ø8/100** a jobb oldali támasz környezetében és **Ø8/300** a többi szakaszon.

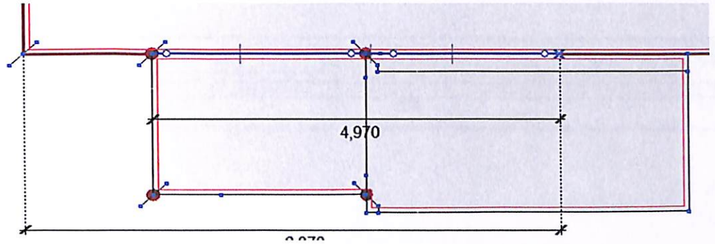
6.6. G7 Gerenda méretezése

A társasház Nyugati oldalán lévő 122 cm magas mellvéd a vasbeton lemezzel együttdolgozó 3 támaszú tartóként méretezem, melynek igénybevételeit AxisVM 12 szoftverrel határozom meg. Ahol alá van támasztva teherhordó falakkal a mellvéd, ott a szerkesztési szabályoknak megfelelő vasalást helyezem el, így AXIS –ban egy rövidebb tartót méretezek.

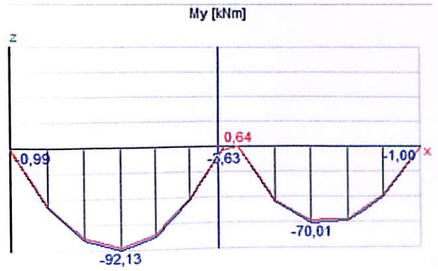
Kiindulási adatok

Keresztmetszet: 122/25 cm
Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2
Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2

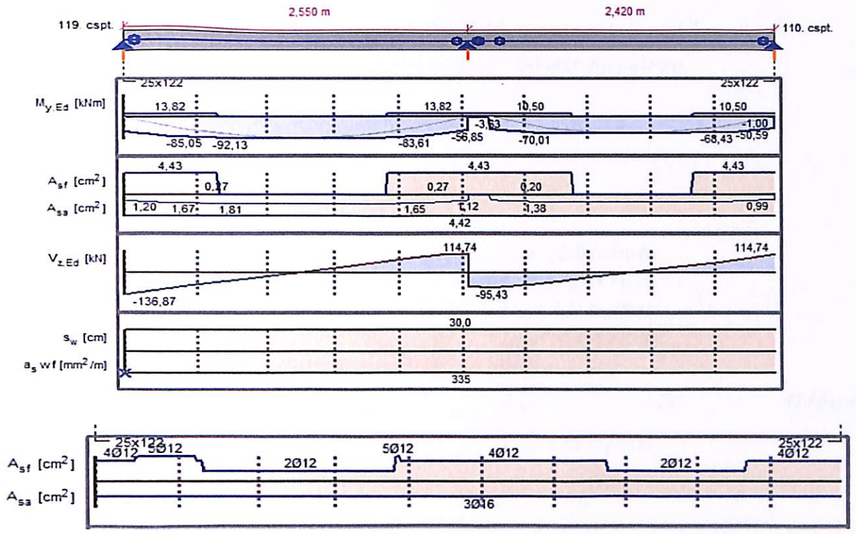
AXIS modell:



Igénybevételek és szükséges vasalás mennyiség



Gerenda nyomaték és nyíró igénybevételei, a szükséges alsó, felső vasmennyiség és kengyel kiosztás



G6 fejlemezes gerenda kézi ellenőrzése

Kiindulási adatok

Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2 3ϕ16: 603 mm^2

M_{ed} = 92,13 kNm

c_{nom} = 25 mm

d= 1220- 26-10- $\frac{16}{2}$ = 1176 mm

$\sum F_x$ = 0

$b_w * x_c * f_{cd} - As * f_{yd}$ =0

250* x_c* 13,3 - 603 * 435 = 0

x_c = 78,89 mm

Ellenőrzés:

$\sum M$ = 0

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

M_{Rd}= b_w * x_c *f_{cd} * (d-$\frac{x_c}{2}$)

M_{Rd}=250 * 78,89*13,3* (1176-$\frac{78,89}{2}$) = 298,13 kNm > M_{ed}= 92, 13 kNm

MEGFELEL!

$A_{s,min}$= 1,5 * 250 * 1176= 441 mm² → 3 Ø 16 (As,prov= 603 mm²)

Az alkalmazott 3 Ø 16 –os vasalás megfelel a nyomatéki igénybevételre.

