SZAKDOLGOZAT

Szabó István

2015

SZENT ISTVÁN
EGYETEM

YBL

YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST

SZAKDOLGOZAT

VASBETON SZERKEZETŰ 10 SZINTES HOTEL TARTÓSZERKEZETEINEK STATIKAI ELLENŐRZÉSE

SZABÓ ISTVÁN
Építőmérnöki szak, magasépítés szakirány

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: epitomernöki.intezet@ybl.szie.hu

SZAKDOLGOZAT KIÍRÁS
2015

Szabó István

Nappali Építőmérnök szakos
hallgató részére

A feladat címe: Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel tartószerkezeti tervezése - Pécs

Belső konzulens: Tajta István

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

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

Részletes feladatkiírás

Szabó István

Nappali Építőmérnök
hallgató részére

Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel tartószerkezeti tervezése – Pécs

című szakdolgozatához

1. Vázlattervek a számításhoz (pozíciós tervek)
   A kijelölt építész alaprajzok és metszetek alapján meghatározandók az épület fő teherhordó vasbeton szerkezetei, azok kontúrja és geometriai kötöttségei. Az építész rajzok kiindulási alapot adnak a szerkezettervezéshez, de önálló elgondolás szükségeltetik az épület tartószerkezeti megoldásához. A szerkezeti koncepció kialakításánál tekintettel kell lenni az épületszerkezeti igényekre, csomóponti megoldásokra is.
2. Részletes statikai számítás
   A szakdolgozatban meghatározandók az épület fő szerkezeti méretei, megtervezendő a ház jellemző födémei (pince feletti /garázs -, földszint feletti-, és zárófödém), az egyik lépcsőház (min. 2 szintje) és a jellemző monolit vasbeton függőleges szerkezetek vasalása (a legnagyobb terhelésű monolit vasbeton pillérek). A számításhoz használható végeselemes módszer, a méretfelvételnél a főbb méretek kézi számítással ellenőrizendők.
   Az alapozási szerkezetek esetén elegendő a teherhordó szerkezetek terheinek összegyűjtése. Az alaplemez méretezése nem feladata a jelöltnek.
3. Kiviteli tervek
   Elkészítendő a statikai számításban részletezett szerkezetek kiviteli tervdokumentációja, a kiviteli tervek formai és tartalmi követelményeinek figyelembevételével, a szükséges mennyiségű részletrajzokkal, metszetekkel.
4. Részletes tartószerkezeti műszaki leírás
   A szakdolgozatban szereplő műszaki leírás röviden ismertesse az épület tartószerkezeti kialakítását, és a főbb méretek megemlítésével, anyaminőségek megjelölésével.

Budapest, 2015. május 28.

Tajta István
belső konzulens

Tartalomjegyzék

A dolgozat célja 5
1. Kiindulási adatok 5
1.1 Az épület általános leírása 5
1.2 A tartószerkezet részletesebb bemutatása 6
1.3 Anyagminőségek, anyagjellemzők 8
1.3.1 Betonacél 8
1.3.2 Beton 8
1.3.3 Egyéb anyagok 8
1.3.4 Felhasznál szabványok, előírások, programok 9
2. Terhek, teherkombinációk, tehercsoportosítások 9
2.1 Állandó jellegű terhek 9
2.1.1 Szerkezet önsúlya 9
2.1.2 Rétegrendek, (gépészeti terhek) 9
2.1.3 Vonal menti terhek 11
2.2 Esetleges terhek 12
2.2.1 Hasznos terhek 12
2.2.2 Válaszfal terhek 13
2.2.3 Szél teher 13
2.2.4 Hóteher 13
2.3 Teherkombinációk 15
2.3.1 Zárófödém (L9) hatáskombináció 15
2.3.2 Földszinti födém (L5) hatáskombináció (+ többi emelet) 15
2.3.3 Garázsfödém (L2) hatáskombináció 16
2.3.4 További födémek részletezés nélkül: 16
3. Zárófödém vizsgálata 17
3.1 Statikai váz, modell felvétele 17
3.1.1 Statika váz, geometria, megnevezések 17
3.1.2 Modell felvétele 17
3.1.3 Terhek felvétele 18
3.2 Igénybevételek 18
3.2.1 Hajlítás (nyomatékok) 18
3.2.2 Támasz reakcióerők – átszúródás/ nyíródás 20
3.3 Méretezés 20
3.3.1 Lemezvastagság ellenőrzése/ meghatározása igénybevétel alapján 20
3.3.2 Alkalmazott vasmennyiségek a mértékadó helyeken. 21
3.3.3 Átszúródási vizsgálat 23
3.3.4 Használhatósági határállapotok ellenőrzése 27
3.3.5 Pontos lehajlás számítása 30
3.3.6 Fal és födém kapcsolatának vizsgálata 31
3.3.7 Attika fal kengyelezés és lemezbe illesztett hajlítási vasalása 31
4. földszint feletti födém (Zöldtető és emeleti födém) 33
4.1 Statikai váz, modell felvétele 33
4.1.1 Statika váz, geometria, nevek 33
4.1.2 Modell felvétele 33

4.1.3 Terhek felvétele....34
4.2 Igénybevételek.... 35
4.2.1 L5A Hajlítás....35
4.2.2 L5B Hajlítás....35
4.2.3 L5B Támasz reakcióerők – átszúródás/ nyíródás....36
4.3 Méretezés L5A....37
4.3.1 Lemezvastagság ellenőrzése/ meghatározása igénybevétel alapján....37
4.3.2 Alkalmazott vasmennyiség a mértékadó helyeken....37
4.4 Méretezés L5B.... 39
4.4.1 Lemezvastagság ellenőrzése/ meghatározása igénybevétel alapján....39
4.4.1 Alkalmazott vasmennyiség a mértékadó helyeken....39
4.4.1 Átszúródási vizsgálat.... 41
4.4.1 Használhatósági határállapotok ellenőrzése....44
5. Garázs/Pince födém (L2) vizsgálata.... 45
5.1 Statikai váz, modell.... 45
5.2 Igénybevételek.... 46
5.3 Méretezés.... 48
5.3.1 Lemezvastagság ellenőrzése/ meghatározása igénybevétel alapján.... 48
5.3.2 Vasszükségletei lépcsők és határvonalak előállítása....49
5.3.3 Átszúródási vizsgálat.... 51
5.3.4 Használhatósági határállapotok ellenőrzése....53
6. Lépcsőszerkezet.... 54
6.1 LH-2.3 lépcső statikai váza, modell felépítése.... 54
6.1.1 Statikai váz....54
6.1.2 Modell....55
6.2 Igénybevételek, méretezés....55
6.2.1 Igénybevételek....55
6.2.2 Lemezvastagság ellenőrzés....55
6.2.3 Alkalmazott vasalás számítása....56
7. Gerenda tervezése.... 59
7.1 G51 gerenda statikai váza, modell.... 59
7.2 Terhek, modell.... 59
7.3 Igénybevételek.... 59
7.4 Keresztmetszet ellenőrzése, vasalás tervezése....61
7.4.1 Keresztmetszet.... 61
7.4.2 Hajlítási vasalás meghatározása.... 61
7.4.3 Használhatósági határállapotok ellenőrzése....63
7.4.4 Nyírási vasalás számítása....66
8. Legjobban nyomott pillérek vizsgálata.... 70
8.1 Oszlop kiválasztása.... 70
8.2 A D17 raszter keresztben elhelyezkedő -3. szinttől az 1. emeletig tartó pillérek vizsgálata....71
D17-5 kör keresztmetszetű pillér ellenőrzése, mint „központosan” nyomott oszlop ...73
8.2.1 D17-4 30/110 négyszög keresztmetszetű oszlop vizsgálata egyszerűsített teherbírási vonalakkal....74

8.2.2 D17-3 35/120 oszlop vizsgálata teherbírási vonallal 76
8.2.3 D17-2 35/120 keresztmetszetű oszlop vizsgálata 77
8.2.4 D17-1 35/120 legjobban terhelt oszlop vizsgálata teherbírási vonalakkal 78
9. Alaptestekre jutó terhek 79

Rajzi melléklet

- S1 – Záródödém zsaluzási terv, alsó vasalási terv ..... M=1:50
- S2 – Záródödém felső vasalási terve ..... M=1:50
- S3 – Záródödém átszúródási vasalása ..... M=1:15
- S4 – Földszint feletti födém (L5A) vasalása ..... M=1:50
- S5 – Földszint feletti födém (L5B) zsaluzási terve, alsó vasalási terve ..... M=1:50
- S6 – Földszint feletti födém (L5B) felső vasalási terve ..... M=1:50
- S7 – Földszint feletti födém (L5B) átszúródási vasalása ..... M=1:15
- S8 – Garázsfödém (L2) zsaluzási terve, alsó vasalási terve ..... M=1:50
- S9 – Garázsfödém (L2) felső vasalási terve ..... M=1:50
- S10 – Garázsfödém (L2) átszúródási vasalása ..... M=1:15
- S11 – LH2.3 lépcső vasalási terve ..... M=1:20
- S12 – G51 gerenda zsaluzási és vasalási terve ..... M=1:50
- S13 – D17 pillérek zsaluzási és vasalási terve ..... M=1:50

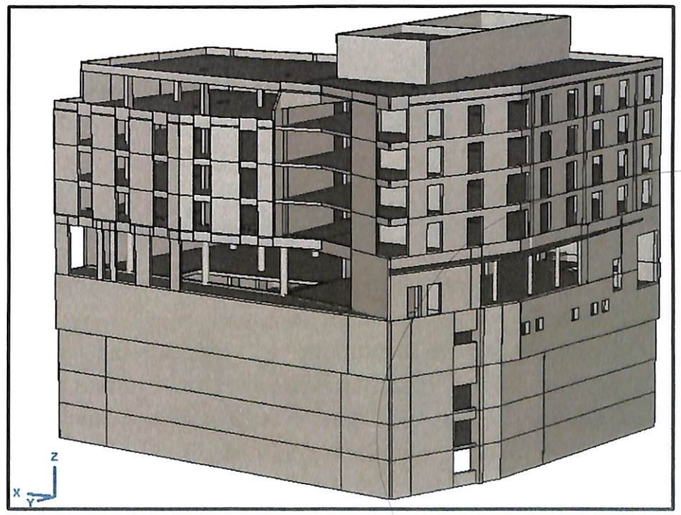
A dolgozat célja

A tartószerkezeti kiviteli tervdokumentáció célja, hogy pontosan megmutassa a tervezett épület/építmény műszaki tartalmát és minden szokásostól eltérő részletét. Célja továbbá az építőmérnöki tanulmányaim alatt tanult statikai számításra támaszkodva, általam készített kiviteli tervdokumentációval kapcsolatos mérnöki feladatok bemutatása egy konkrét épületen. Dolgozatomban bemutatom, hogy az épület kiválasztott fő tartószerkezeteit meg tudom vizsgálni kiviteli terv szintű szilárdsági, alakváltozási és stabilitási követelmények figyelembe vételével, tehát a teljes tartószerkezeti kiviteli terveket teljes körűen el tudom készíteni.

1. Kiindulási adatok

1.1 Az épület általános leírása

Egy 9+1 szintes monolit vasbeton tartószerkezetekkel rendelkező hotel funkciót betöltő épület munkaközi kiviteli tervrajzait kaptam kézhez. Ez tartalmaz 9 alaprajzot (É01-É09 kezdetű digitális formátumú rajzok) és 8 metszetet, két fő irányban 4-4-et „A-A"–tól „H-H" metszetig, melyek közül 3-ban megtörés is van (a metszet helye nincs feltüntetve az alaprajzokon). Az épület egy nagyobb telek sarkára került, két utca kereszteződésénél. A négyzetes raszterben kiosztott pillér és vegyes elrendezésű falas épületből félvázas építésmódból indultak ki a függőleges tartószerkezetek. A födémek fejnélküli gombafödémek, (amit, síklemez födém névvel illetik manapság). A telek teljes területének kihasználása szempontjából (és esztétikai szempont miatt) nem szabályos négyszög, vagy derékszögekben megtörő sokszögalaprajzzal készültek el a határoló homlokzatok. A pillér tengelyek 7,8 m x 7,8 m raszterben lettek elhelyezve, többségük tartja is végig ezt a pozíciót. Az alsó négy szint térszín alatt van, amik a két utcai oldal felöl résfalas munkatér határolással lett megoldva. A falak folytatódnak a telek együttes határa mentén. Alapozásként 60 cm vastag lemezalap van feltüntetve.



1. Kép: Teljes épület képe, utcai oldali nézet

Az alsó 3 szint garázs funkciót tölt be. Egy lépcsőház és egy lift vezet fel a földszintig. A legalsó szinten egy sprinkler tartály is helyet kapott egy vasbeton fallal körülzárt helységben. Minden garázsszintre külön be-és kihajtó kapu összeköttetés van a szomszédos telekről.

A 4. szint Konferencia szint nevet kapott, ahol a dolgozók öltözői, raktárak, irodák, a konferenciaterem és a hozzá csatlakozó előcsarnok kapott helyet. Megközelítése a földszintről történik az F1-F6 6db felvonóval, LH1; LH2 és LH3 lépcsőházzal, és egy egykarú acél-lépcsővel.

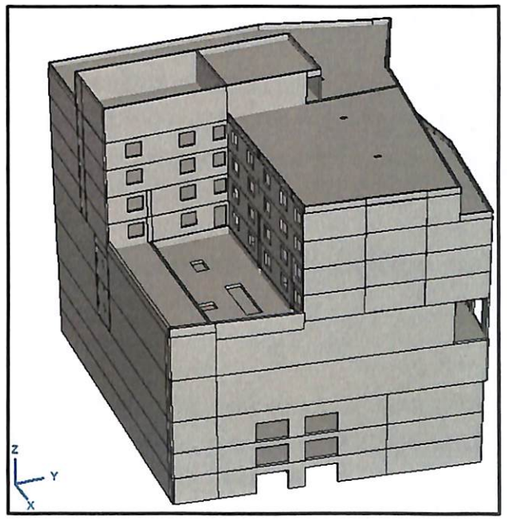
Az 5. szint a Földszint, ahol a főbejárat, egy járdának kialakított árkád, teherjármű behajtó, irodák, raktár helységek, konyha, bemutató tér és étterem kapott helyett.

A 6. szint az 1. emelet, ahol a hotel szobák vannak kialakítva. Ettől a szinttől az alaprajzi terület ≈200 m^2–rel csökken, mert itt van kialakítva egy intenzív zöldtető. Intenzívként van feltüntetve, de ez csak növényzetében követhető. Az egyetlen kijárási mód csak egy raktáron keresztül történhet, ezért csak növény gondozást feltételezek a tetőrészen, a mélyített födémnél 110 cm vastag termőtalaj fogadással. A 3 szintes növénytelepítést se tartottam elképzelhetőnek. Nagyméretű cserjék terhével (max 6,0 méter magasságig) számoltam, ennél magasabb ültetvényt, nem engedhetünk meg.

A 7., 8., szintek (2.,3. Emeletek) egyforma határoló alaprajzzal készültek. Csak lakószoba funkció fordul elő.

A 9. szint alaprajzában megegyezik a 7-es, 8-as szinttel, viszont itt az utcára néző oldalon van kialakítva egy erkély.

A 9+1 szint, egy gépháznak nevezett helység, melynek méreteit csak a metszetekből sikerült előállítani. Funkciója az F1; F2; F3 felvonók felső tartószerkezet elfedése a lépcsőház tetőfödémre rávezetése, karbantartási célokra. Hasznos teher a gépházon kívül, mint nem járható tető.



2. Kép: Hátoldali nézet

Az épülethez tartoznak még vasbeton előtetők, amiket külön szerkezetként vettem figyelembe, ugyanis annak saját oszlopai vannak és csak kis mértékben terhelnek rá a záródödémre és a 8. szinti födémre (innentől L8), mint ferde lemez, illetve a földszinti födém egyik gerendájára, mint árkád feletti födém.

1.2 A tartószerkezet részletesebb bemutatása

Munkám során, a következő tartószerkezeteket fogom részletesen vizsgálni:

- **Záródödém (L9-es lemez)** ≈740 m^2. A lemez pontokon megtámasztott eredetileg 30/40 oszlopokon, szélső peremein falakkal, gerendákkal és attikafalakkal megtámasztott és merevített vasbeton lemez. A munkaközi terven 32 cm vastagsággal. Esővíz elvezetésként 7 db egyforma kialakítással födémáttörések vannak elhelyezve, a mezők közepén. A kapcsolódó ferde lemezről terheket nem raktam rá, azt a falak az alatta lévő szint födémje és a saját oszlopai veszik fel. Felmenő falak (gépház) részben tartófalak fölé részben pillérek között lemezre kerül. Tüskés vasátvezetéssel lesz összekapcsolva.

Alatta lévő szinten van egy 15 cm vastag vasbeton fal mely több szinten tart, de nem kerül kiváltásra, ezért ezt a belső falat nem veszem figyelembe támaszként. De ennek a fal fölött egy

merev 2 támaszú gerendát alkalmaztam, a nagy lehajlások elkerülése érdekében. Méretezés: Hajlításra, pontokon történő átszúródás ellen, és merevségre.

- **Földszint feletti födém (L5-as lemez)** ≈985 m^2. Süllyesztett része **(L5A)** ≈130 m^2. Zöldtetőként fenntartott hely: ≈200 m^2.