Nyírás vizsgálat

Kiindulási adatok

A beton anyagminősége:

C20/25-XC1-16-F3 f_{ck}= 20,0 N/mm^2
f_{cd}= 13,3 N/mm^2
f_{ctd}= 1,0 N/mm^2
f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

Az alkalmazott betonacél minőség:

B500 f_{yk}= 500 N/mm^2
f_{yd}= 435 N/mm^2

- Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max}$ = 0,5 * b_w * z * ν * f_{cd} = 0,5 * 250 * 1058,4* 0,552* 13,3= 971,3 kN

z = 0,9 * d = 0,9 * 1176 =1058,4 mm

ν= 0,6* (1-$\frac{fck}{250}$) = 0,6* (1-$\frac{20}{250}$)= 0,552

$V_{Ed,max}$ < $V_{Rd,max}$

136,87 kN < 971,3 kN , tehát a szerkezet bevasalható!

- A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c}$ = c * b_w * d * f_{ctd} =0,264 *250* 1176 * 1,0= 77,62 kN < $V_{Ed,max}$ = 136,87 kN

A nyíróerőt a tartó teljes hosszán végigvezetett kengyelezés veszi fel.

$V_{Ed,max}$ = 136,87 kN

$V_{Rd}{}^{s}$ = $\frac{z}{s}$ * A_{sw} * f_{ywd} = $\frac{1058,4}{300}$ * 101 * 435 = 155,00 kN > $V_{Ed,max}$ = 136,87 kN

MEGFELEL!

Az alkalmazott kengyel kiosztás **Ø8/30** a teljes szakaszon.

6.7. G9 Gerenda méretezése

G9 gerenda paraméterei, 2 cm magasságkülönbséggel megegyezik a G8-as gerendával, így a kisebb magasságú gerenda méretezéséből kapott vasalást alkalmazható a G8 –as gerendára is.

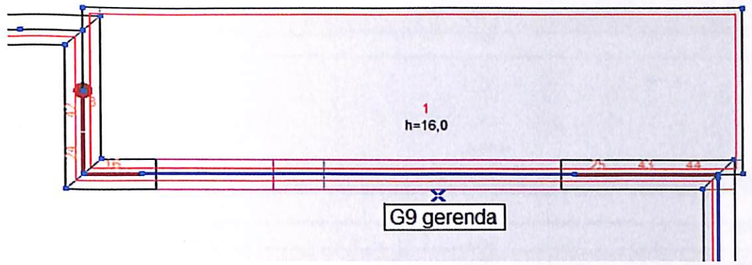
Kiindulási adatok

Keresztmetszet: 25/43 cm

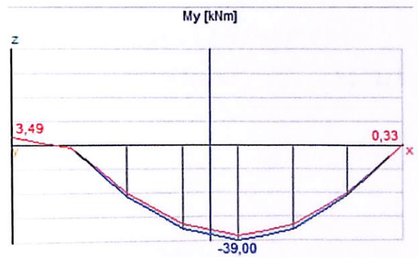
Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2

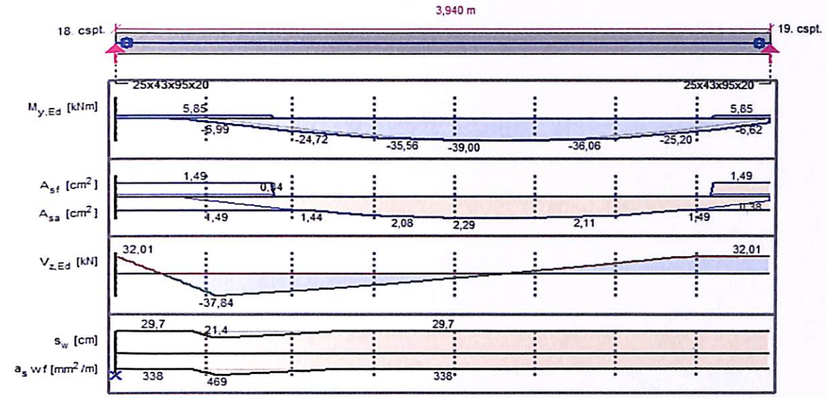
Axis modell:

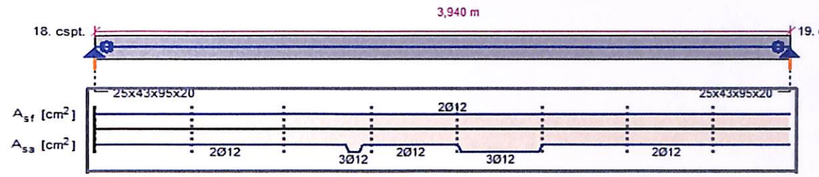


Igénybevételek és szükséges vasalás mennyiség



Gerenda nyomaték és nyíró igénybevételei, a szükséges alsó, felső vasmennyiség és kengyel kiosztás





G9 gerenda kézi ellenőrzése

Kiindulási adatok

Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500B f_{yd}= 435 N/mm^2 3ϕ12: 339 mm^2

M_{ed} = 39,0 kNm

c_{nom} = 20 mm

d= 430- 20 -8- $\frac{12}{2}$ = 396 mm

Feltételezem, hogy a nyomott beton zóna csak a fejlemezben van.

b_{eff}= min: $\frac{1,43}{2}$ = 0,715 m

0,2 * 2,003 = 0,40 m

0,1* 1,43 + 0,1* 2,003= 0,35 m

4*t= 4* 0,20 = 0,80 m

b_{eff}= 0,25 + 0,35+ 0,35 = 0,95 m

$\sum F_x = 0$

$b_w * x_c * f_{cd}$ - As $* f_{yd}$ =0

250* x_c* 13,3 - 339 * 435 = 0

x_c = 44,35 mm

Ellenőrzés:

$\sum M = 0$

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$M_{Rd}= b_w * x_c * f_{cd} * (d- \frac{x_c}{2})$

$M_{Rd}=250 * 44,35* 13,3 * (396- \frac{44,35}{2}) = 55,13$ kNm > M_{ed}= 39,0 kNm

MEGFELEL!

Az alkalmazott 3 Ø 12 –os vasalás megfelel a nyomatéki igénybevételre.

Nyírás vizsgálat

Kiindulási adatok

A beton anyagminősége:

C20/25-XC1-16-F3

f_{ck}= 20,0 N/mm^2
f_{cd}= 13,3 N/mm^2
f_{ctd}= 1,0 N/mm^2
f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

Az alkalmazott betonacél minőség:

B500

f_{yk}= 500 N/mm^2

f_{yd}= 435 N/mm^2

- Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max}$ = 0,5 * b_w * z * υ * f_{cd} = 0,5 * 250 * 356,4* 0,552* 13,3= 327,07 kN

z = 0,9 * d = 0,9 * 396 =356,4 mm

υ= 0,6* (1- $\frac{fck}{250}$) = 0,6* (1- $\frac{20}{250}$)= 0,552

$V_{Ed,max}$ < $V_{Rd,max}$

37,84 kN < 327,07 kN , tehát a szerkezet bevasalható!

- A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c}$ = c * b_w * d * f_{ctd} =0,336 *250* 396 * 1,0= 33,26 kN < $V_{Ed,max}$ = 37,84 kN

A nyíróerőt a tartó teljes hosszán végigvezetett kengyelezés veszi fel.

$V_{Ed,max}$ = 37,84 kN

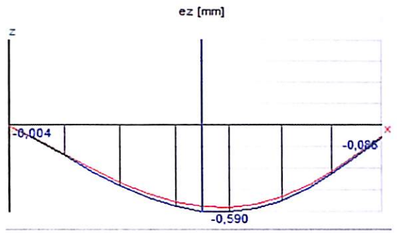
$V_{Rd}{}^{s} = \frac{z}{s} * A_{sw} * f_{ywd} = \frac{356,4}{200} * 101 * 435 = 78,3$ kN > $V_{Ed,max}$ = 37,84 kN

MEGFELEL!

S_{smax} = 0,75 * d = 267,3 mm

Az alkalmazott kengyel kiosztás **Ø8/20** a bal támasz felett és **Ø8/25** a többi részen.

Lehajlás vizsgálat:



A lehajlás határértéke

Gerenda esetén: $w_{eng} = \frac{l}{250} = \frac{3940}{250}$ =15,76 mm

w $\leq$ w_{eng}

w= 0,590 mm $\leq$ w_{eng}= 15,76 mm

MEGFELEL!

6.8. G11 monolit vasbeton áthidaló méretezése

A zárófödémben található 2 támaszú tartót méretezem, melynek igénybevételeit AxisVm 12 szoftverrel határozom meg.

Kiindulási adatok

Keresztmetszet: 25/47 cm
Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2
Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2

Gerendára jutó egyenletesen megoszló teher számítása:

Ped= terhelő sáv * (1,35 *födém súly + 1,5 * (esetleges terhek))

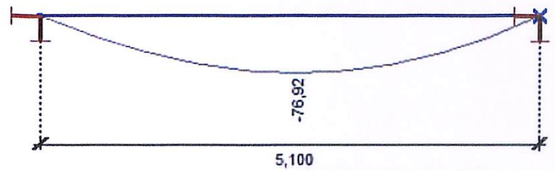
Ped= 2,2m * (1,35 * 5,1 kN/m^2 + (1,0 kN/m^2 + 0,40 kN/m^2) * 1,5) = 19,77 kN/m

Pqp= 2,2m * (5,1 + 0,4+ 1) = 14,3 kN/m

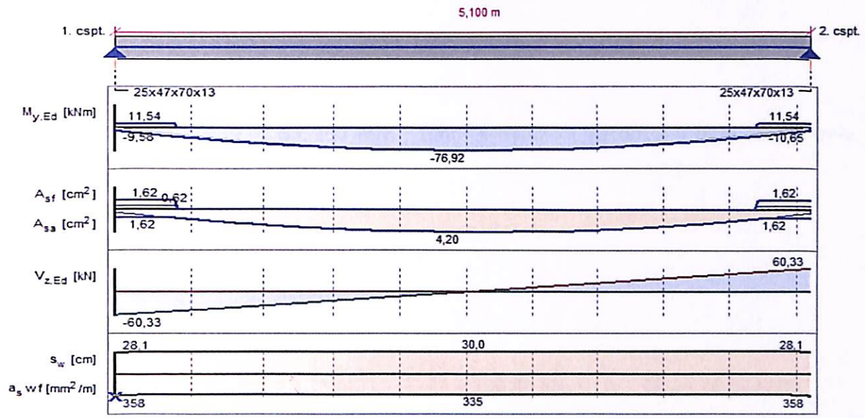
+ Gerenda önsúly Axis programban számolva.