A lesüllyesztett rész 80 cm mély ennek vastagsága kiindulásként 40 cm. Körben gerendához kapcsolódik (G51; G52; G53). A G51 és G52 gerendákra a felette lévő szint falterhe is rá kerül a lemezről származó terheken felül. A fölötte lévő szintek lemezterhei és falterhei a merev és magas attikafal kiváltóként kezelhető minden szinten, amit a falba épített bordákra terhel rá. A zöldtetőn 3 különböző nyílás található meg, amik az alatta lévő konyhához ad bevilágítást, a nyílásokat fal 1,76 m magas vasbeton falak veszik körül.

A magasított résznél **(L5B)** az árkád oldaláról a 4 támaszú gerenda (G54) 15 centivel a 60-as átmérőjű oszlopok felé lett húzva, mert nem volt meg elég felfekvés (6-7 cm), ennek folytatásában megtörik a főbejárat felett.

Az épület másik utcai homlokzatánál is történt változtatás, ott egy 3 támaszú gerenda működött (G55), mint födém szélső támasz és a felette lévő szintek lejövő erői számára kiváltóként is funkciónál, és még az előtető is konzolosan nyúlik ki ezzel csavarást okoz. Ezen hatásokra komoly probléma merült volna fel a tervezés alatt. További két támaszt használtam, így lett 5 támaszú gerenda.

Méretezés: Hajlításra, pontokon történő megtámasztás miatt átszúródás vizsgálatra, és merevségre.

- **Garázsfödém (L2-es lemez)** ≈1010 m^2.

Méretezés: Hajlításra, pontokon történő átszúródás ellen, és merevségre.

A legkevesebb önsúllyal és hasznos teherrel bír, viszont a magasabb páratartalom/ kialakuló nedves körülmények között nagyobb beton takarást kell alkalmazni, mint egy xc1 környezeti osztálynál. xc2 környezeti (kitéti) osztályhoz tartozó betontakarást alkalmaztam.

- **G51 gerenda**. 40/118 keresztmetszetű 4 támaszú tartó. Felül és alul is kapcsolódik hozzá egyik oldalról lemez. Tekinthető egy faltartó alsó övének is, de gerendaként lett méretezve.
- **D17 Pillérsor.** A legjobban terhelt pillérsort, vizsgáltam. Klasszikus síklemez födém - oszlop kapcsolatok. Átszúródás szempontjából általános esetben falvégként (h/b>2) kellett figyelembe venni a nyíródásnál, ez erősebb vasalást igényel, illetve oszlop keresztmetszet növelése is szóba jöhet. Ez a méretnövelés az oszlop méretezésnél is jól jön, viszont több helyet vesz el a területből.

  A legjobban nyomott oszlopsornál figyelni kellett a vashányad maximum alatt tartására. Ez teljesül. Jellemző keresztmetszetek: Pince/garázs szintek: 35/120; Konferenciaszint: 30/110; Földszint: Ø60 átmérőjű kőrpillérek
- **LH2 –es lépcsőház.** Végig egyenlő szerkezeti vastagságú (eredetileg 20 cm) de változó szintmagasságok áthidalására funkcionáló 2 karú lépcsők. Konferencia szintről induló (L3) és egészen a záródémig vezető lépcsők összessége. A köztes pihenők mindhárom oldalon feltámaszkodnak a 20 cm vasbeton falba, a már előre kialakított cipzárvasalás fogadóhelyén. Födémszinti pihenő nem tartozik az 1-2 lépcsőkhöz. Fellépési magassága 17 cm az első két szint áthidalásánál, majd 16,4 cm az emeletek áthidalására, az utolsó szintnél 17,5 cm magas fellépési magasság van kialakítva.

- **Alapozás.** Alapozásként 60 cm vastag alaplemez van feltüntetve, ennek megfelelőségéről nem fogok számítást készíteni, de közel pontos eredményt számolok majd az alapra jutó terhekből. A résfalak munkatér határolás mellett alaptestként is funkcionálnak. Az utca oldalakról a földszinti homlokzati falak nagy részben a résfalakra viszik át a terhet.

1.3 Anyagminőségek, anyagjellemzők

1.3.1 Betonacél

Alkalmazott betonacél: B500 B csavarbordás
- acél folyáshatárának karakterisztikus értéke: f_{yk} = 500 N/mm^2; γs = 1,15;
- betonacél folyáshatárának tervezési értéke: f_{yd} = 435 N/mm^2;
- betonacél rugalmassági modulus: Es = 2*10^5 N/mm^2
- az acél határnyúlásának karakterisztikus értéke: ε_{uk} = 18 %
- a nyomott betonzóna relatív magassága ennél a minőségnél: $\xi c,_0$ = 0,49

1.3.2 Beton

A választott beton minőség **C30/37** szilárdsági osztályú. Azért lett nagyobb szilárdságú beton választva a C20/25-C25/30 betonminőségek helyett, ugyanis a vasbeton lemezek 7,8 m-es fesztávúak (van ahol nagyobb), ezért szükséges a nagy merevség a lehajlás ellen, anélkül hogy nagyon felemelnénk a lemezvastagságot. Több 100 négyzetméternél ennyi szintnél az a pár centi minden szinten az alapozásra nézve nem jó megoldás. A nyomott igénybevételű szerkezetek, oszlopokkal, falakkal is jobb eredményre jutunk, ha nagyobb szilárdságú betont használunk, ezzel vékonyabb szerkezetet kapunk, mert a helyre szükség van. Másik fontos tényező a pontokon megtámasztott síklemez átszúródása, ahol a beton minőségével, „alacsonyan" tarthatjuk a lemez vastagság, nem kell akkora mennyiségű nyírási vasalás.

Általános anyagjellemzők:
- beton térfogatsúlya: γ_b = 24 kN/m^3
- vasbeton térfogatsúlya: γ_{vb} = 25 kN/m^3
- lineáris hőtágulási tényező: α_b= 10×10^{-5} 1/°C
- hengerszilárdság karakterisztikus értéke: f_{ck} = 30 N/mm^2; γc = 1,5
- nyomószilárdság tervezési értéke: f_{cd} = 20,0 N/mm^2;
- beton húzószilárdságának tervezési értéke: f_{ctd} = 1,4 mm^2
- beton húzószilárdságának várható értéke: f_{ctm} = 2,9 mm^2
- beton kezdeti rugalmassági modulusa: E_{cm} = 3,3 * 10^4 N/mm^2
- beton alakváltozási tényezője a kúszás végértékével: $E_{c,eff}$ = 1,05 * 10^4 N/mm^2
- kúszási tényező átlagos végértéke: 2,13
- beton zsugorodás végértéke: 0,4 ‰
- ε_{cu} = 3,0 ‰
- a minimális húzott vashányad C30/37 beton minőség esetén:
ρ_{min} = 0,26 f_{ctm}/f_{yk} = 0,26 * 2,9/500 = 1,508 ‰

1.3.3 Egyéb anyagok

Egyéb anyagok felsorolása, melyek állandó teherként jelennek meg az épületen a *teherelemzések* pontban kerül részletezésre.

1.3.4 Felhasznál szabványok, előírások, programok

Statikai számítás során a következő **szabályzatok előírásait** vettem figyelembe:
- MSZ EN 1990 EC0: A tartószerkezetek tervezésének alapjai
- MSZ EN 1991 EC1: Tartószerkezeteket érő hatások
- MSZ EN 1992-1-1:2004 EC2
- MSZ EN 1992-1-1:2010 EC2: Betonszerkezetek tervezése 1-1. rész: Általános és az épületre vonatkozó szabályok

Egyéb irodalom:
- *Deák György és szerzőtársai: Terhek és hatások – Tervezés az Eurocode alapján*
- *Deák György és szerzőtársai: Vasbetonszerkezetek –Tervezés az Eurocode alapján*
- *Freund Péter: Segédletek a mechanika és tartószerkezetek c. tárgyhoz*
- *Dr. Dulácska Endre: Vasbeton szerkezetek*
- *AxisVm 12 felhasználói kézikönyv*

Felhasznált programok:
- *AxisVm 12 R3g*
- *Peikko Designe, Schöck BOLE, Halfen HDB 12.20*
- *AutoCAD 2014*
- *VBeXpress*

2. Terhek, teherkombinációk, tehercsoportosítások

Végleges állapotban vizsgálom a terheket, az építés közbeni teherváltozásokkal jelen feladatban nem foglalkozom. Ez a tartós (rendeltetésszerű) tervezési helyzet esete.

2.1 Állandó jellegű terhek

Parciális (biztonsági) tényezők:

Teherbírási határállapotban szilárdsági vizsgálatokhoz:

kedvezőtlen esetben $\gamma G_{,sup} = 1,35$; kedvező esetben $\gamma G_{,inf} = 1,0$

Használhatósági határállapotban: 1,0

2.1.1 Szerkezet önsúlya

A monolit vasbeton tartószerkezet önsúlyát az AxisVm program automatikus gravitációs teherként kezeli, előállítja. = Gk,0

2.1.2 Rétegrendek, (gépészeti terhek)

2.1.2.1 Garázsfödémek (L1; L2)

- 1,5 cm beton kopóréteg (később kifejtésre kerül): $0,015m * 24kN/m^3 = 0,36\ kN/m^2$
- gépészet (világítás): $0,1\ kN/m^2$
- összesen: $g_{k,1} = \underline{\sum 0,46\ kN/m^2}$

2.1.2.2 Konferenciaszint (L3)

- keramit burkolat /burkolólap és ragasztó együttvett vastagsága/ (egységesen mindenhol használtam a biztonság javára , ha változtatás lenne, ennél nehezebb burkolat, nem fordul elő a szinteken): $0{,}02m * 25kN/m^3 = 0{,}5\ kN/m^2$
- emelt állpadló: $0{,}4\ kN/m^2$
- fagyapot hőszigetelés alulról (6 cm): $0{,}16\ kN/m^2$
- Összesen: $g_{k.3} =$ $\sum 1{,}06\ kN/m^2$

2.1.2.3 Földszint (L4)

- Ez nem a földszint feletti födém rétegrend tömege, hanem a földszinten lévő burkolat súlya. Igaz a többinél is.
- keramit burkolat: $0{,}5\ kN/m^2$
- emelt állpadló: $0{,}4\ kN/m^2$
- állmennyezet: $0{,}5\ kN/m^2$
- Összesen: $g_{k.4} =$ $\sum 1{,}4\ kN/m^2$

2.1.2.4 1. emelet (L5)

- <u>lakószoba rész</u>: (L5b)

- keramit burkolat: $0{,}015m * 25kN/m^3 = 0{,}375\ kN/m^2$
- önterülő aljzatkiegyenlítő réteg: $0{,}13\ kN/m^2$
- 5 cm vastag aljzatbeton (LC2): $0{,}05m * 18kN/m^3 = 0{,}9\ kN/m^2$
- Lépéshangszigetelés (EPS): $0{,}04m * 0{,}1kN/m^3 = 0{,}04\ kN/m^2$
- állmennyezet: $0{,}5\ kN/m^2$
- Összesen: $g_{k,5a} =$ <u>$\sum 1{,}95\ kN/m^2$</u>

- <u>zöldtető</u> (csak füvesített rész) (L5b); ≈30 cm vastag „talajréteg"

- növényzet (kicsi bokrok, cserjék): $0{,}1\ kN/m^2$
- 20 cm ültető közeg (nedves stabilizált): $20cm * 0{,}15kN/m^2 = 3{,}0\ kN/m^2$
- 8 cm ásványi keverék: $8cm * 0{,}14kN/m^2 = 1{,}12\ kN/m^2$
- műanyag drénlemez: $0{,}25\ kN/m^2$
- PVC vízszigetelés + technológiai szigetelések: $0{,}12\ kN/m^2$
- 14 cm hőszigetelés (XPS): $0{,}14m * 0{,}5kN/m^3 = 0{,}07\ kN/m^2$
- PVS párazáró szigetelés
- állmennyezet: $0{,}5\ kN/m^2$
- Összesen: $g_{k,5b} =$ <u>$\sum 5{,}5\ kN/m^2$</u>

- <u>zöldtető</u> (mélyített, többszintes növénnyel) (L5a); ≈110 cm vastag „talajréteg"

- növényzet (nagy bokrok, cserjék, 6,0 m magasságig): $0{,}4\ kN/m^2$
- 62 cm ültető közeg (nedves stabilizált): $62cm * 0{,}15kN/m2 = 9{,}3\ kN/m^2$
- 20 cm ásványi keverék: $20cm * 0{,}14kN/m2 = 2{,}8\ kN/m^2$
- műanyag drénlemez: $0{,}33\ kN/m^2$
- PVC vízszigetelés + technológiai szigetelések: $0{,}12\ kN/m^2$
- 10 cm hőszigetelés (XPS): $0{,}10m * 0{,}5kN/m3 = 0{,}05\ kN/m^2$

- PVS párazáró szigetelés
- könnyű lejtbeton 2% lejtéssel (8 cm bizt. javára): 0,08m * 6kN/m3 = 0,48 kN/m^2
- állmennyezet: 0,5 kN/m^2
- Összesen: $g_{k,5c}$ = ∑ 14,0 kN/m^2

2.1.2.5 Általános emeletek (L6; L7; L8)

1. emelet rétegrendével megegyező. (2.1.2.4)

- Összesen: gk,5a = ∑ 1,95 kN/m^2

2.1.2.6 Zárófödém (L9)

- bitumenes vízszigetelés (mechanikai rögzítés -> nem kell leterhelés) 0,03 kN/m^2
- lejtésképzés (átl. 10 cm): 0,1m * 22kN/m3 = 2,2 kN/m^2
- 14 cm hőszigetelés (XPS lépésálló) 0,14m * 0,5kN/m3 = 0,07 kN/m^2
- állmennyezet: 0,5 kN/m^2
- Összesen: $g_{k.9}$ = ∑ 2,8 kN/m^2

2.1.2.7 Gépház tető (L10)

Zárófödém terhével megegyezik (2.1.2.5)

- Összesen: $g_{k.9}$ = ∑ 2,8 kN/m^2

2.1.2.8 LH-2-es lépcsőház

- keramit burkolat vízszintesen: 0,02m * 25kN/m^3 = 0,5 kN/m^2
- keramit burkolat függőlegesen: 0,02m * 25kN/m^3 * 17cm/30cm = 0,28 kN/m^2
- vakolat vízszintesen 0,015m * 20 kN/m^3 = 0,3 kN/m^2
- vakolat a lépcsőkaron (30° -os lejtésben) 0,3 kN/m^2 / cos 30° = 0,346 kN/m^2
- vasbeton lépcsőfokok 17 cm fellépés 0,17m / 2 * 25kN/m^3 = 2,125 kN/m^2

Összesen a lépcsőkaron $g_{k.10a}$ = ∑ (0,5+0,28+0,336+2,125) = 3,25 kN/m^2

Összesen a pihenőlemezeken $g_{k.10b}$ = ∑ (0,3+0,5) = 0,8 kN/m^2

2.1.3 Vonal menti terhek

2.1.3.1 Földszinti födém (L5)

- lemezen 1 szint magas 15 cm vastag vasbeton fal (nem együttdolgozóként feltételezem, csak teherként jelenik meg)
  belmagasság 2,7 m → 0,15m * 1,0m * 2,7m * 25kN/m^3 =gv,1 = 10,125 kN/m

- homlokzati falak kiváltókra (G51; G52; utcai homlokzat felől), lemezszélre:
20 cm vastag, 2,7 m magas → 0,2m * 1,0m * 2,7m * 25kN/m^3 =gv,2 = 13,5 kN/m

- felső szintekről lejövő teher G55-ös kiváltóra (minden teher benne lesz majd)
  Később kerül meghatározásra, előbb kell a zárófödém vonalmenti támasz reakcióereje az adott szakaszon, és a gerenda fölötti födém szintek P_{Ed} arányai. = gv,3

- Zöldtető, födémáttörés körüli vasbeton falazások
  15 cm vastag, 1,76 m magas + üvegtető
  → 0,15m * 1,0m * 1,67m * 25kN/m^3 + 0,1 kN/m = gv,4 = 6,7 kN/m

- 30 cm vastag fal, a nem zöldesített rész elkerítéséhez, kis létra fogadására.
  1,36 m magas → 0,3m * 1,0m * 1,36m * 25kN/m^3 = gv,5 = 10,2 kN/m

2.1.3.2 Záródödém (L9)

- körbefalazás áttörés körül kiselemes falazóelemmel
  1,5 m magas, 12 cm vastag, kevéslyukú, égetett agyagtégla
  → 1,5m * 0,12m * 1,65 kN/m^3 = gv,6 = 3,0 kN/m

2.2 Esetleges terhek

Parciális (biztonsági) tényezők:
Teherbírási határállapotban: $\gamma Q,i = 1,5$;
Használhatósági határállapotban: 1,0