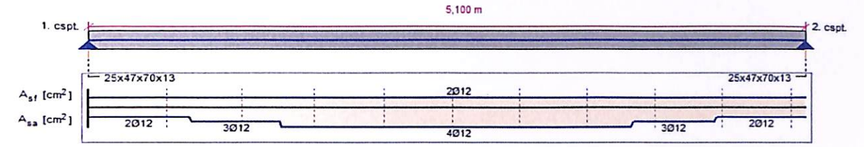
Statikai váz

<u>Igénybevételek és szükséges vasalás mennyiség</u>



Gerenda nyomaték és nyíró igénybevételei, a szükséges alsó, felső vasmennyiség és kengyel kiosztás





G11 gerenda kézi ellenőrzése

Kiindulási adatok

Beton: C20/25-XC1-F3-16 f_{cd}= 13,3 N/mm^2

Acél: B500 f_{yd}= 435 N/mm^2 4ϕ12: 452 mm²

M_{ed} = 76,92 kNm

c_{nom} = 25 mm

d= 470- 25-8- $\frac{12}{2}$ = 431 mm

Feltételezem, hogy a nyomott beton zóna csak a fejlemezben van.

b_{eff}= min: $\frac{0,6}{2}$ = 0,3 m

0,2 * 1,605= 1,605 m

0,1* 0.6 + 0,1* 1,605= 0,22 m

$4*t= 4* 0,13 = 0,52$ m

beff= 0,25 + 0,22+ 0,22 = 0,7 m

$\sum F_x = 0$

$b_w * x_c * f_{cd}$ - As $* f_{yd} = 0$

$250* x_c * 13,3 - 452 * 435 = 0$

x_c = 59,13 mm < t= 130 mm , tehát a nyomott betonzóna nem metsz bele a gerincbe.

Ellenőrzés:

$\sum M = 0$

$M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$M_{Rd}= b_w * x_c * f_{cd} * (d-\frac{x_c}{2})$

$M_{Rd}=250 * 76,92*13,3* (431 - \frac{76,92}{2}) = 100,40$ kNm > M_{ed}= 76,92 kNm

MEGFELEL!

Az alkalmazott **4 Ø 12** –os vasalás megfelel a nyomatéki igénybevételre.

Nyírás vizsgálat

Kiindulási adatok

A beton anyagminősége:

C20/25-XC1-16-F3

f_{ck}= 20,0 N/mm^2
f_{cd}= 13,3 N/mm^2
f_{ctd}= 1,0 N/mm^2
f_{ctm}= 2,2 N/mm^2

Az alkalmazott betonacél minőség:

B500

f_{yk}= 500 N/mm^2

f_{yd}= 435 N/mm^2

- Ferde nyomott beton rácsrúd teherbírása

$V_{Rd,max}$ = 0,5 * b_w * z * v * f_{cd} = 0,5 * 250 * 387,9* 0,552* 13,3= 355,97 kN

z = 0,9 * d = 0,9 * 431 =387,9 mm

v= 0,6* (1- $\frac{fck}{250}$) = 0,6* (1- $\frac{20}{250}$)= 0,552

$V_{Ed,max}$ < $V_{Rd,max}$

60,33 kN < 355,97 kN , tehát a szerkezet bevasalható!

- A beton nyírási teherbírása

$V_{Rd,c}$ = c * b_w * d * f_{ctd} =0,331 *250* 431 * 1,0= 35,66 kN < $V_{Ed,max}$ = 76,92 kN

A nyíróerőt a tartó teljes hosszán végigvezetett kengyelezés veszi fel.

$V_{Ed,max}$ = 76,92 kN

$V_{Ed,max} = \frac{z}{s} * A_{sw} * f_{ywd} = \frac{387,9}{Ss} * 101 * 435$ → Ss = 221,55 mm → 200 mm

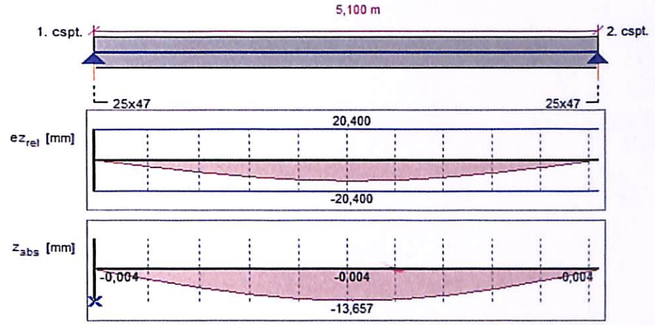
S_{smax} = 0,75 * d = 323,25 mm

$V_{Rd}{}^{s} = \frac{z}{s} * A_{sw} * f_{ywd} = \frac{387,9}{200} * 101 * 435$ = 85,21 kN > $V_{Ed,max}$ = 76,92 kN

Az alkalmazott kengyel kiosztás **Ø8/20** támaszok felett és Ø8/30 mezőben.

Használhatósági határállapot vizsgálata

Lehajlás (SLS):



A lehajlás határértéke

Gerenda esetén: $w_{eng} = \frac{l}{250} = \frac{5100}{250}$ =20,4 mm

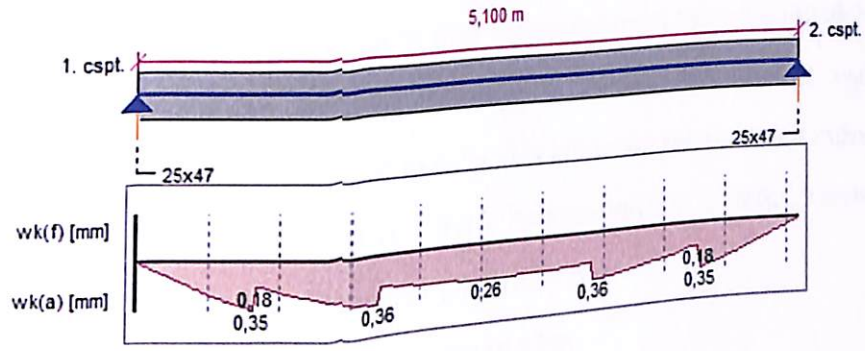
$w \leq w_{eng}$

w= 13,66 mm ≤ w_{eng}= 20 mm

MEGFELEL!

Repedéstágasság

Az alsó és felső repedéstágasság a betonacél tengelyvonalában wk(a), wk(f).



A repedéstágasság határértéke

$w_{k,eng}$= 0,4 mm

w_{ka}= 0,36 mm < $w_{k,eng}$= 0,4 mm MEGFELEL!

7. Alapozás

7.1 Kiindulási adatok

Az alapozási terven szereplő sáv- és pont alap szélességi méreteit a talajtöréssel szembeni szükséges ellenállás alapján határozom meg. A terven feltüntetett méretek nem véglegesek, mivel a süllyedés-számítás és süllyedés különbségek hatása a méretek további növelését igényelheti. Az alapozási terv csak koncepcionális, további statikai számítás szükséges a kiviteli szintű alapozási tervek elkészítéséhez.

A mértékadó talajvízszint nem érinti az alapozási síkot.

Talajmechanikai adatok 3 fúrás eredményéből származnak.

	ρ (t/m3)	ϕ (°)	C (KN/m2)	Es (MN/m2)
+1,35 + 0,10 m humusz feltöltés	1,65	-	-	17
+0,10 – 3,45 m homokos iszap	1,70	24	15	20
-3,45 – 10,45 m s. barna iszap	1,85	18	25	10

A beton fedés értéke 3,5 cm

Karbonátosodás nedves, ritkán száraz környezetben, illetve mérsékelt nedvességtartalom mellett:

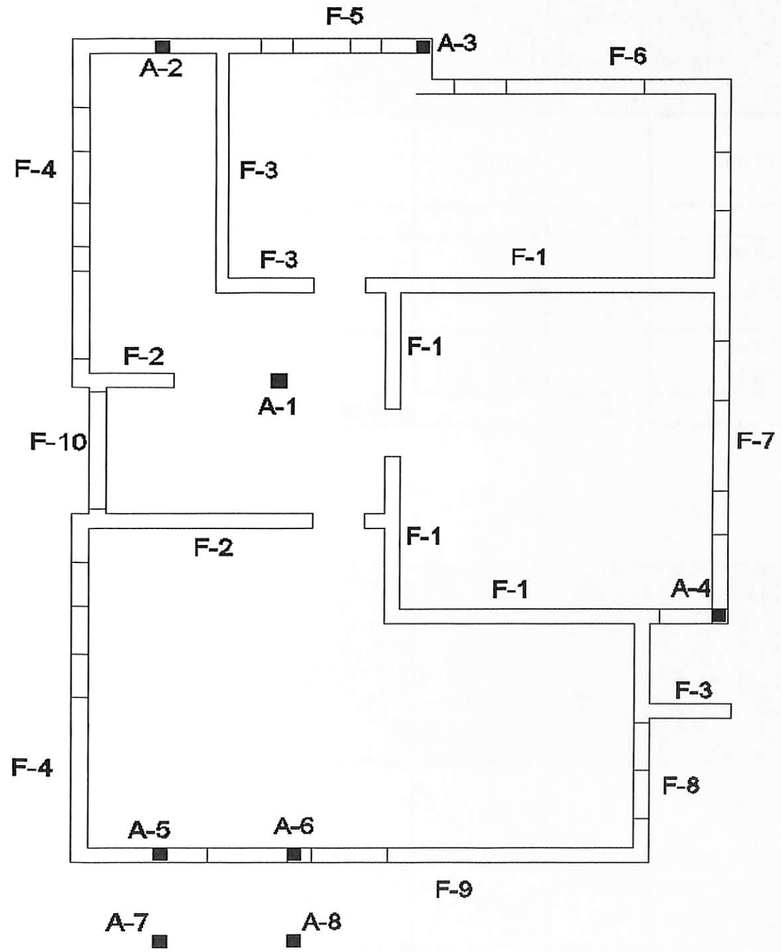
Beton minőség: C 25/30 – XC2 – 16 f_{ck}= 25,0 N/mm^2