2.2.1 Hasznos terhek

Födém jele	Sorszám (i)	Használati osztály / Funkció	Hasznos teher qk,i (kN/m^2)	Egyidejűséget és tartósságot figyelembe vevő tényező	
				ψ0	ψ2
L1; L2	1	F- parkoló	2,5	0,7	0,6
L1; L2	2	A- gépház *	1,5	0,7	0,3
L3	3	C2- előadó, előcsarnok	4,0	0,7	0,6
L3	4	raktár	5,0	1,0	0,8
L3	5	B- irodák, öltözők	3,0	0,7	0,4
L4	6	A- járda (erkély)	3,0	0,7	0,3
L4	7	B- iroda, fogadótér	3,0	0,7	0,3
L4	8	A- konyha,	2,0	0,7	0,3
L4	9	C1- étterem, kiállítótér	3,0	0,7	0,6
L4	10	G- árufeltöltő	5,0	0,7	0,6
L5; L6; L7; L8	11	A- hotel szobák	2,0	0,7	0,3
L8	12	A- erkély	3,0	0,7	0,3
L9	13	gépház **	1,0	0,7	0,3
LH	14	lépcsők	3,0	0,7	0,3

* Nem rendszeres tartózkodás céljára, (padlásszerű funkció) sprinkler tartály fölötti funkció nélkül megjelölt falakkal körbezárt helység
** Nem rendszeres tartózkodás céljára (Freund P. Segédletek…)

2.2.2 Válaszfal terhek

Egyenletesen megoszló helyettesítő teherként működtetem a födémen
ψ0; ψ2 = 1,0

- L5; L6; L7; L8: belmagasság kisebb, mint 3 m → $q_{kv,1} = 2,5$ kN/m^2
- L3; L4: belmagasság nagyobb, mint 3 m → $q_{kv,1} = 3,0$ kN/m^2

2.2.3 Szél teher

- Lapostetőkön megjelenhet főleg szélszívás és kismértékű felületre merőleges jellegű szélnyomás, mivel hóval egyidejűleg, ha az működne a maximális értéken, akkor lefújná azt a jelentkező szél. Ezért külső előfordulású széllel nem számolok.
- Belső szélszívás mértéke: $W = C_p * q_p$

  Cp = nyomási tényező = -0,3
  qp = torlónyomás csúcsértéke = Ce(z) * qb
  átlagos torlónyomás: qb = 0,25 kN/m2
  Ce(z)=helyszíntényező – referenciamagasságtól függ, és beépítettségtől – III. beépítési kategóriába tartozik
  Referencia magasság: Zi ≈ 21,6 m →Ce(zi) = 2,2 → qp = 2,20 * 0,25 = 0,55 kN/m^2
  Qw = 0,3 * 0,55 = 0,16 kN/m^2

2.2.4 Hóteher

Tetők hóterhe: $Qs = \mu_i * Ce * Ct * Sk$

- Sk = hó karakterisztikus értéke = 1,25 kN/m^2
- Ce = csökkentő tényező szeles terepviszony = 1,0; vagy 1,2, ha szélvédett
- Ct = hőmérséklet miatti csökkentő tényező = 1,0
- μ_i = alaki tényező

2.2.4.1 Zöldtető hóterhe

Mivel nem olyan nagy a területe a zöldtető résznek, és intenzív tetőként rendszeres gondozásra szorul, nem veszek figyelembe hófelhalmozódást. De szélvédett résznek tekintem a sarkot.

- Lapostetőnél (α =0°) $\mu_i = 0,8$;
- Ce = 1,2

  Qs = 0,8 * 1,2 * 1,0 * 1,25 = 1,2 kN/m^2

2.2.4.2 Előtető hóterhe

A vizsgált szakaszon kis kilógású és a hó lefúvás sem akadályoztatott.
Qs = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,25 = 1,0 kN/m^2

2.2.4.3 Erkély hóterhe

Az erkélyen is 1,0 kN/m^2 megoszló hóteherrel, hófelhalmozódással lehetne számolni, de a 3,0 kN/m^2 hasznos terhelést nem fogja meghaladni. És a teherkombinációknál nem fog egyszerre szerepelni ez a két esetleges teher. Ezért a hó az erkélyen nem mértékadó teher.

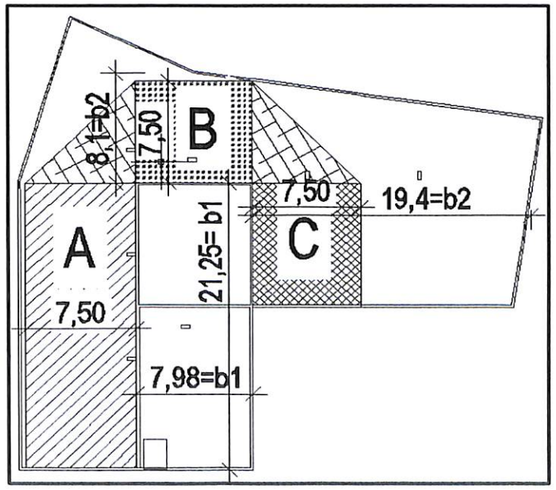
2.2.4.4 Zárófödém hóterhei

A gépház és a födémáttörések körüli, illetve attika fal is megnehezíti a hó lefúvását, és a kiálló részek körül hófelhalmozódás jöhet/ jön létre. Az akadályok környezetében ez változó intenzitású hóterhet jelent.

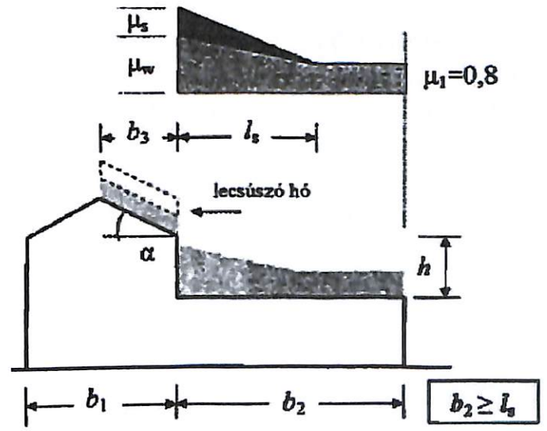
- Általános rész:
  →Qs = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,25 = 1,0 kN/m^2
- Gépház teteje (egy modellen lesznek)
- Itt sem akadályoztatott a hó, és nincs akkora terület se, hogy felhalmozódjon.
  →Qs = 1,0 kN/m^2
- Fallal kőrbe kerített rész
- Mivel nem tudja elfújni a szél az ide esett havat, Ce = 1,2
  →Qs = 1,2 kN/m^2
- Változó intenzitású hóterhek adatai:

$\mu_w = \min\left\{4{,}0; \frac{b1+b2}{2h}; \frac{\gamma_{set} * h}{s_k}\right\}$, de $\mu_w \geq 0{,}8$

μ_w = szél átrendező hatásához tartozó alaki tényező (magas szerkezetek mellett)
h = két szint különbsége (gépház attikafal szintje) =3,75 m
γ_{set} = a megülepedett hó súlya = 2,0 kN/m^3
S_k = 1,25 kN/m^2
ls = max {5 m; 2*h}, de ls ≤ 15 m



4. Kép: Jelölések és méretek a zárófödémen, a hófelhamozódás különböző esetei.



3. Kép: Magyarázat b1; b2 és ls jelölésekhez

ls = 2* 3,75m = 7,5 m

A hó a gépház körül tud felhalmozódni.
3 falra merőleges irányból (A; B; C) tudom vizsgálni μ_w értékét. b2 mindig nagyobb lesz, mint ls.

A zóna:

$\mu_w = \min = \frac{b1+b2}{2h} = \frac{8+8}{2*3,75} = 2,12$

$Qs_{,A} = 2,12 * 1,0 * 1,0 * 1,25 = 2,65\ kN/m^2$

B zóna:

$\mu_w = \min = \frac{b1+b2}{2h} = \frac{8,1+21,25}{2*3,75} = 3,91$

$Qs_{,B} = 3,91 * 1,0 * 1,0 * 1,25 = 4,89\ kN/m^2$

C zóna:

$\mu_w = \min = \frac{b1+b2}{2h} = \frac{8+19,4}{2*3,75} = 3,56$

$Qs_{,C} = 3,56 * 1,0 * 1,0 * 1,25 = 4,45\ kN/m^2$

A egymás melletti zónák Δ alakú terhének a fal felöli oldalán a szomszédos zónák átlagos hóterhét használtam.

A-B között 3,8 kN/m^2-től csökken 1 kN/m^2–ig a Δ másik két szöge fele.

B-C között 4,7 kN/m^2-től csökken 1 kN/m^2–ig a Δ másik két szöge fele.

A födémáttöréseket is lefedtem a hóteherrel.

2.3 Teherkombinációk

A terheket karakterisztikus értékkel vettem fel AxisVm modellezésben. A teherkombinációkat *Egyedi kombinációk teheresetenként* funkció segítségével fogom használni. De lesznek esetek mikor a födémre jutó egyenletesen megoszló terhekből szükségem lesz az 1 m^2 jutó tervezési, (vagy kvázi állandó) értékre.

Tervezési vizsgálatoknál tartós tervezési helyzetben használt hatáskombináció

$PEd = \sum \gamma G,i * gk,i + \gamma Q,j * qk,i + \sum \gamma Q,i * \psi 0,i * qk.i$

Használhatósági vizsgálatoknál kvázi állandó hatáskombináció esetén

$Pqp = \sum gk,i + \sum \psi 2,i * qk.i$

2.3.1 Záródödém (L9) hatáskombináció

28 cm vastag lemezzel számolva ($Gk_{,0}$ = 0,28m * 25 kN/m^3 = 7 kN/m^3

Qs = 1,1 kN/m^2 – változik az intenzitása, ez egy átlagos hóteher lehet.

- PEd = 1,35 * ($Gk_{,0}$+ $gk_{,9}$)+1,5 * Qs = 1,35*(7,0+2,8)+1,5*1,1 = <u>14,88 kN/m^2</u>
- Pqp = ($Gk_{,0}$+ $gk_{,9}$) + 0 * Qs = 7,0+2,8)+0 = 9,8 kN/m^2

2.3.2 Földszinti födém (L5) hatáskombináció (+ többi emelet)

28 cm vastag lemezzel számolva;

Megnövelt helyettesítő totálteher alkalmazása a (tehersémák kialakítása helyett) a hasznos teherhez →1,5-ös szorzó

- P_{Ed} = 1,35 * (Gk,0 + gk,5a) + 1,5 * 1,5 * Qk,11 + 1,5 * ψ0 * qkv,1 =

P_{Ed} = 1,35 * (7,0+1,95)+1,5 * 1,5 * 2,0 + 1,5 * 1,0 * 2,5 = <u>20,33 kN/m^2</u>

totálteher nélkül: P_{Ed} = 1,35 * (7,0+1,95)+1,5 * 2,0 + 1,5 * 2,5 = <u>18,83 kN/m^2</u>

- P_{qp} = (Gk,0 + gk,5a) + 1,5 * Qk,11 + ψ2 * qkv,1 =

P_{qp} = (7,0 + 1,95) + 1,5 * 2,0 + 1,0 * 2,5 = 14,45 kN/m^2

2.3.3 Garázsfödém (L2) hatáskombináció

26,5 cm vastag lemezt felvéve = 0,265 * 25 kN/m^3 = 6,625 kN/m^2

- P_{Ed} = 1,35 * (Gk,0 + gk,1) + 1,5 * 1,5 * Qk,1=

P_{Ed} = 1,35 * (6,625 + 0,46) + 1,5 * 1,5 * 2,5 = <u>15,19 kN/m^2</u>

totálteher nélkül: P_{Ed} = 1,35 * (6,625 + 0,46) + 1,5 * 2,5 = <u>13,31 kN/m^2</u>

- P_{qp} = (Gk,0 + gk,1) + 1,5 * Qk,1 =

P_{qp} = (6,625 + 0,46) + 1,5 * 2,5 = 10,84 kN/m^2

2.3.4 További födémek részletezés nélkül:

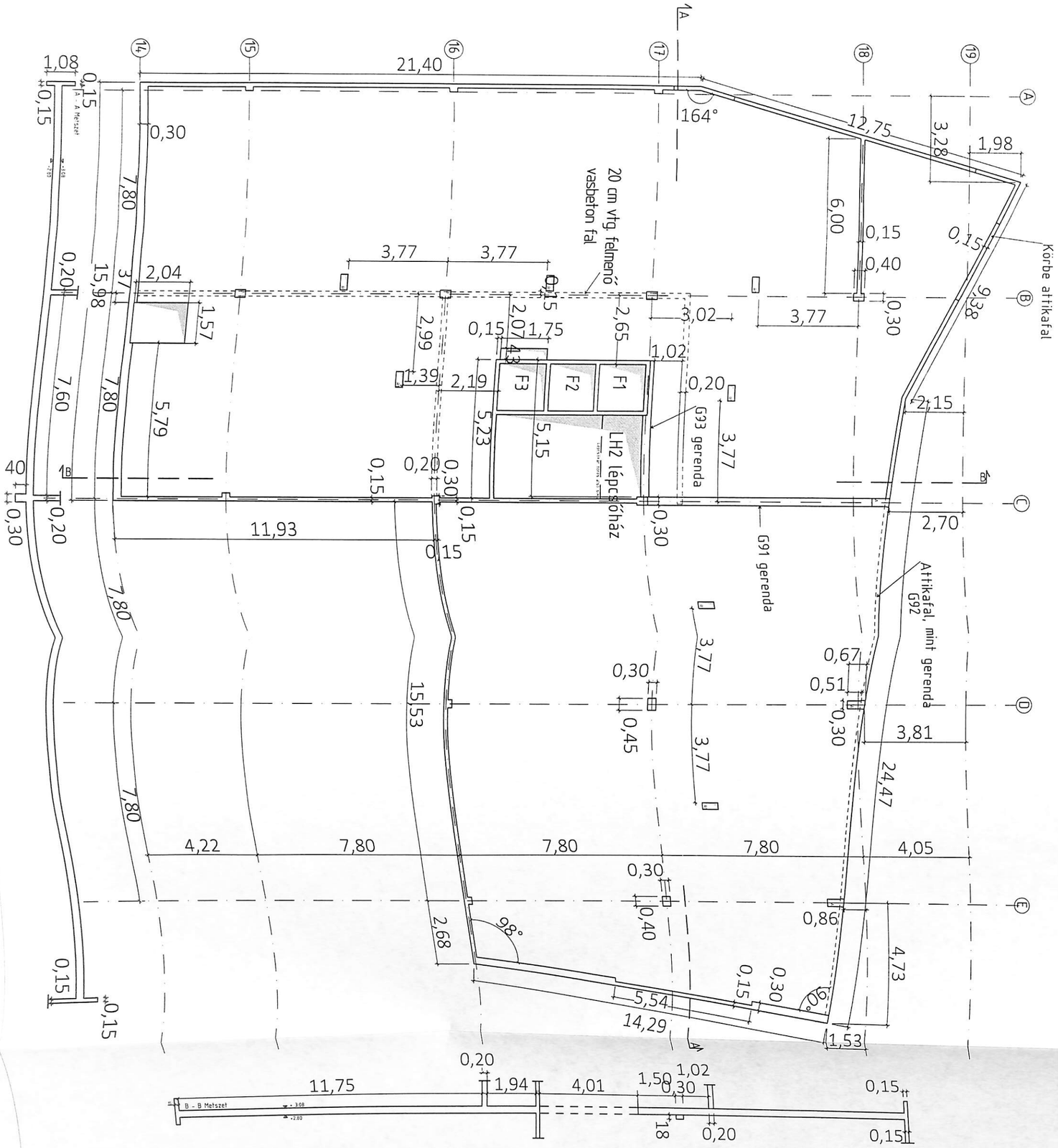
Egyenletes leterhelés totálteher alkalmazása nélkül. (Oszlop méretezéséhez)

Konferencia szint feletti födém:

P_{Ed} = 1,35 * (7,0 + 1,4) + 1,5 * 3,0 + 1,5 * 3,0 = <u>20,34 kN/m^2</u>

Konferencia szint terhe (L3-as födém):

P_{Ed} = 1,35 * (7,5+ 1,56) + 1,5 * 4,0 + 1,5 * 3,0 = <u>22,73 kN/m^2</u>



Munka:	Hotel	P-1
Rajz tárgya	Záródödém (9-es lemez)	M= 1:150
Rajz neve	Pozíciós terv	

3. Záródödém vizsgálata

3.1 Statikai váz, modell felvétele

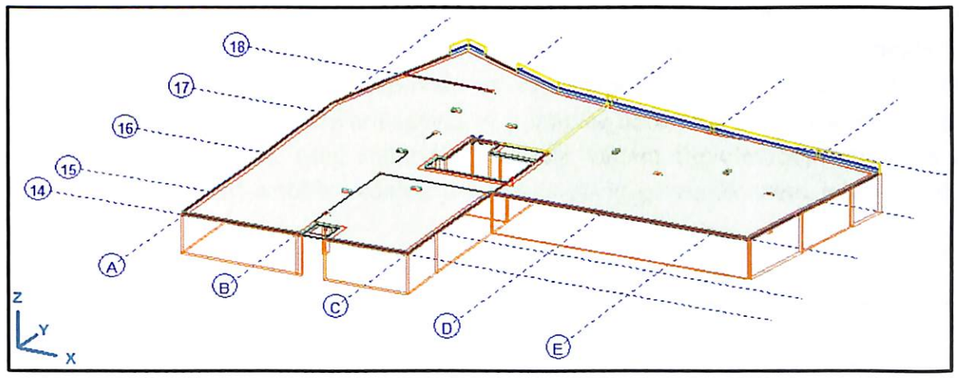
3.1.1 Statika váz, geometria, megnevezések

A lemez vastagságát 28 cm-re vettem (építész terven: 32 cm vastagság) G91 kéttámaszú gerenda 30/68 C18 és C17 oszlopok között lett felvéve. Méretének lehajlási okai voltak.

3.1.2 Modell felvétele

Két modell alapján határoztam meg a lemez mértékadó igénybevételeit (burkolóábráit)

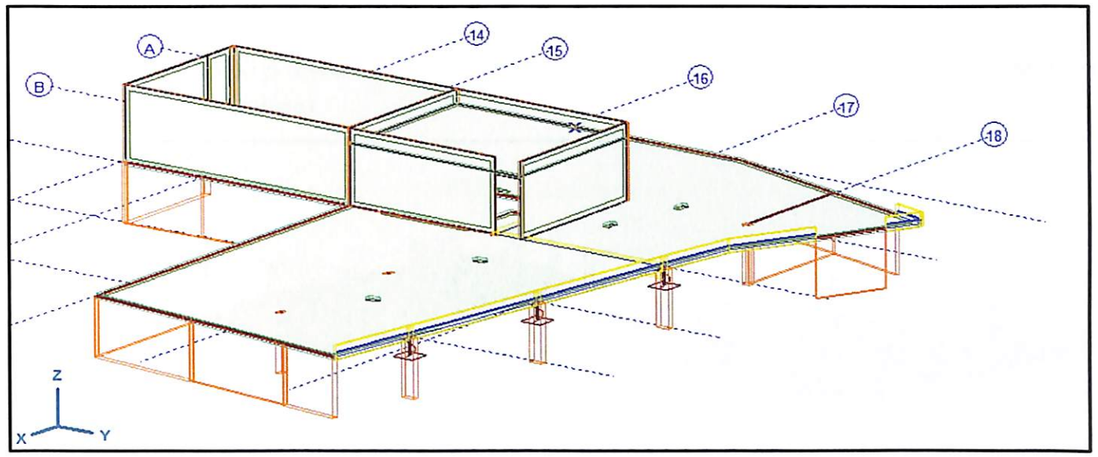
1. Készült egy olyan ahol nem került fel gépház, mint csatlakozó felszerkezet *[5. Kép]*. Ez a pesszimista megoldás, arra az esetre, ha gépház födém feletti falait nem vasbetonból, hanem



5. Kép Záródödém, gépház nélküli lemez modellel

falazott szerkezetként kerül rá, de az képes átboltozódással az oszlopokra átadni a saját terheit. Ezzel a módszerrel egy erősebb, biztonságosabb alsó vasalást eredményezett. Ekkor elég volt lemez modellel dolgozni, mert csak z irányú (függőleges) terheket helyeztem rá.

2. A másik modell a gépházat, mint 'együttdolgozó' felszerkezetet figyelembe veszi *[6. Kép]*, számol annak a födémre történő merevítésével. Falai 20 cm vastagok lettek (eredetileg 15 cm). A fal és födém kapcsolatát csuklósra vettem, hogy a vékony falak ne vegyenek fel a födémből származó nyomatékokat, csak erőket. Ez a megoldás a tervszerinti kivitelezéssel számol. Ekkor erősíteni kellett az pillérsávban a felsővasalás mértékét, mert a lemez felkapaszkodik a falra. Héj modellre volt szükség.

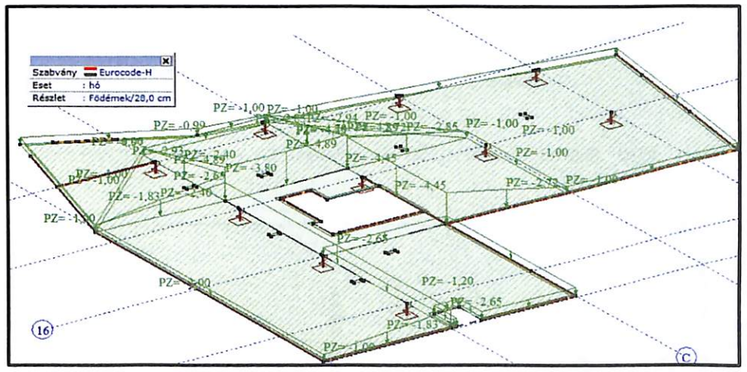


6. Kép: Zárófödém, gépházzal együtt készült héjmodell

A többi tulajdonságában egyforma, ezek:
A modelleket úgy állítottam, hogy támaszainál kiszámoltattam annak megtámasztó merevségeit, a keresztmetszet megadásával, az egy szint magas szerkezeti magassággal, csuklós kapcsolattal, és a fal/ oszlop anyagával. A y irányba néző utca oldalról vonalmenti támasz helyett az attikafallal, mint merevítő bordával vettem figyelembe, mert nem olyan merev megtámasztás, mint a többi oldalon a falak és rövid gerendák, nem lehet vonalmenti támasz.

3.1.3 Terhek felvétele

- önsúly
- burkolat/rétegrendek súlya
- hó teher
- áttörések körüli falazás-falteher gv,6
- Ábrázolása:



7. Kép: Hóteher intenzitásának változása, feltorlódás

3.2 Igénybevételek

3.2.1 Hajlítás (nyomatékok)

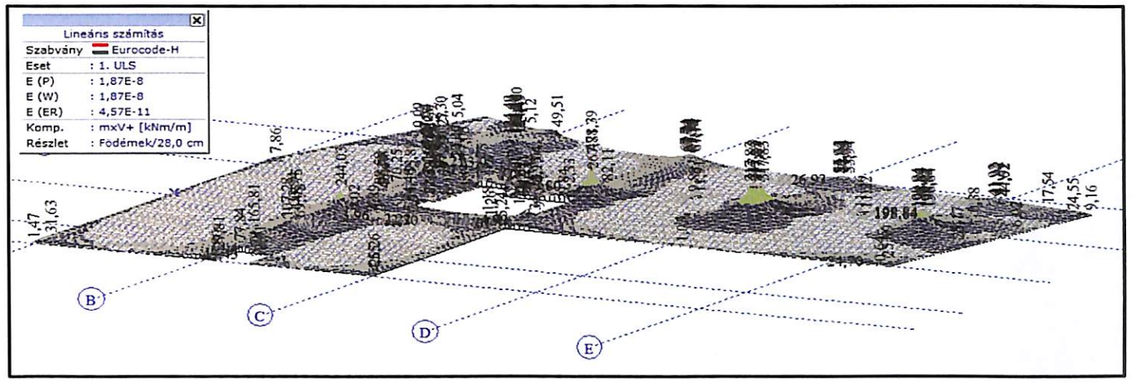
Lineáris statikai futtatást használok, a rugalmas modell nem veszi a vasbeton képlékeny alakváltozását, a repedéseket. (Majd lehajlás vizsgálatnál)

Adatok kigyűjtés: (Legnagyobb igénybevételek a lemezben, hol és mennyi:)

mΔV vasalási nyomatékokból lehet vastagságot ellenőrizni / méretezni (így beleveszi a lemezben ébredő csavaró nyomatékokat is)

- az oszlopok fölötti nyomatéki csúcsot levágom

-igénybevételek kigyűjtése csak a „gépházzal készült" modellből (most ki van kapcsolva a szerkezeti rész ábrázolása)

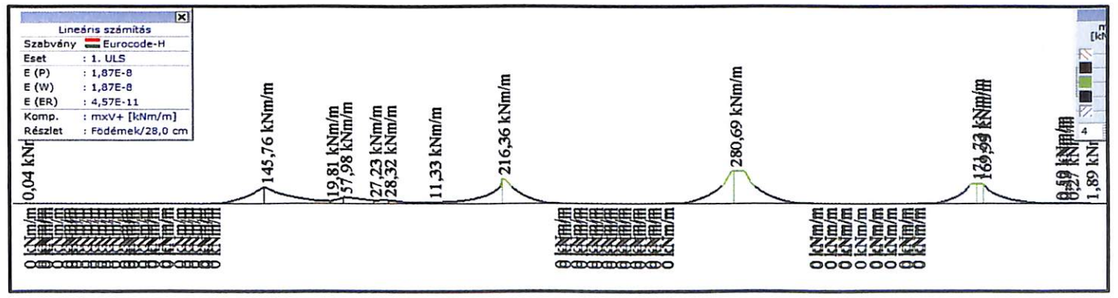


8. Kép Negatív (felső) nyomatékok a lemezben x irányban (y tengely körüli hajlítás)

- mxV+ = **478,39 kNm** – falvég - G91 - G93 - lépcső lemez találkozásánál kialakult csúcs C17 raszter keresztnél → második legnagyobb: **<u>317,83 kNm</u>** - D17
- mxV- = **96,3 kNm** – egy áttörés mellett
- myV+ = **572,79 kNm** (ugyan ott mint mxV+) → **<u>329,34 kNm</u>** (második legnagyobb nyomaték)
- myV- = **121,8 kNm** – áttörés mellett, mint mxV- → mezőközépen nincs ilyen nyomatéki csúcs; ezért mértékadó vasalatot ad a = 79,9 kNm

→$\mathbf{M_{Ed}}$ = **<u>329,34 kNm</u>** (572,79 a fal és az oszlop közelsége és a több gerenda találkozása miatt van – nem jó referencia → érdemes megnézni diagramm sávval (metszetszakasz az oszlopsávban)-

ekkor egy 1 méter széles lemezdarabra kapjuk meg az szélességnek megfelelő átlagot. egy ilyen példa:



9. Kép: 1 méter széles sávszélességel készült metszetszakasz diagram sáv a „C" raszter vonalban xz nézetben ábrázolva mxV+ értékekkel

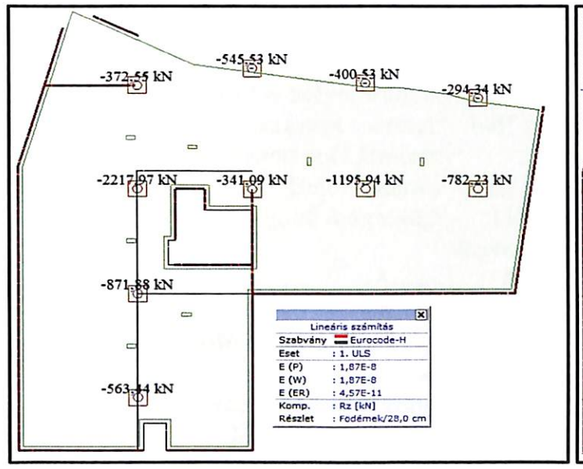
- ekkor a myV+ = 216,36 kNm

Ezért biztonsággal méretezhetőnek tekintem a D17 oszlop feletti igénybevételi maximumokat.

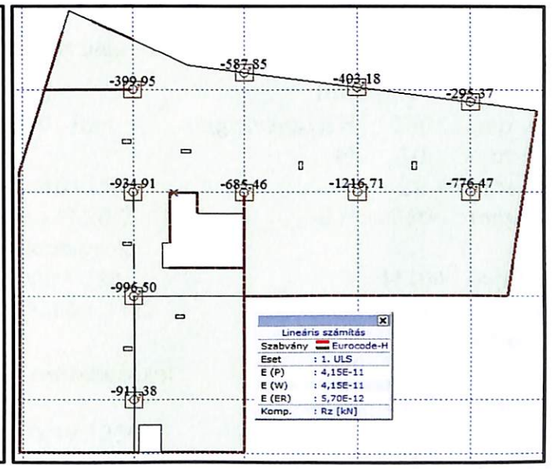
3.2.2 Támasz reakcióerők – átszúródás/ nyíródás

Szükség van a pontszerű támaszok reakcióerejére, mert a kis keresztmetszetű oszlopok hajlamosak átszúrni a vékony lemezeket.

Itt megint a D17 pillérnél van a mértékadó hely, mert a legnagyobb értéknél (B17) a gépház fala folytatódik, amit csökkenti az átszúródás esélyét $Rz_{max} = V_{max} = (V_{Ed,0}) =$ **1216,71 kN**



11. Kép Gépházzal készült modell



10. Kép Nincs gépház

3.3 Méretezés

3.3.1 Lemezvastagság ellenőrzése/ meghatározása igénybevétel alapján

- Szükséges adatok:
- Beton: C30/37 – X1 – 24 – F2 — fcd = 20 N/mm2
- Betonacél: B500B — fyd = 435 N/mm2
- Betonfedés becslése (Ø20 vashoz) — Cnom = 10 + max{15;10;20}- 5 = 25 mm
- Mmax = 329,34 kNm

1 m széles sáv ellenőrzése hajlításra.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = b^* xc * fcd\ (d - xc/2)$$

$$d = ?$$

nyomott zóna magassága: $xc = \xi c * d$;$(0,2 < \xi c < 0,3)$

$$xc = 0,25 * d$$

$$329,34\ kNm * 10^6 = 1000mm * 0,25\ d * 20\ N/mm^2 * (d - 0,25\ d/2)$$

$$\frac{329,34 * 10^6}{1000 * 0,25 * 20} = d^2 \left(1 - \frac{0,25}{2}\right)$$

$$65868 = 0,875\ d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{65868}{0,875}} = \mathbf{274,4}\ mm$$

Statikailag szükséges lemez vastagság = d + Cnom +Ø/2 = 274,4 + 25+ 20/2 = 309 mm
Nem növelem a lemezvastagságot, mert xc = 0,25 * d –re vettem fel, ezen én ronthatok is.
Fontos lesz, majd hogy a lehajlás hogy alakul, de 28 cm vastagság maradhat.
Alkalmazott vastagság: h = 28 cm

3.3.2 Alkalmazott vasmennyiségek a mértékadó helyeken.

+ Vasalás lépcsőzésének kialakítása, mely az egész födémre teljesül.

3.3.2.1 myV- vasalási nyomatékra vasmennyiség számolás

Vasalás helye; iránya:	alsó		főirány y		
Szerkezet méretei:	beff =	1000 mm	magassága: h =	280	mm
Feltételezett acél átmérő:			Ø	10	mm
Betontakarás:	c_{nom} =	10+15	=	25	mm
Dolgozó magasság:	1180 - 45 - Ø 20/2		d =	250	mm
	Szerkesztési szabályok:				
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 280		=	11200	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 2*400 * 1132		=	377	mm^2/m
Mértékadó nyomaték:			**M_{Ed} =**	79,9	**kNm**
	Húzott vasalás méretezése:				
Beton nyomott zóna:			xc =	**16,5**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *250		x_{c0} =	122,5	mm
Szükséges vasmennyiség:			$A_{s,req}$=	**759,8**	mm2/m
Alkalmazott vasalás:	Ø10/75		$A_{s,prov}$ =	**1047**	mm^2/m
	Ellenőrzés:				
Nyomatéki teherbírás tervezései			xc =	22,8	mm
értéke:	M_{Ed} = 79,9 kNm <		**M_{Rd} =**	**108,68**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

3.3.2.2 mxV- vasalási nyomatékra vasmennyiség számolás

Vasalás helye; iránya:	alsó		x irány		
Szerkezet méretei:	beff =	1000 mm	magassága: h =	280	mm
Feltételezett acél átmérő:			Ø	10	mm
Betontakarás:	c_{nom} =	25+10	=	35	mm
Dolgozó magasság:	280 - 25 - Ø 10/2		d =	240	mm
	Szerkesztési szabályok:				
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 280		=	11200	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 240		=	362	mm^2/m
Mértékadó nyomaték:			**M_{Ed} =**	96,3	**kNm**
	Húzott vasalás méretezése:				
Beton nyomott zóna:			xc =	**21,0**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *240		x_{c0} =	117,6	mm
Szükséges vasmennyiség:			$A_{s,req}$=	**964,6**	mm2/m
Alkalmazott vasalás:	Ø10/75		$A_{s,prov}$ =	**1047**	mm^2/m
	Ellenőrzés:				
Nyomatéki teherbírás tervezései			xc =	22,8	mm
értéke:	M_{Ed} = 96,3 kNm <		**M_{Rd} =**	**104,12**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

Alsó vasalás, mindkét irányban: Ø10/75 (1047 mm^2/m) mely a Ø10/150 (524 mm^2/m) kiosztásnak az erősítése lesz, de ez, majd jól látszik az Axis által készített vasszükségleteknek a szintvonalas ábrázolása ebben a két lépcsőben.

Ábra a mellékletekben.

Ezeket a szintvonalas ábrákat dxf formátumban lehet lementeni és az AutoCAD/ VBeXpress build rajzoló (zsalukontúrra) felületére ráhelyezni. Ezek a határvonalak jelzik, mikortól kell váltani átmérőt/ kiosztást mely 100 % -ig ki volt használva odáig. A határoló foltokra rá kell számolni a lehorgonyzási hosszakat.