f_{cd}= 16,7 N/mm^2
f_{ctd}= 1,2 N/mm^2
f_{ctm}= 2,6 N/mm^2
f_{bd}= 2,7 N/mm^2
$E_{c,eff}$ =9,3 kN/mm^2

7.2 Terhek összegyűjtése

Az alaptestekre jutó terheléseket táblázatosan gyűjtöm össze, így összegezve a zárófödém, harmadik, második, továbbá első emeleti födém csomóponti és vonal menti támaszerőket, illetve hozzáadva a pillérek, teherhordó falak terheit.

Alapozási pozíciós terv: A Pillerek alsó síkjában keletkező erőket A-1 –től A-8 –ig levő ponttal jelöltem. A teherhordó falak alsó síkjában keletkező vonalmenti támaszerőket pedig F-1- től F10 –ig.



Pillérek alatt:

Szintek	**A-1**-es jelű pillér alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN)	Összesen	**A-2**-as jelű pillér alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN)	Összesen	**A-3**-es jelű pillér alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN)	Összesen
3.emeleti födém	Kézi számítással		183,49		106,02	
Pillér önsúly	Kézi számítással		5,8		5,8	
Összesen:		-		**189,29**		**111,82**
2.emeleti födém	Kézi számítással		331,66		120,82	
Pillér önsúly	Kézi számítással		5,8		5,8	
Összesen:		-		**526,75**		**238,44**
1.emeleti födém	494,94		15,86		60,1	
Pillér önsúly	5,85		5,85		5,85	
Összesen:		**500,79**		**548,46**		**304,39**

Szintek	**A-4**-es jelű pillér alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN)	Összesen	**A-5**-as jelű pillér alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN)	Összesen	**A-6**-es jelű pillér alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN)	Összesen
3.emeleti födém	31,68		146,26		327,35	
Pillér önsúly	5,8		5,8		5,8	
Összesen:		**37,48**		**152,06**		**333,15**
2.emeleti födém	33,88		155,02		192,43	
Pillér önsúly	5,8		5,8		5,8	
Összesen:		**77,16**		**312,88**		**531,38**
1.emeleti födém	14,25		11,57		144,62	
Pillér önsúly	5,85		5,85		5,85	
Összesen:		**97,26**		**330,3**		**681,85**

Szintek	A-7-es jelű pillér alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN)	Összesen	A-8-as jelű pillér alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN)	Összesen
3.emeleti födém	15,1		47,54	
Pillér önsúly	5,8		5,8	
Összesen:		**20,9**		**53,34**
2.emeleti födém	33,65		46,2	
Pillér önsúly	5,8		5,8	
Összesen:		**60,35**		**105,34**
1.emeleti födém	17,94		47,2	
Pillér önsúly	5,85		5,85	
Összesen:		**84,14**		**158,39**

Teherhordó falak alatt:

Szintek	F-1-es jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen	F-2-as jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen	F-3-es jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen
Zárófödém			20,66			
Fal önsúly			13,77			
Összesen:		**0**		**34,43**		**0**
3.emeleti födém	130,78		37,34		0	
Fal önsúly	12,62		12,62		0	
Összesen:		**143,4**		**84,39**		**0**
2.emeleti födém	81,89		43,29			
Fal önsúly	12,62		12,62		0	
Összesen:		**237,91**		**140,3**		**0**
1.emeleti födém	83,94		27,83		51,76	
Fal önsúly	12,76		12,76		12,76	
Összesen:		**334,61**		**180,89**		**64,52**

Szintek	**F-4**-es jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen	**F-5**-as jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen	**F-6**-es jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen
3.emeleti födém	89,51		62,29		141,9	
Fal önsúly	12,62		12,62		12,62	
Összesen:		**102,13**		**74,91**		**154,52**
2.emeleti födém	58,19		106,91		113,47	
Fal önsúly	12,62		12,62		12,62	
Összesen:		**172,94**		**194,44**		**280,61**
1.emeleti födém	47,33		45,55		134,48	
Fal önsúly	12,76		12,76		12,76	
Összesen:		**233,03**		**252,75**		**427,85**