3.3.2.3 mxV+ vasalási nyomatékra vasmennyiség számolás

Vasalás helye; iránya:	felső		x irány (fő irány)		
Szerkezet méretei:	beff =	1000 mm	magassága: h =	280	mm
Feltételezett acél átmérő:			Ø	20	mm
Betontakarás ezen a vason:	c_{nom} =	10+20-5*	=	25	mm
Dolgozó magasság:	280 - 25 - Ø 10/2		d =	245	mm
	Szerkesztési szabályok:				
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 280		=	11200	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 245		=	369	mm^2/m
Mértékadó nyomaték:			**M_{Ed} =**	317,83	**kNm**
	Húzott vasalás méretezése:				
Beton nyomott zóna:			xc =	**76,9**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *245		x_{c0} =	120,05	mm
Szükséges vasmennyiség:			$A_{s,req}$=	**3537,8**	mm2/m
Alkalmazott vasalás:	Ø10/150 + Ø16/150 + Ø20/150		$A_{s,prov}$ =	**3958**	mm^2/m
	Ellenőrzés:				
Nyomatéki teherbírás			xc =	86,1	mm
tervezési értéke:	M_{Ed} =	317,8 kNm <	**M_{Rd} =**	**347,71**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

3.3.2.4 myV+ vasalási nyomatékra vasmennyiség számolás

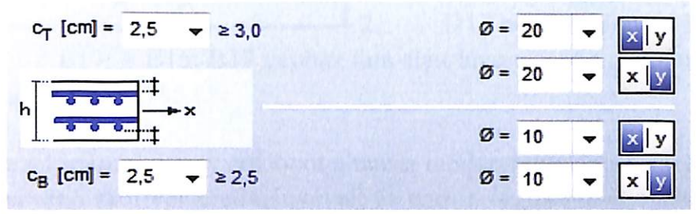
Vasalás helye; iránya:	felső		y irány (mellékirány)		
Szerkezet méretei:	beff =	1000 mm	magassága: h =	280	mm
Feltételezett acél átmérő:			Ø	20	mm
Betontakarás ezen a vason:	c_{nom} =	25+20	=	45	mm
Dolgozó magasság:	280 - 25 - 20- Ø20/2		d =	225	mm
	Szerkesztési szabályok:				
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 280		=	11200	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 225		=	339	mm^2/m
Mértékadó nyomaték:			**M_{Ed} =**	329,34	**kNm**
	Húzott vasalás méretezése:				
Beton nyomott zóna:			xc =	**92,0**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *245		x_{c0} =	110,25	mm
Szükséges vasmennyiség:			$A_{s,req}$=	**4229,5**	mm2/m
Alkalmazott vasalás:	Ø10/150 +Ø20/75		$A_{s,prov}$ =	**4713**	mm^2/m

	Ellenőrzés:			
Nyomatéki teherbírás tervezései		xc =	102,5	mm
értéke:	M_{Ed} = 329,3 kNm <	**M_{Rd} =**	**356,21**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

Ezt a kiosztás típust csak ennél az egy oszlopnál kell használni. A többi oszlop felett a vassűrítés és a negatív nyomaték alapján a Ø10/150 + Ø16/150 + Ø20/150 vasak is megfelelnek. Mellékletben a vasszükségletekhez tartozó szintvonalak.

Összefoglalás:



- **Alsó vasalás (y;x):**

  Ø10/150 / 150 alap kiosztás = 524 mm^2/m

  + Ø10/150 / 150 erősítés ez Ø10/75/75 – nek felel meg = 1047 mm^2/

- toldás a oszlopsáv tengelyének környezetében 1,5 l_{bd} –vel

- **Felső vasalás (y;x):**

  Ø10/150 / 150 alap kiosztás = 524 mm^2/m ehhez adódhat hozzá a következők:

  + Ø16/150 / 150 erősítés ∑= 1864 $mm^{2/}$m

  + Ø16/150 / 150 erősítés, ez Ø16/75/75 ∑= 3205 $mm^{2/}$m

  vagy + Ø20/150 erősítés ∑= 3958 $mm^{2/}$m

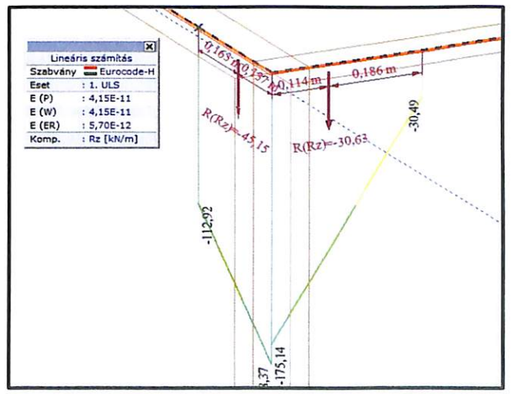
  Illetve 1 esetben Ø20/75 ∑= 4713 $mm^{2/}$m – ilyen csak Y irányban

- toldás a mezősávok felében l_{bd} –vel, (ott ahol nincs felül hajlítás)

3.3.3 Átszúródási vizsgálat

Átszúródási jelenséget kell vizsgálni a következő helyeken:

- Falvég (falsorok) az F3 felvonó mellett >> NEd = 42 kN (1,5 d falvég szakasz végén az eredő erő lekérdezéséből)
- Falsarok: F1 felvonó mellett >>NEd = 75,78 kN
- B18 falvég >>NEd = 360 kN

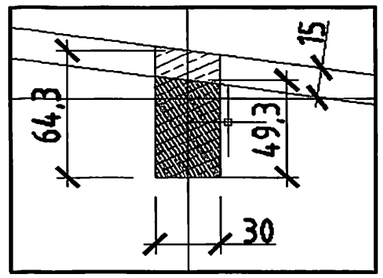


12. Kép: F1 felvonó melleti falsarok akcióereje

D18 szélső oszlop >>

Ez az oszlop a modellben központos oszlopként van kialakítva a könnyebb modelhasználat miatt de valójában csak a szélső 15 cm-en fekszik fel az attika fal amit gerendaként viselkedik.

- modell szerinti Rz = 400,5 kN



A lemez egy ≈50*30 cm területen fekszik fel, és 15 cm–t túlnyúló födémként lehet tekinteni a megtámasztott attikafal szélességére

>> Rz redukáljuk az effektív keresztmetszet arányában: (50*30)/(65*30) = 0,769 →N_{Ed} = 0,769* Rz = 307,7 kN

1. E18 szélső oszlop >> ugyan így számolva (keresztmetszet megegyezik)>> N_{Ed} = 227 kN
2. D17 belső oszlop >> N_{Ed} = 1217 kN
3. E17; + B15; B17 gépház fala alatt lévő oszlopok, a minimális átszúródás vasalás legyen meg >> N_{Ed} = 785 kN

Kézzel számolok egy oszlopot a tanult módszerek alapján, majd összehasonlítom az eredményt 3 tervező szoftver eredményével, és amit a legjobb megoldást nyújtja arra az oszlopra, azzal számolom tovább a többi átszúródásra hajlamos környezetet.

3.3.3.1 E18 Legjobban nyomott belső oszlop feletti lemezellenőrzés átszúródásra, kézzel

- Az oszlop 30/40 keresztmetszettel van feltüntetve; VEd = 1217 kN
- u0 = 2*30+2*40 = 140 cm =1400 mm
- u1 = 1400 + 2d * 2*π = 1400 + 2*2*235 * π = 4353,1 mm
- belső oszlop >> β = 1,15
- lemez vastagság 28 cm
- dolgozó magasság : dx = 245 mm ; dy = 225 ; d = 235 mm
- lemez vasalási hányada: ρl = min $\{\frac{Asl}{bw*d}$; 0,02$\}$
  - ρx = 3205 mm2/m /1000mm*245 mm = 1,308 %
  - ρx = 4713 mm2/m /1000mm*225 mm = 2,09 %
  - ρl = $\sqrt{\rho ly * \rho lx}$ = $\sqrt{2,09 * 1,308}$ = 1,65 %

1. $\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,max}$

- $\nu_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{u0*d} = \frac{1,15*1217*10^3}{1400*235}$ = 4,25 N/mm^2
- $\nu_{Rd,max}$ = 0,5 * ν * f_{cd}
  - ν = 0,6*(1 - $\frac{fck}{250}$) = 0,6*(1 - $\frac{30}{250}$) = 0,528
  - $\nu_{Rd,max}$ =0,5 * 0,528 *20 = **<u>5,28 N/mm^2 > 4,25 N/mm^2</u>** → A csomópont méretei megfelelnek!
  - megjegyzendő, hogy a „MSZ EN 1992-1-1:2004 EC2:" szerint $\nu_{Rd,max}$ = 0,4 * ν * f_{cd} ekkor >> νRd,max = 4,224 >> nem felelne meg ez az oszlop keresztmetszet, vagy födémvastagság növelés…

2. $\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,c}$

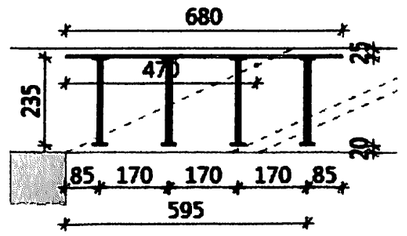
- $\nu_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{u1*d} = \frac{1,15*1217*10^3}{4353,1*235}$ = 1,368 N/mm2

- $\nu_{Rd.c} = c * f_{ct,d} =$
  - c értékét táblázatból veszem : 200 és 300 mm magas dolgozó magasság közé interpolálni 1,65 % vashányad és C30/37 beton esetén = 0,624 ; $f_{ct,d}$ = 1,4 N/mm2
  - $\nu_{Rd.c} = c * fct,d = 0,8737$ N/mm2
- $\nu_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{uout * d} =>> \nu_{Ed} = \nu_{Rd.c} >>$ uout $= \frac{\beta * VRd}{\nu Rd,c * d}$
- $u_{out} = \frac{1,15 * 1217 * 10^3}{0,8737 * 235} = 6816,4$ mm
  - $u_{out} = 1400 + 2* r * \pi = 6816,4 = 862$ mm az oszlop szélétől!
- r' = r – 1,5 d = 862 – 1,5 * 235 = 509,5 mm eddig ki kell vinni a csapokat!
- Szerkesztési szabály:
  - Sr,max = 0,75d = 0,75*235 = 176,25mm >> $S_{r,alk}$ = 170 mm
  - legkülső vasak közötti távolság a kerület mentén: St ≤ 2*d =2*235 mm = 470 mm
  - Sugarak száma ≈ (2*r'*π + 1400) / 470 = 9 csapsor legalább (2x-esen szimetrikusan lehessen kiosztani, ez minimum 10 csapsor)
  - tüske minimális átmérő = Ø10

3. **$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,cs} = 0,75* \nu_{Rd,c} + n *Asw * fywd,ef /(u * d) *sin\alpha$**
   - sinα = 1 = 90°
   - u1 = 4353,1 mm
   - $f_{ywd.ef}$ = 250 + 0,25d = 250+0,25*235 = 308,75 N/mm^2
   - n = 1,5d/Sr

- vEd = 1,368 N/mm2= 0,75* 0,8737 +(1,5*235/170) * Asw * 308,75/(4353,1*235)*1
- Asw = 1191,2 mm2
  >>Asprov = 1191,2/10 = 119,1 mm2 → Ø14 (153 mm2) /a sűrűbb kiosztást preferálom/
  vagy: 1191,2 / 12 = 99,26 mm2 → Ø12 (119 mm2)

- első csap távolsága oszlop szélétől : ≤0,3 d → 70 mm (ajánlott érték, de lehet kicsivel több is pl (170/2 = 85 ami egy elemnél elő szokott fordulni a forgalomban)
- Hány csap kell egy soron?
  85 + n*170 cm > r' >> (509,5 – 85) / 170 = 2,49 >>
  3 * 170 köz, 4 ágú elem vagy 2 x2 ágas elem 170 mm csap tengelyközzel



3.3.3.1 E18 nyomott belső oszlop feletti lemezellenőrzés átszúródásra, Halfen Hdb programjával:

1. Szabvány kiválasztása: ETA (Európa) . ez a legközelebb álló az EC2- höz
2. Oszlop tipus kiválasztása
3. Általános beállításnál: in-situ conc. választása = monolit beton
4. Geometria megadása: 30/40-es oszlop, lemez vastagság, felső / alsó betontakarás
5. Anyagnak megadni a C30/37 beton, és kiválasztom az alkalalmazott vasalási hányad lehetőséget és ott begépelem a saját kezűleg számolt értéket = 1,65 %
6. 4. fül a teher és a β tényező beírása
7. New calculation választása a számításhoz
8. Melléklethez csatolom az eredményt

Vélemény

ugyan úgy 12 csapsort hozott létre és ugyan úgy 4 tüske lóg van elhelyezve minden sugáron, viszont ennek átmérője nagyobb, és egyedi terméket vár el a, automatikus beállításnál. Emellett a kiosztásnál az elemvégek között láthatóan nagy távolságot is megenged. Szakdolgozatomban nem használom többet.

3.3.3.2 E18 nyomott belső oszlop feletti lemezellenőrzés átszúródásra, Shöck Bole programjával

1. Szabvány kiválasztása: EC2 + ETA
2. Oszlop típus kiválasztása
3. Geometria megadása: 30/40-es oszlop, lemez vastagság, felső / alsó betontakarás
4. Anyagnak megadni a C30/37 beton,
5. β tényező beírása
6. és kiválasztom az alkalmazott vasalási hányad lehetőséget és ott begépelem a saját kezűleg számolt értéket = 1,65 %
7. Számológép ikonnal lefuttatom a számítást
8. Melléklethez csatolom az eredményt

Vélemény

Inkább kevés sugárral és nagy átmérőkkel dolgozok, így a távolság is nagyon az utolsó elemek között. Kézi számítástól nagyon eltér a kapott eredmény.
Hasznos, átlátható bizonyos eseteknél (pl. sarokvizsgálatnál) magyarázatot ad, a számítás menetére, a számítási eredménye is jól dokumentálható.

3.3.3.3 E18 nyomott belső oszlop feletti lemezellenőrzés átszúródásra, Peikko Designer program használatával.

1. Szabvány átváltása: EN 1991-1-1-re
2. Geometria és alak beállítása, végig menni a füleken és a megelőző adatokat ugyan úgy be kell írni mint eddig
3. Lehetőség van számolt vaskeresztmetszet beírásár a saját dolgozó dolgozó magasságával beírni.
4. Adatok begépelése közben automatikusan számol ha valami hibát észlel pirossal jelez.
5. És itt jön a változás az előző két verzióhoz, jelez hogy nem felel meg.

4. Az oka, hogy régebbi EC szabványt használ, ahol MSZ EN 1992-1-1:2004 EC2:"

szerint $\nu_{Rd,max} = 0{,}4 * \nu * f_{cd}$

és emiatt nem fele, meg ezekkel a méretekkel a kapcsolat.

Amit lehet tenni az a lemez vastagság növelése, vagy oszlopnál az u_0 kerület növelése, az oszlop méreteinek növelésével.

5. Oszlop nyújtása 30/45 –ös keresztmetszetre.

6. Ezután máris kiszámolja az átszúródási vas szükséges mennyiségét, ami megegyezik azzal a mennyiséggel is amit mi számoltunk.

7. Látható, hogy az egyetlen eltérés a $V_{Rd,max}$ számolásból adódik. Ez csak abban az esetben probléma, ha kis méretű az oszlop és határon lévő értékekkel ($\nu_{Ed} \approx \nu_{Rd,max}$) kerül szembe a födém lemez. Az oszlopok mérete növekedni fog, míg a födémekről adódó terhek, nem növekednek majd egy érték fölé. (Csak ezt az egy oszlop méretet kell átállítani az összes számolt esetben)

A peikko Designert használom az átszúródási vasalás meghatározására, majd dxf készítéséhez.

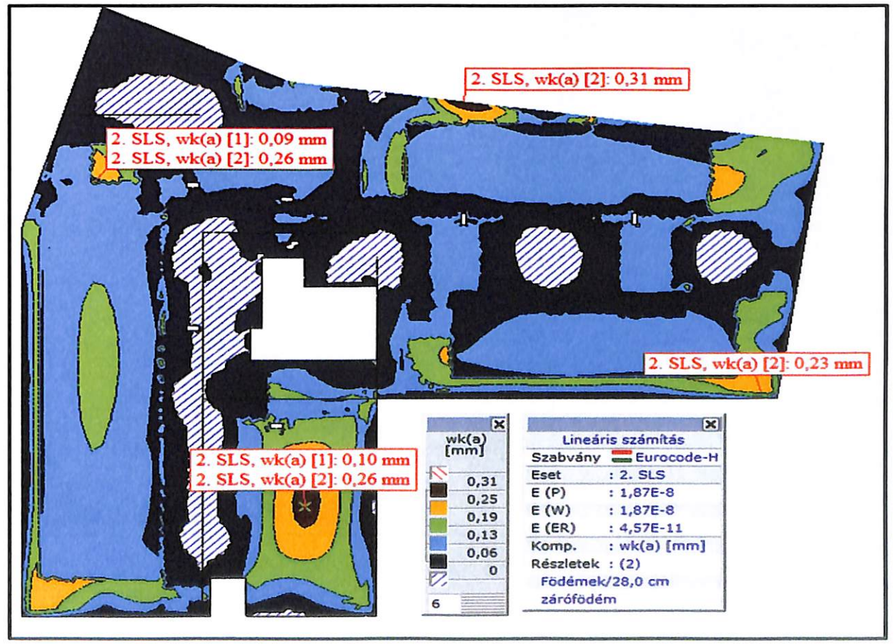
Ezek a számolások a mellékletbe kerültek, mert nem saját kézi eredmények

3.3.4 Használhatósági határállapotok ellenőrzése

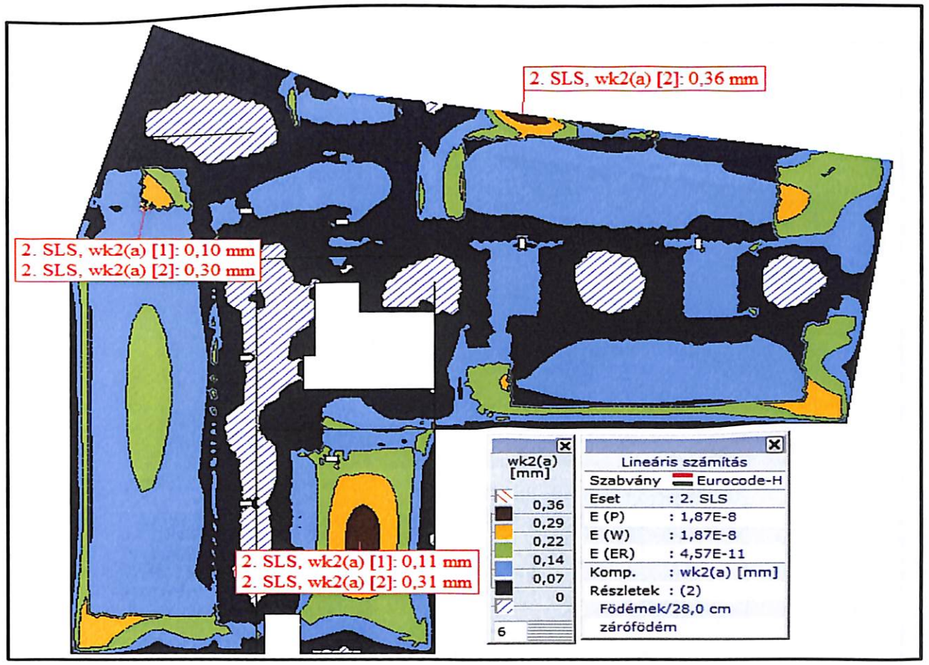
3.3.4.1 Repedéstágasság vizsgálata AxisVm-mel

Az eredmények megjelenéséhez grafikusan be kell „rajzolni" az alkalmazott vasmennyiséget a födém egész területére. Ezután tud repedést számolni 4 helyen.

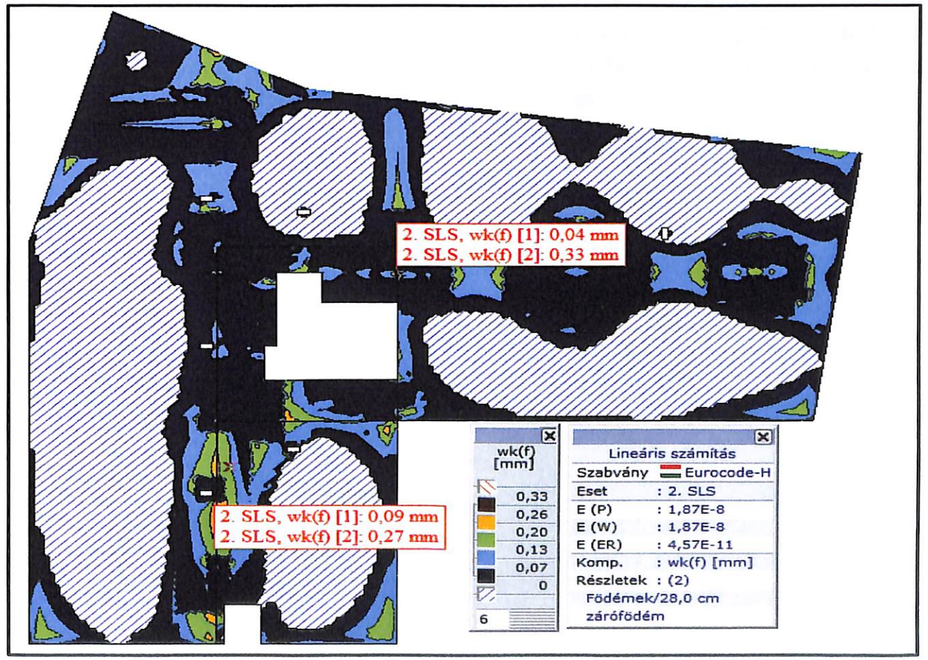
A megengedett határérték: $w_{eng} = 0{,}4$ mm



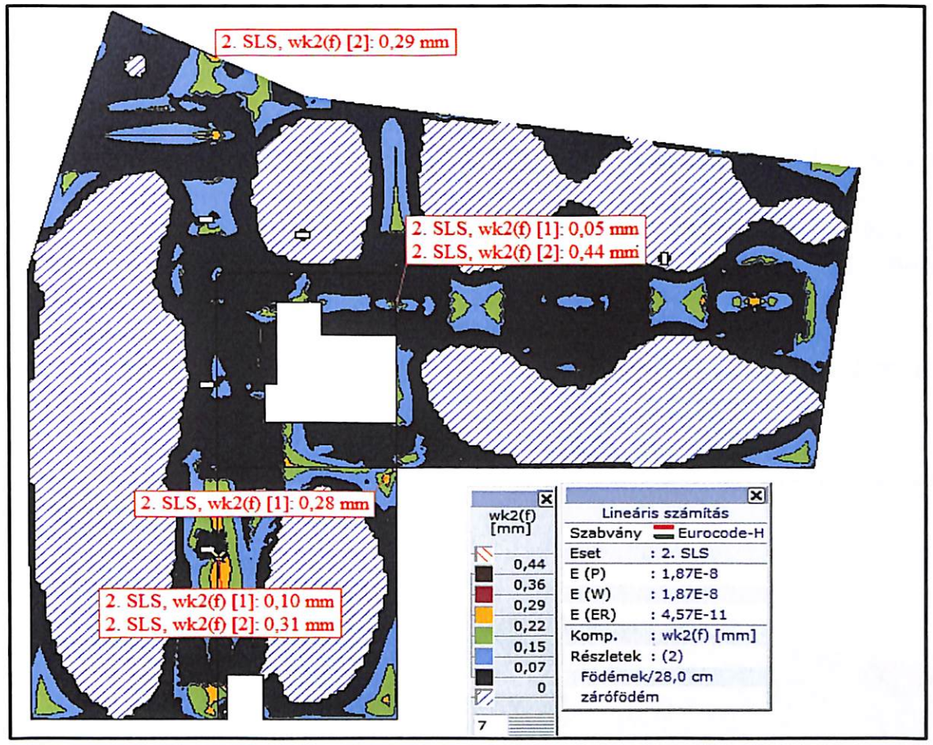
13. Kép: Alsó repedéstágasság a betonacél tengelyvonalában



15. Kép: Alsó repedéstágasság a beton szélsőszálában



14. Kép: Felső repedéstágasság a beton szélsőszálában



16. Kép: Felső repedéstágasság a betonacél tengelyvonalában

A födém meg is felel 3 esetben kivéve, a felső beton szélsőszálnál, ahol túllépi az engedélyezett repedés mértékét, az oszlop és gerendák találkozásánál. wk2(f) > w_{eng} Oda még bele kerül az oszlop vasalása is, és gerenda lehorgonyzó vasalása is ott fog menni.

3.3.5 Pontos lehajlás számítása

Szükség van a lemez alkalmazott vasalására

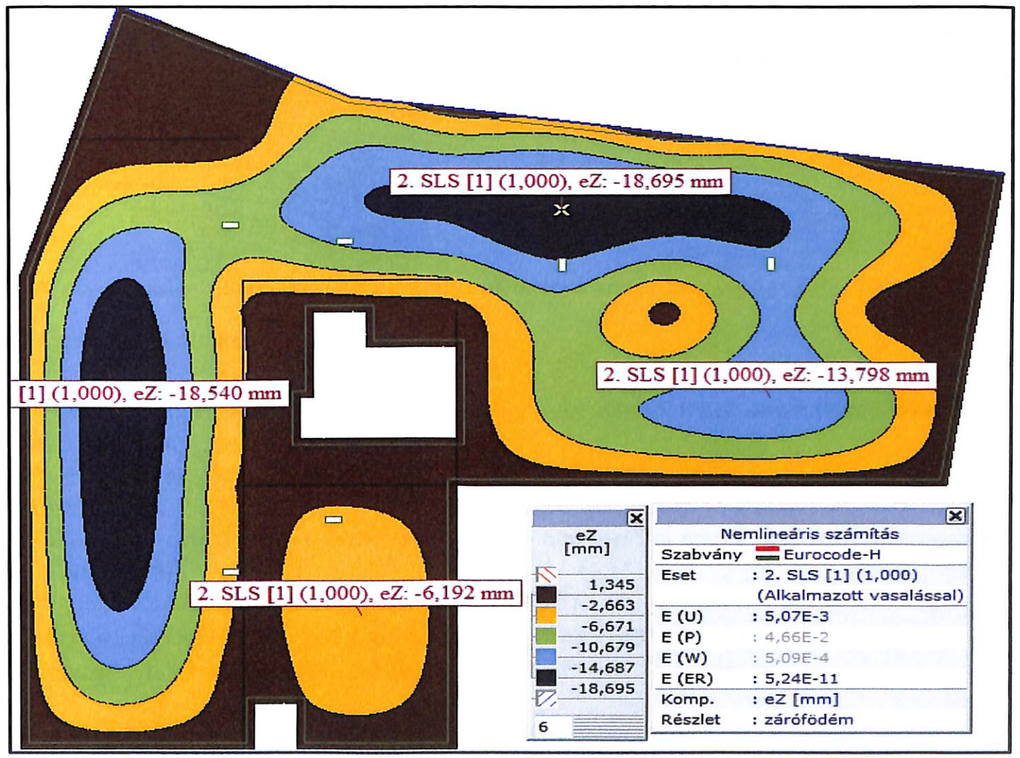
A beton rugalmassági modulusát Ec,eff = 1,05 * 10^4 N/mm2 értékre kell átállítani, mely figyelembe a vette a beton kúszását.

Ha meg vannak ezek a beállítások „nemlineáris számítási futtatást" kell indítani mely már nem rugalmas anyagnak feltételezi a betont, hanem figyel annak képlékeny alakváltozására

Megengedett lehajlás mértéke: weng = 31,2 mm

7,8 m raszterben van kiosztva pillérek >> L/250 = 7800/250 = 31,5 mm

Maximális lehajlás **(eZ) = 18,695 mm** >> Mindenhol megfelel a födém a lehajlási követelményekre!



17. Kép Pontos lehajlási értékek Nemliniáris számítása alapján

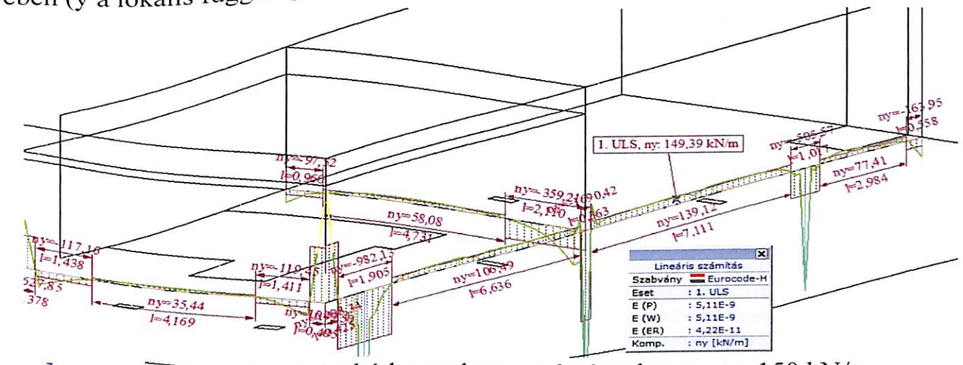
3.3.6 Fal és födém kapcsolatának vizsgálata

A fal alsó övében húzúerők lépnek fel (mindkét síkbeli iránban, a mezőkben), mert a lemez kapaszkodik a csuklós kialakítás miatt.

3.3.6.1 Erők meghatározása

Egyértelműen a falak tárcsaként működnek elsődlegesen, és minden pontjában más az igénybevétel

Az átlagos felfüggesztő erőhöz metszőszakaszt kell előállítani. >> ny membránerő a fal alsó tövében (y a lokális függőleges irány)



A kiugró falsarok értéken kívül átlagosak az eredmények: $\underline{ny_{(Ed)} = 150\ kN/m}$

3.3.6.2 A tüskék kiosztása

A kapcsolatot húzásra méretezem

a tüskeszárak méterenként 150 kN húzó igénybevételt kapnak egyenletes kiosztást ajánlok.

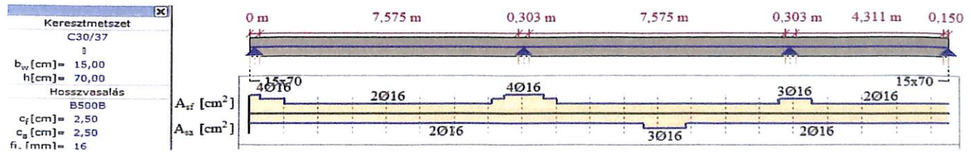
- $A_s * f_{yd} * 1\ m \geq ny_{Ed}$
- As = 2 szár egy keresztmetszetben = 2* Ø10 = 157 mm^2
- $150 * 10^3\ N = \Delta * 157 * 435 = 344/157 = 2{,}196$ db / m
- Fal: $A_{smin} = 0{,}003\ Ac = 0{,}003 * 1000*200 = 600\ mm^2/m$ ennyi vasat kell minimum kihajtani a födémből

  >> 600 / 157 = 3,8 darab tüske / m →→ UØ10 / 25
- Ellenőrzés: UØ10 / 25 = 628 mm^2/m → 628 * 435 = 273 kN/m
- Hossza = 1,5 * lbd a födém felső síkjától = 1,5 * 10* 36 = 540 mm

3.3.7 Attika fal kengyelezés és lemezbe illesztett hajlítási vasalása

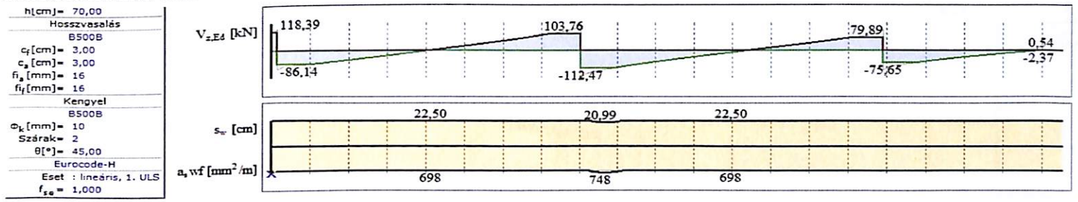
3.3.7.1 Hajlítási vasalást Axisból veszem

Csak alsó vasmennyiség!



3.3.7.2 Kengyelezése ellenőrzése

Rábetonozás miatt a két felület el akar nyíródni.



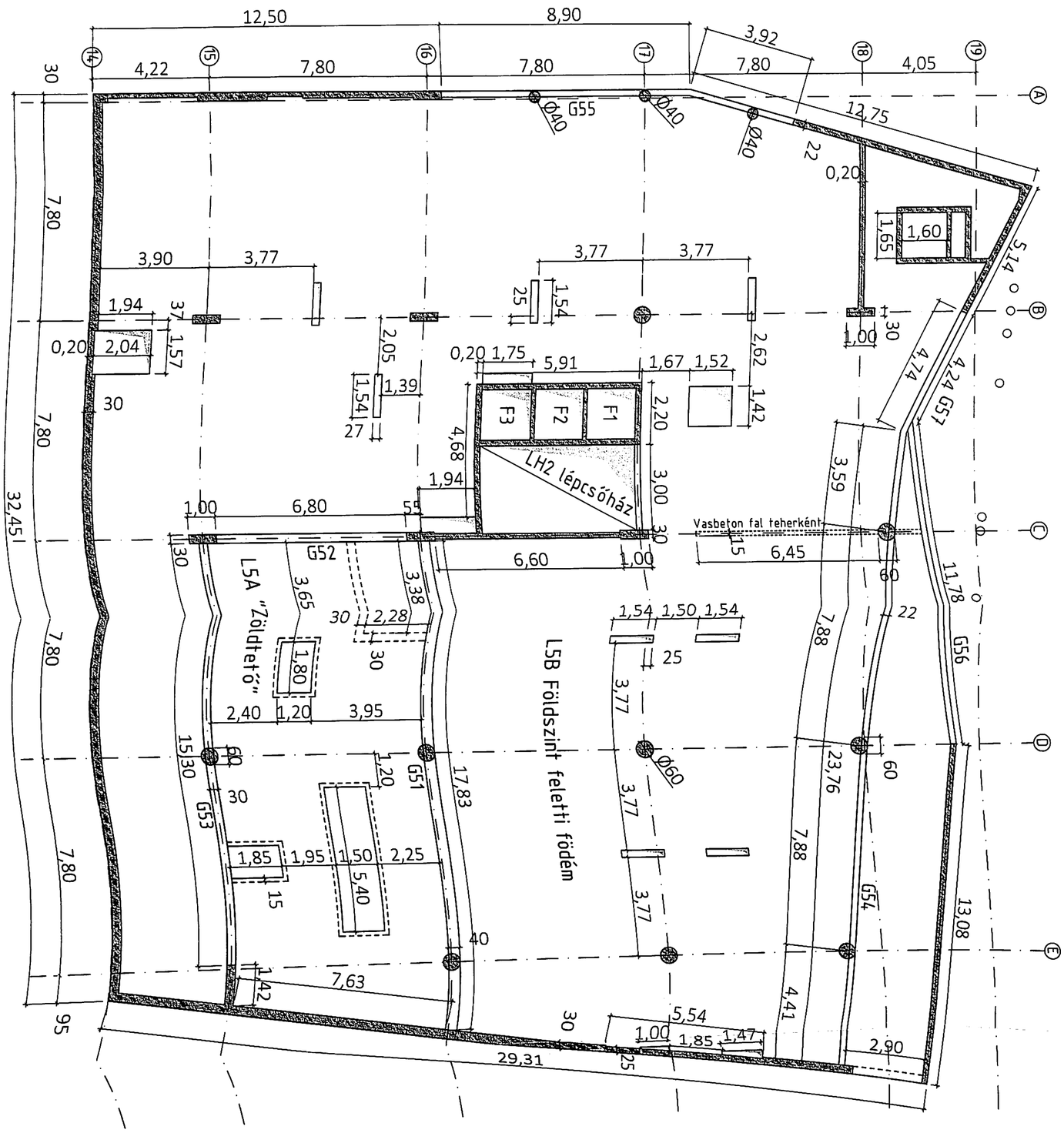
A 22,5 cm - 21 cm –es kengyel kiosztás ellenőrzése.