Szintek	**F-7**-es jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen	**F-8**-as jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen	**F-9**-es jelű fal alsó síkjában keletkező normálerő értéke (kN/m)	Összesen
3.emeleti födém	96,8		55,46		62,29	
Fal önsúly	12,62		12,62		12,62	
Összesen:		**109,42**		**68,08**		**74,91**
2.emeleti födém	45,26		126,22		40,99	
Fal önsúly	12,62		12,62		12,62	
Összesen:		**167,3**		**206,92**		**128,52**
1.emeleti födém	68,09		127,58		42,3	
Fal önsúly	12,76		12,76		12,76	
Összesen:		**248,15**		**347,26**		**183,58**

Az alaptestek szélességi méreteit törő képlettel határozom meg.

Törő képlet: $\sigma_t = c*N_c*b_c*S_c*i_c + q*N_q*b_q*S_q*i_q + 0{,}5*b\gamma*B*N_\gamma*\gamma*S\gamma*i\gamma$

$N_q = e^{(\pi*tg\phi)}*tg^2(45+\frac{\varphi}{2})$
$N_\gamma = 2\ (Nq-1)*tg\ \varphi$
$N_c = (Nq-1)*ctg\ \varphi$
S =alaki tényező (sávalap)= 1
b= alap ferdeségi tényező: =1
i= erő ferdeségi tényező= 1
c= kohézió
q= kisebbik takarás
B=alaptest szélességi mérete

7.3. Alaptestek szélességi méreteinek meghatározása

Sávalapok

F6-os jelű sávalap:

		Sávalap			
		Készül: 6 fm			
Sávalap	F6	Talaj	ρ (t/m3)	φ (°)	c (KN/m2)
F (KN/m)=	427,85	Hom. Iszap	1,7	24	15
Sq	1	Nq=e(π*tgφ)*tg2(45+φ/2)		9,603	
Sc	1	Nγ=2(Nq-1)*tgφ		7,661	
Sγ	1	Nc=(Nq-1)*ctgφ		19,324	
γr	1,4		γ=ρt*g	16,677	
σt=c*Nc*bc*Sc*ic+q*Nq*bq*Sq*iq+0,5*γ*B*Nγ*γ*Sγ*iγ					
				F/B <= σt/γr	427,85/B<=σt/1,4
			B (m)=	0,969	
			Balk (m)=	**1,0**	m

Az alkalmazott sávalap mérete: 1,0 m.

F-8 és F-1 -es jelű sávalap:

Sávalap Készül: 33,3 fm					
Sávalap	F-8, F-1	Talaj	ρ (t/m3)	φ (°)	c (KN/m2)
F (KN/m)=	347,26	Hom. Iszap	1,7	24	15
Sq	1	Nq=e(π*tgφ)*tg2(45+φ/2)		9,603	
Sc	1	Nγ=2(Nq-1)*tgφ		7,661	
Sγ	1	Nc=(Nq-1)*ctgφ		19,324	
γr	1,4		γ=(ρt-ρv)*g	6,867	
σt=c*Nc*bc*Sc*ic+q*Nq*bq*Sq*iq+0,5*γ*B*Nγ*γ*Sγ*iγ					
				F/B <= σt/γr	347,26/B<=σt/1,4
			B (m)=	0,840	
			Balk (m)=	**0,85**	m

Az alkalmazott sávalap mérete: 0,85 m.

F-5, F-4 és F-7 -es jelű sávalap:

Sávalap Készül: 26,2 fm					
Sávalap	F-5,F-4,F-7	Talaj	ρ (t/m3)	φ (°)	c (KN/m2)
F (KN/m)=	252,75	Hom. Iszap	1,7	24	15
Sq	1	Nq=e(π*tgφ)*tg2(45+φ/2)		9,603	
Sc	1	Nγ=2(Nq-1)*tgφ		7,661	
Sγ	1	Nc=(Nq-1)*ctgφ		19,324	
γr	1,4		γ=(ρt-ρv)*g	6,867	
σt=c*Nc*bc*Sc*ic+q*Nq*bq*Sq*iq+0,5*γ*B*Nγ*γ*Sγ*iγ					
				F/B <= σt/γr	252,75/B<=σt/1,4
			B (m)=	0,618	
			Balk (m)=	**0,65**	m

Az alkalmazott sávalap mérete: 0,65 m.