- Különböző időpontban betonozott részek felületére ki kell mutatni, hogy

  $\nu_{Edi} < \nu_{Rd.i}$

- csúsztatófeszültség: $\nu_{Edi} = \frac{\beta * VEd}{bi * z}$
- β = az betonrészekben kialakult normálerők aránya – nincs normálerő => 1
- V_{Ed} = nyíróerő (Vz) = 118,39 kN
- bi = a csatlakozási felület szélessége = 150 mm
- z = a belső erők karja = 0,9 d = 0,9 * (780-25-5-16/2) = 667,8 mm
  - $\nu_{Edi} = \frac{1 * 118{,}39 * 10^3}{150 * 667{,}8} = \mathbf{1{,}182\ N/mm^2}$
  - $\nu_{Rd.i}$ = min { $\nu'_{Rd.i}$; 1/2 ν f_{cd} } =
  - $\nu'_{Rd.i}$ = max - $c * f_{ctd}$ = 0,2 (tapadási tényező) * 1,4 = 0,392 N/mm²
    - $\mu(A_{si} * f_{yd}/s_i * b_i * \sin\alpha + \sigma_n) + A_{si} * f_{yd}/(s_i * b_i) * \cos\alpha$
  - $\sigma_n \approx 0$; μ = surlódási tényező = sima felület esetén 0,6
  - $\mu(A_{si} * f_{yd}/s_i * b_i * \sin\alpha$ = 0,6 (157 * 435 /200? * 150) = **1,36 N/mm²**
  - 0,5 * (0,6 (1-fck/250)*fcd = 0,5 * 0,528 * 20 = 5,28

>> $\nu'_{Rd.i} = \nu_{Rd.i} =$ **1,36 N/mm²** → Ø10/200 –as kengyelel lehet felvenni a csúsztató és nyíróigénybevételeket, ritkábban nem jönne ki kerek érték, ami meg is fele.



Munka:	Hotel	P-2
Rajz tárgya	Földszint feletti födém (L5)	M= 1:150
Rajz neve	Pozíciós terv	

4. földszint feletti födém
(Zöldtető és emeleti födém)

4.1 Statikai váz, modell felvétele

4.1.1 Statika váz, geometria, nevek

A lemezt két nagy részre lehet bontani.

1. L5A a „süllyesztett" rész (viszonyítás kérdése) egy vastag elsődlegesen kéttámaszú egy irányban teherhordó lemez lenne. A nagy áttörések miatt nem tud ez a egyirányú hajlítás teljesen jól működni. Funkciója intenzív zöldtető, 110 cm magas vegyes burkolat és termőtalaj, majd növényzet. Támaszai G51; G52; G53; és 30 cm vastag homlokzati fal. Építész terven 40 cm vastagságban feltüntetve. A födémáttörések, mint fényadó nyílások körül 1,76 m magas és 15 cm vastag fal kerül, majd építésre, megfelelő lemezből hagyott kitüskézésre.
2. L5B 1. emelet funkciója a vendégek fogadása, (lakás/szoba) 3 féle oszlop méret található meg támaszként. 28 cm vastagsággal számoltam. Több gerenda is előfordul az utcai homlokzatoknál.

4.1.2 Modell felvétele

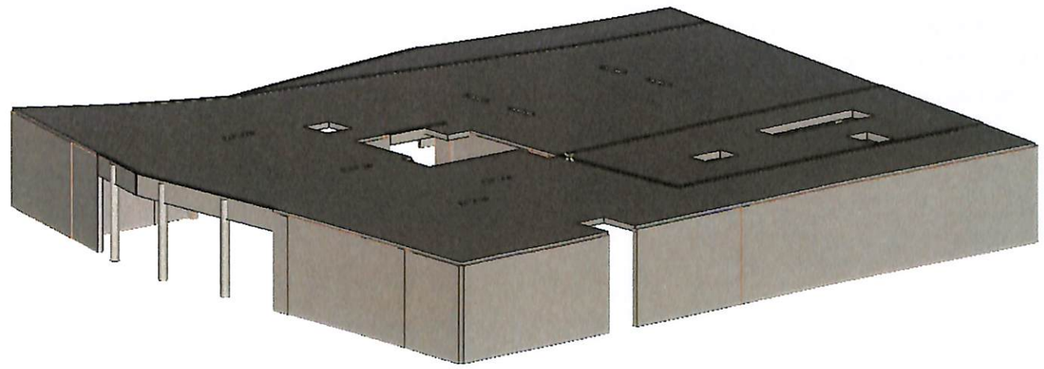
A modell 1 db 1 szinten lévő lemezként lehet megrajzolni, majd beállítani a gerendák helyén a lemez bordáit. Mivel L5A kéttámaszúnak tekinthető, ezért el kell választani nyomaték szempontjából a födém többi részétől. Csuklós kapcsolatot kell beállítani körbe a L5A és a kapcsolódó lemezek között.

G55 gerenda alsó övéből egy konzolos előtető nyúlik ki. Ennek vastagságát 14 cm-re vettem, terheit számoltam és a gerendára csavaró hatásként tettem, hogy pontosabb eredmények kapjak, majd a lemez futtatásánál.

Támaszok merevsége beállításra került.

További teher LH-2 lépcsőházból kapcsolódó szerkezetek akcióereje.

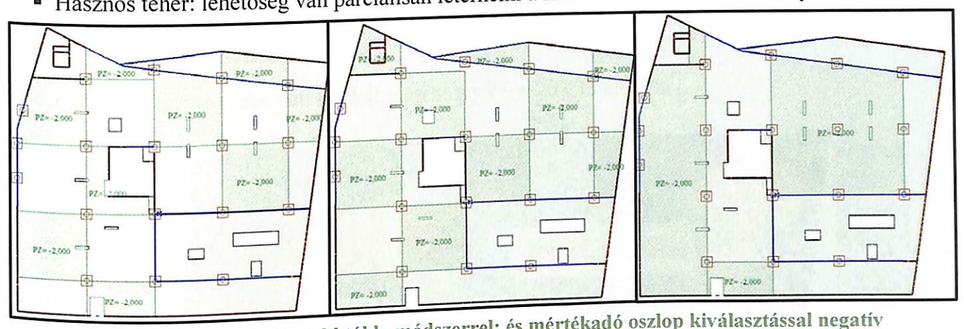
Megjegyzendő hogy a szintugrások a lemeznél héjelemekkel is megoldható és hasonló eredményeket kapunk egyes igénybevétel típusokra.



18. Kép Földszint feletti födém látványterv megjelenítésben

4.1.3 Terhek felvétele

- önsúly – axis generálja
- Burkolatok: gk,5a =1,95 kN/m^2; gk,5b = 5,5 kN/m^2; gk,5c =14,0 kN/m^2
- Hasznos teher: lehetőség van parciálisan leterhelni a mértékadó burkoló eredményekért



19. Kép: Parciális leterhelés sakktábla módszerrel; és mértékadó oszlop kiválasztással negatív nyomatékra (készült még ezen kívül is)

- válaszfal teher – mindenhol ahol van válaszfal
- vonalmenti terhek: $g_{v,1}$; $g_{v,2}$; $g_{v,3}$; $g_{v,4}$; $g_{v,5}$
- $g_{v,3}$ részletezése a zárófödém támaszerőinek ismeretében:
  G55 gerenda a fenti szintekről is kap terhet, minden lemezről és vasbetonon falakból.
  Teher számítása:
  - Zárófödém vonalmenti támaszerő átlaga:

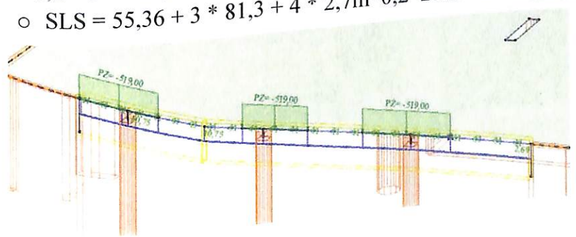
  ULS: 51 kN/m; << P_{Ed} = 14,88 kN/m^2
  SLS: 32,0 kN/m << P_{qp} = 9,8 kN/m^2
  - Általános födémen nem ismert a támaszerő átlaga az adott szakon, de az alaprajza olyan, mint a zárófödémnek. A megoszló terhek arányában fogok előállítani támaszerőket.

P_{Ed} = 20,33 kN/m^2 >> Rz = 51 * 20,33 /14,88 = 69 kN/m (ha folytonos az alátámasztás)
P_{qp} = 14,45 kN/m^2>> Rz = 32 * 14,45 /9,8 = 47 kN/m

- Rz,-re felvett szakasz (gerenda teljes hossza) = 12,8 m
- azon szakaszok összege ahol lejut a fal és ezzel terheli a gerendát = 7,39 m
- Mennyi erőt adnak át a falak >> 12,8/7,39 = 1,732 kell szorozni a vonalmenti terhet, de csak ott ahol fal (ez azért előnyös, mert oszlopokkal van alátámasztva a gerenda és a faltárcsák a, így a gerenda nem kap nagy igénybevételt, és így tudjuk a modellben is számolni.)
- ∑: 1,73 * zárófödém+ 1,73 * 3 db * emeleti + 4 db szint * fal önsúly

= 88,2 + 3 * 119, 3 + 4 * 2,7m*0,2*25kN/m^3*1,35 = **519 kN/m**
= 55,36 + 3 * 81,3 + 4 * 2,7m*0,2*25kN/m^3*= **349,26 kN/m**

- SLS = 55,36 + 3 * 81,3 + 4 * 2,7m*0,2*25kN/m^3*= **349,26 kN/m**



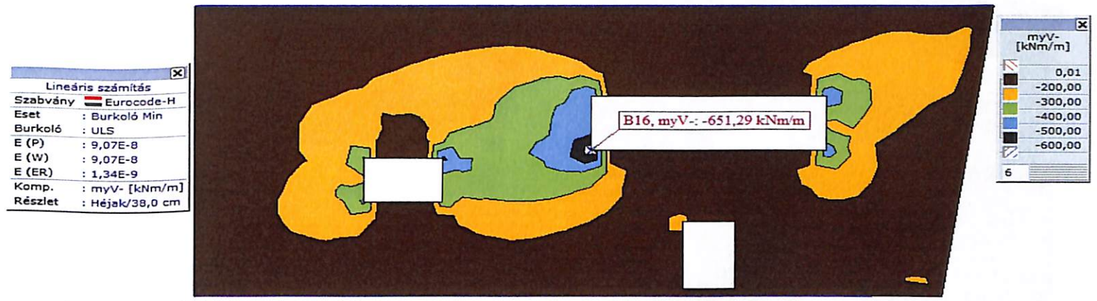
20. Kép: $g_{v,5}$ vonalmenti teher a G55 gerendán

csavaró igénybevételt is kap a G55, mely egy változó kinyúlású konzol okozza
Részletezés nélkül: m_{cs} = 10,75 kN

4.2 Igénybevételek

4.2.1 L5A Hajlítás

- myV+ csuklóval körbe vett modell esetén: myV+ = 207,33 kNm/m



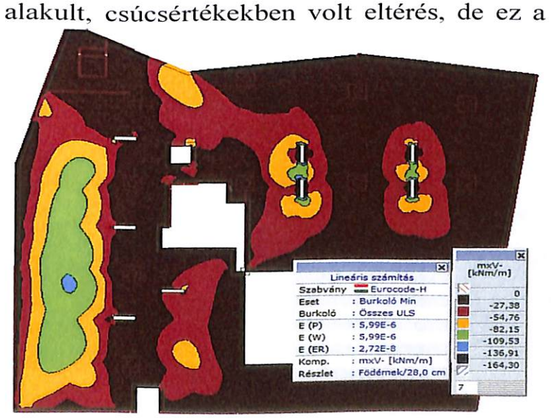
- myV- = 651,29 kNm/m = Mmax

kéttámaszú lemezként viselkedne ha nem lennének ott azok a nagy áttörések
- majd középen ki kell alakítani egy merev sávot, illetve az áttörések két oldalára viszont ez csak 1 pont, és ott amúgy is többlet vasalás lesz a födémáttörés miatt egy körrel kisebb et érdemes venni, hogy feldolgozható vastagságot kapjunk majd. **M_{Ed} = 500 kNm/m**

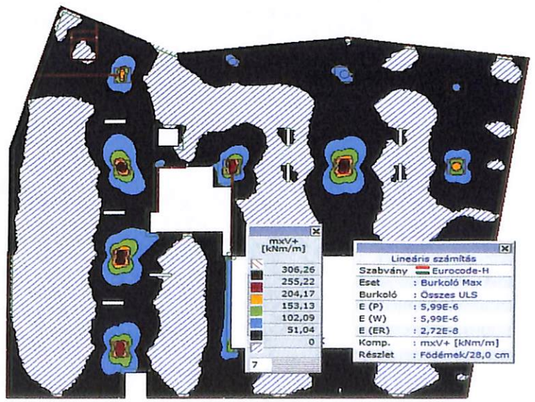
- mxV+ = 195,9 kNm/m (lemezsaroknál, csavarásból lehetséges)
- mxV-- = 304,51 kNm/m (áttörés jobb felső sarok)

4.2.2 L5B Hajlítás

Ennél a födémnél az igénybevételek határvonalai és általános értékei a két modellnél ugyanúgy alakult, csúcsértékekben volt eltérés, de ez a



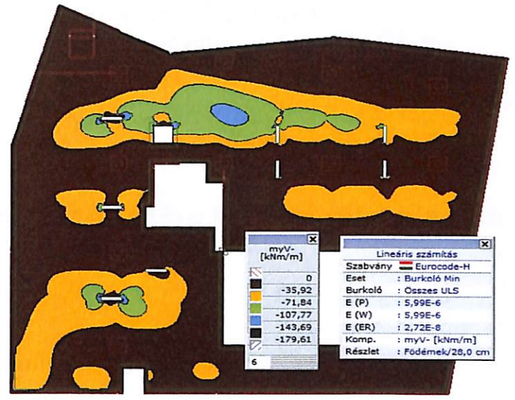
22. Kép: mxV- = 164,3 kNm/m



21. Kép: mxV+ = 306,26 kNm/m

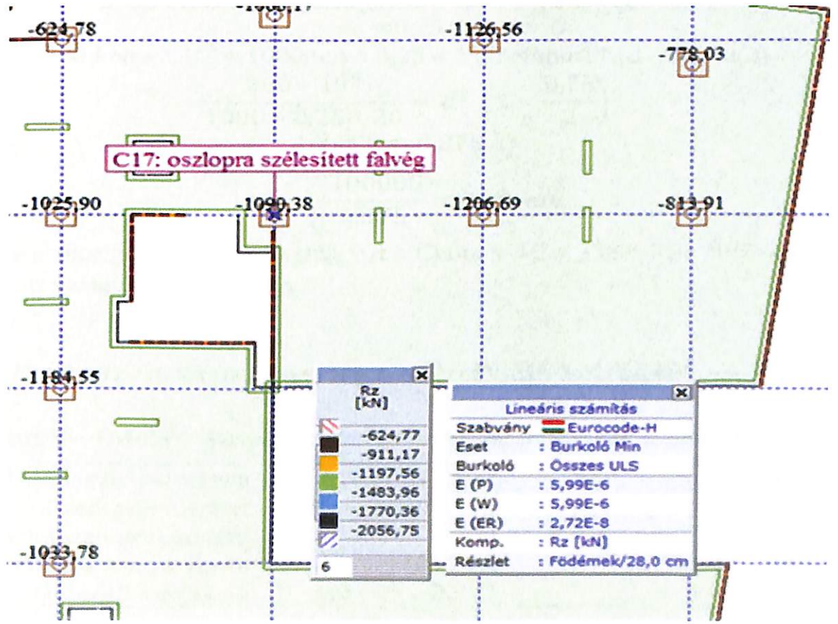
csomopontok, különféle elemeknél kapcsolatánál jött el, nem lehet általánosítani az egész tartományra.
A héjjelemmel kapott igénybevételek alapján számolok mert, ott nem volt olyan nagy ugrás az értékekben, egy-egy csomópontnál.
Maximális igénybevételek a lemez jellemző irányaiban is helyein.
A két irányban számolt nyomatékok között nincs nagy különbség.
Az alaphálók egyenlő kiosztású lesz a két irányban.