F-9, és F-2 - es jelű sávalap:

Sávalap
Készül: 14,95 fm

Sávalap	F- 9, F-2	Talaj	ρ (t/m3)	φ (°)	c (KN/m2)
F (KN/m)=	183,58	Hom. Iszap	1,7	24	15
Sq	1	Nq=e(π*tgφ)*tg2(45+φ/2)		9,603	
Sc	1	Nγ=2(Nq-1)*tgφ		7,661	
Sγ	1	Nc=(Nq-1)*ctgφ		19,324	
γr	1,4		γ=(ρt-ρv)*g	6,867	

σt=c*Nc*bc*Sc*ic+q*Nq*bq*Sq*iq+0,5*γ*B*Nγ*γ*Sγ*iγ

F/B <= σt/γr 183,58/B<=σt/1,4

B (m)= 0,452

Balk (m)= **0,5** m

Az alkalmazott sávalap mérete: 0,5 m.

F-3 - as jelű sávalap:

Sávalap
Készül: 7,45 fm

Sávalap	F- 3	Talaj	ρ (t/m3)	φ (°)	c (KN/m2)
F (KN/m)=	64,52	Hom. Iszap	1,7	24	15
Sq	1	Nq=e(π*tgφ)*tg2(45+φ/2)		9,603	
Sc	1	Nγ=2(Nq-1)*tgφ		7,661	
Sγ	1	Nc=(Nq-1)*ctgφ		19,324	
γr	1,4		γ=(ρt-ρv)*g	6,867	

σt=c*Nc*bc*Sc*ic+q*Nq*bq*Sq*iq+0,5*γ*B*Nγ*γ*Sγ*iγ

F/B <= σt/γr 64,52/B<=σt/1,4

B (m)= 0,161

Balk (m)= **0,35** m

Az alkalmazott sávalap mérete: 0,35 m.

Pontalapok

A pontalapok szélességi méreteit három terhelési lépcsőben határozom meg, így egyszerűsítve a kivitelezhetőségét. A számítást Excel táblázatkezelő segítségével végzem el, a szélességi méreteket harmadfokú egyenletből literálással kapom meg.

A-1, A-2 és A-6 -os jelű pont alap (500,79 kN – 681,85 kN) :

Készül 3 db					
Pontalap		Talaj	ρ (t/m3)	φ (°)	c (KN/m2)
F (KN)=	681,85	Hom. Iszap	1,7	24	15
Sq=1+B/B*Sinφ		1,41	Nq=e(π*tgφ)*tg2(45+φ/2)		9,603
Sc=Sq*Nq-1/Nq-1		1,45	Nγ=2(Nq-1)*tgφ		7,661
Sγ=1-0,3B/B		0,7	Nc=(Nq-1)*ctgφ		19,324
γr	1,4		γ=ρt*g	16,68	
σt=c*Nc*bc*Sc*ic+q*Nq*bq*Sq*iq+0,5*γ*B*Nγ*γ*Sγ*iγ					
				F/B+2 <= σt/γr	681,85/B^2<=σt/1,4
			B (m)=	1,369	
			Balk (m)=	**1,4**	m

Az alkalmazott pontalap mérete: 1,40x 1,40 m.

A-3, és A-5 -ös jelű pont alap (304,39 kN – 330,3 kN) :

Készül 2 db					
Pontalap		Talaj	ρ (t/m3)	φ (°)	c (KN/m2)
F (KN)=	330,3	Hom. Iszap	1,7	24	15
Sq=1+B/B*Sinφ		1,41	Nq=e(π*tgφ)*tg2(45+φ/2)		9,603
Sc=Sq*Nq-1/Nq-1		1,45	Nγ=2(Nq-1)*tgφ		7,661
Sγ=1-0,3B/B		0,7	Nc=(Nq-1)*ctgφ		19,324
γr	1,4		γ=ρt*g	16,68	
σt=c*Nc*bc*Sc*ic+q*Nq*bq*Sq*iq+0,5*γ*B*Nγ*γ*Sγ*iγ					
				F/B+2 <= σt/γr	330,3/B^2<=σt/1,4
			B (m)=	0,970	
			Balk (m)=	**1,0**	m

Az alkalmazott pontalap mérete: 1,0x 1,0 m.

A-4, A-7 és A-8 -as jelű pont alap (97,26 kN – 158,39 kN) :

Készül 3 db

Pontalap		Talaj	ρ (t/m3)	φ (°)	c (KN/m2)
F (KN)=	158,39	Hom. Iszap	1,7	24	15
Sq=1+B/B*Sinφ		1,41	Nq=e(π*tgφ)*tg2(45+φ/2)		9,603
Sc=Sq*Nq-1/Nq-1		1,45	Nγ=2(Nq-1)*tgφ		7,661
Sγ=1-0,3B/B		0,7	Nc=(Nq-1)*ctgφ		19,324
γr	1,4		γ=ρt*g	16,68	

$$\sigma t = c*Nc*bc*Sc*ic + q*Nq*bq*Sq*iq + 0{,}5*\gamma*B*N\gamma*\gamma*S\gamma*i\gamma$$

F/B+2 <= σt/γr 158,39/B^2<=σt/1,4

B (m)= 0,680

Bajk (m)= **0,7** m

Az alkalmazott pontalap mérete: 0,7 x 0,7 m.