24. Kép: myV+ = 322,47 kNm/m



23. Kép: myV- = 179,61 kNm/m

4.2.3 L5B Támasz reakcióerők – átszúródás/ nyíródás



C17 falvég terhelő területének számítása, a mert a kiírt eredmény azt is beleveszi, hogy egyben a G58 gerenda támasz és a mögötte lévő szerkezetről is jönnek rá terhek, amit viszont nem okozhatják átszúródását.

Terhelő mezőnek 2 db negyed raszter területet vennék figyelembe (azt a területet ami C18 oszlop irányába van)

- T = 7,8 * 7,8 /4 X2 = 30,42 m^2

P_{Ed} = helyettesítő totális leterheléssel kapott megoszló teher = $\underline{20{,}33\ kN/m^2}$

- N_{Ed} = (Rz) = 30,42 * 20,33 kN/m^2 = $\underline{618.43\ kN}$ – majd ezzel ellenőrzöm a fal bordát.

4.3 Méretezés L5A

4.3.1 Lemezvastagság ellenőrzése/ meghatározása igénybevétel alapján

Szükséges adatok:

- Beton: C30/37 – X1 – 24 – F2 — fcd = 20 N/mm^2
- Betonacél: B500B — fyd = 435 N/mm^2
- Betonfedés becslése (Ø20 vashoz) — Cnom = 10 + max{15;10;25}- 5 = 25 mm
- Mmax = 500 kNm

1 m széles sáv ellenőrzése hajlításra.

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = b^* xc * fcd\ (d - xc/2)$

d = ?

nyomott zóna magassága: $xc = \xi c * d$;$(0{,}2 < \xi c < 0{,}3)$

$xc = 0{,}25 * d$

500 kNm * 10^6 = 1000mm * 0,25 d * 20 N/mm^2 * (d - 0,25 d/2)

$$\frac{500 * 10^6}{1000 * 0{,}25 * 20} = d^2 \left(1 - \frac{0{,}25}{2}\right)$$

$$100000 = 0{,}875\ d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{100000}{0{,}875}} = \mathbf{338}\ mm$$

Statikailag szükséges lemez vastagság = d + Cnom +Ø/2 = 338 + 25+ 20/2 = $\underline{373\ mm}$

Alkalmazott vastagság: $\underline{h = 28\ cm}$

4.3.2 Alkalmazott vasmennyiség a mértékadó helyeken

4.3.2.1 myV- (Mmax) vasalási nyomatékra vasmennyiség számolás

Vasalás helye; iránya:	alsó		y irány		
Szerkezet méretei:	beff =	1000 mm	magassága: h =	380	mm
Feltételezett acél átmérő:			Ø	20	mm
Betontakarás ezen a vason:	c_{nom} =	10+20-5	=	25	mm
Dolgozó magasság:	380 - 25 - Ø20/2		d =	345	mm

$A_{s,max}$ = Szerkesztési szabályok: 4 % * 1000 * 380 = 15200 mm^2/m

$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 345	=	520	mm^2/m
Mértékadó nyomaték:		**M_{Ed} =**	500	**kNm**

Húzott vasalás méretezése:

Beton nyomott zóna:		xc =	**82,3**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *245	x_{c0} =	169,05	mm
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$=	**3782,7**	mm2/m
Alkalmazott vasalás:	**Ø16/200 + Ø20/100**	$A_{s,prov}$ =	**4147**	mm^2/m

Ellenőrzés:

		xc =	90,2	mm
Nyomatéki teherbírás tervezései értéke:	M_{Ed} = 500,0 kNm <	**M_{Rd} =**	**541,01**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

Az áttörés mellett ez erősebb kiváltó vasalást igényel, mert ott fordul elő egy nagy nyomatéki csúcs, Ø20 vasakkal kell, majd alul erősíteni.

4.3.2.2 myV+ vasalási nyomatékra vasmennyiség számolás

Vasalás helye; iránya:	felső	y irány		
Szerkezet méretei:	beff = 1000 mm	magassága: h =	380	mm
Feltételezett acél átmérő:	részleges befogásra	Ø	16	mm
Betontakarás ezen a vason:	c_{nom} = 10+16 - 1	=	25	mm
Dolgozó magasság:	380 - 25 - Ø16/2	d =	347	mm

Szerkesztési szabályok:

$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 280	=	15200	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 347	=	523	mm^2/m
Mértékadó nyomaték:		**M_{Ed} =**	207,3	**kNm**

Húzott vasalás méretezése:

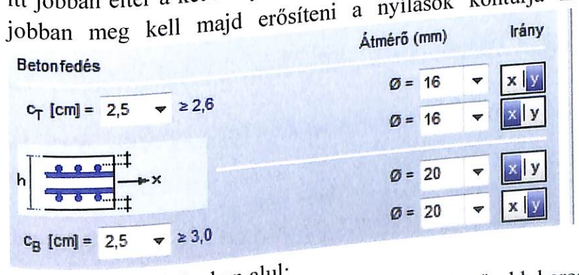
Beton nyomott zóna:		xc =	**31,3**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *245	x_{c0} =	170,03	mm
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$=	**1438,2**	mm2/m
Alkalmazott vasalás:	**Ø16/100**	$A_{s,prov}$ =	**2011**	mm^2/m

Ellenőrzés:

		xc =	43,7	mm
Nyomatéki teherbírás tervezései értéke:	M_{Ed} = 207,3 kNm <	**M_{Rd} =**	**284,42**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

- Összefoglaló:
  itt jobban eltér a két irány, fő teherhordás irány „y" ; az áttörések miatt mindkét irányban jobban meg kell majd erősíteni a nyílások kontúrja mentén, (lásd majd a terven)



- Alap kiosztás Y irányban alul:
  Ø16/200 >>1005 mm^2/m; szinte mindenhol erősebb keresztmetszetet kell alkalmazni
  1. lépcső: Ø16/100 >> 2011 mm^2/m
  2. lépcső: Ø16/200 + Ø20/100 = 4417 mm^2/m

Alap kiosztás X irányban alul

Ø16/200 >>1005 mm^2/m; szinte mindenhol erősebb keresztmetszetet kell alkalmazni

1. lépcső: Ø16/100 >> 2011 mm^2/m ez lefedi mindenhol (áttörések körül előkerül a Ø20)

- Alap kiosztás felül mindkét irányban:

  Ø12/200 >>565 mm^2/m

  1. Gerenda (részleges befogások miatt) Ø16/200 >> 1005 mm^2/m
  2. belső támaszvonalnál sűrítés a megfelelő lehorgonyzások és a nagyobb befogási nyomaték burkolása érdekében: Ø16/100 >> 2011 mm^2/m

4.4 Méretezés L5B

4.4.1 Lemezvastagság ellenőrzése/ meghatározása igénybevétel alapján

Szükséges adatok:

- Beton: C30/37 – X1 – 24 – F2 — fcd = 20 N/mm2
- Betonacél: B500B — fyd = 435 N/mm2
- Betonfedés becslése (Ø20 vashoz) — Cnom = 10 + max{15;10;25}- 5 = 25 mm
- Mmax = 322,47 kNm

1 m széles sáv ellenőrzése hajlításra.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = b^* xc * fcd\ (d - xc/2)$$

d = ?

nyomott zóna magassága: $xc = \xi c * d$;$(0,2 < \xi c < 0,3)$

$$xc = 0,25 * d$$

$$322,47\ kNm * 10^6 = 1000mm * 0,25\ d * 20\ N/mm^2 * (d - 0,25\ d/2)$$

$$\frac{322,47 * 10^6}{1000 * 0,25 * 20} = d^2 \left(1 - \frac{0,25}{2}\right)$$

$$64494 = 0,875\ d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{64494}{0,875}} = \mathbf{271}\ mm$$

Statikailag szükséges lemez vastagság = d + Cnom +Ø/2 = 271 + 25+ 20/2 = <u>306,49 mm</u>

Emiatt az egy pont miatt nem éri meg magasságot növelni tovább, ez az igénybevétel csak 1 kiugró érték, azt a pontot, majd jobban meg kell vasalni, de tartható a 280 mm lemezvastagság ($\xi c = 0,25$ –re vettem fel ez elég biztonságot adott)

Alkalmazott vastagság: <u>h = 28 cm</u>

4.4.1 Alkalmazott vasmennyiség a mértékadó helyeken

4.4.1.1 myV- vasalási nyomatékra vasmennyiség számolás

Vasalás helye; iránya:	alsó		y irány		
Szerkezet méretei:	beff = 1000 mm		magassága: h =	280	mm
Feltételezett acél átmérő:	második sor		Ø	12	mm
Betontakarás ezen a vason:	c_{nom} = 25+12 - 5		=	30	mm
Dolgozó magasság:	280 - 30 - Ø12/2		d =	244	mm
	Szerkesztési szabályok:				
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 280		=	11200	mm^2/m

$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 344	=	368	mm^2/m
		M_{Ed} =	164,3	**kNm**

Mértékadó nyomaték: **Húzott vasalás méretezése:**

Beton nyomott zóna:		xc =	**36,4**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *245	x_{c0} =	119,56	mm
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$=	**1672,7**	mm2/m
Alkalmazott vasalás:	**Ø12/18 + Ø12/18**	$A_{s,prov}$ =	**1257**	mm^2/m

Ellenőrzés:

		xc =	27,3	mm
Nyomatéki teherbírás tervezései értéke:	M_{Ed} = 164,3 kNm <	**M_{Rd} =**	**125,94**	**kNm**

Mezőben kevés lenne, növelni kelle,

Az erősített alsó vasalásra nem felelne meg ez a kiosztás kombináció, de ez a nyomaték csak az áttörés mellett van, megfelelően körbe vasalva, erősítve, **megfelel!!**

A másik irányba (x) ahol a legnagyobb nyomaték : myV- = 179,61 kNm/m, ugyan erre az eredményre jutnánk, csak ott nagyobb az erőkar.

4.4.1.2 myV+ (Mmax) vasalási nyomatékra vasmennyiség számolás

Vasalás helye; iránya:	felső	y irány (főirány)		
Szerkezet méretei:	beff = 1000 mm	magassága: h =	280	mm
Feltételezett acél átmérő:		Ø	20	mm
Betontakarás ezen a vason:	c_{nom} = 10+20 - 5	=	25	mm
Dolgozó magasság:	380 - 25 - Ø20/2	d =	245	mm

Szerkesztési szabályok:

$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 280	=	11200	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 345	=	369	mm^2/m
		M_{Ed} =	322,47	**kNm**

Mértékadó nyomaték: **Húzott vasalás méretezése:**

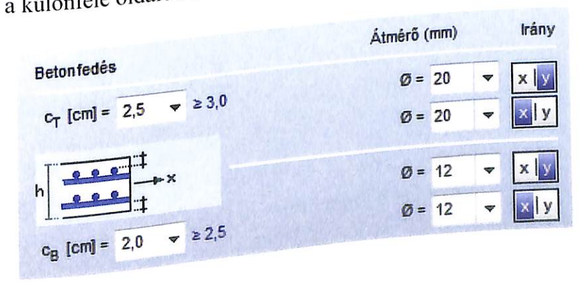
Beton nyomott zóna:		xc =	**78,3**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *245	x_{c0} =	120,05	mm
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$=	**3601,5**	mm2/m
Alkalmazott vasalás:	**Ø12/18+Ø20/9**	$A_{s,prov}$ =	**4119**	mm^2/m

Ellenőrzés:

		xc =	89,6	mm
Nyomatéki teherbírás tervezései értéke:	M_{Ed} = 322,5 kNm <	**M_{Rd} =**	**358,72**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

Mind2 irányban meg fog egyezni a kiosztás, mert nagyon hasonlóan az nyomaték maximumok a különféle oldalon és helyen és az intenzitása se tér el nagyon.



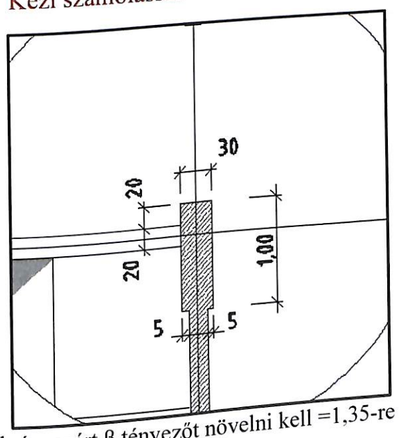
Hajlítási vasak összefoglalója:

- Alap kiosztás Y, és x irányban alul:
  Ø12/180 >>628 mm^2/m; a terület 60-70 % lefedi
  1. lépcső: Ø12/90 >> 1257 mm^2/m
- Alap kiosztás Y és X irányban felül
  Ø12/180 >>628 mm^2/m;
  1. lépcső: van ahol elég be sűríteni ezt: Ø12/90 >>1257 mm^2/m;
  2. lépcső: Ø12/180 + Ø16/180 >>1745 mm^2/m;
  3. lépcső: Ø12/180 + Ø16/90 >>2862 mm^2/m;
  4. lépcső: Ø12/180 + Ø16/180 + Ø20/180 >>3490 mm^2/m; (2. lehet hozzáadni; vagy 3. lépcső helyett használni, ha túl nagy a felületen a vasszükséglet)
  5. lépcső: Ø12/180 + Ø20/90 >>4119 mm^2/m; (2. -hoz lehet hozzáadni; vagy 3. lépcső helyett használni, ha túl nagy a felületen a vasszükséglet) (D17 és B16 x irány)

4.4.1 Átszúródási vizsgálat

Átszúródást vizsgáltam: (a nevek a rasztervonal metsződésekből erednek)

4.4.1.1 Kézi számolással C17 falvég



- Mivel falvég, ezért β tényezőt növelni kell =1,35-re
- $V_{Ed,0} = N_{Ed} = (Rz) =$ 618, 43 kN
  fal felé irányuló oldalakból átszúródási kerület számításoknál, maximum egy szélességnyit vehetek figyelembe, (a programok mind így dolgoztak)
- b = 30 cm
- balról csak 20 cm lehet: hb = 20 cm
- hj = 30 cm
  - u_0 = 2*30 + 20 = 80 cm
- lemez vastagság: 28 cm
- dolgozó magasság : dx = 225 mm ; dy = 245 mm ; d = 235 mm
- u1 = 800 + 2d * 2*π /2 = 800 mm + 2*2*235 * π/2 = 2276,5 mm (3 oldal és félkör)

- lemez vasalási hányada:

  $\rho l = \min \{\frac{Asl}{bw*d} ; 0,02\}$

$\rho x = 2862\ mm^2/m\ /1000mm*225\ mm = 1,2772\%$

$\rho x = 3490\ mm^2/m\ /1000mm*245\ mm = 1,424\ \%$

$\rho l = \sqrt{\rho ly * \rho lx} = \sqrt{1,2772 * 1,424} = 1,345\ \%$

1. $\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,max}$

- $\nu_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{u0*d} = \frac{1,35*618,43*10^3}{800*235} = 4,44\ N/mm^2$
- $\nu_{Rd,max} = 0,5 * \nu * f_{cd}$
  - $\nu = 0,6*(1 - \frac{fck}{250}) = 0,6*(1 - \frac{30}{250}) = 0,528$
  - $\nu_{Rd,max} = 0,5 * 0,528 *20 =$ **$\underline{5,28\ N/mm^2 > 4,44\ N/mm^2}$** → A csomópont méretei megfelelnek!

2. $V_{Ed} \leq \nu_{Rd,c}$

- $\nu_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{u1*d} = \frac{1,35 * 618,43*10^3}{2276,5*235} = 1,561\ N/mm^2$
- $\nu_{Rd,c} = c * f_{ct,d} =$
  - c értékét táblázatból veszem : 200 és 300 mm magas dolgozó magasság közé interpolálni 1,345 % vashányad és C30/37 beton esetén = 0,58226 ; $f_{ct,d} = 1,4\ N/mm^2$
  - $\nu_{Rd,c} = c * fct,d = 0,8151\ N/mm^2$
- $\nu_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{uout * d} = >> \nu_{Ed} = \nu_{Rd,c} >>$ uout $= \frac{\beta * VRd}{\nu Rd,c * d}$
- $u_{out} = \frac{1,35 * 618,43*10^3}{0,8151 * 235} = 4358,3\ mm$
  - $u_{out} = 800 + 2* r * \pi/2 = 4358,3 \Rightarrow 1132,6$ mm az oszlop szélétől!
- r' = r – 1,5 d = 1132,6 – 1,5 * 235 = 780 mm eddig ki kell vinni a csapokat!
- Szerkesztési szabály:
  - Sr,max = 0,75d = 0,75*235 = 176,25mm >> S_{rsalk} = 170 mm
  - legkülső vasak közötti távolság a kerület mentén: St ≤ 2*d =2*235 mm = 470 mm
  - Sugarak száma ≈ (2*r'*π/2 + 800) / 470 = 8 csapsor legalább tüske minimális átmérő = Ø10

3. $V_{Ed} \leq \nu_{Rd,cs} = 0,75* \nu_{Rd,c} + n *Asw * fywd,ef /(u * d) *sin\alpha$

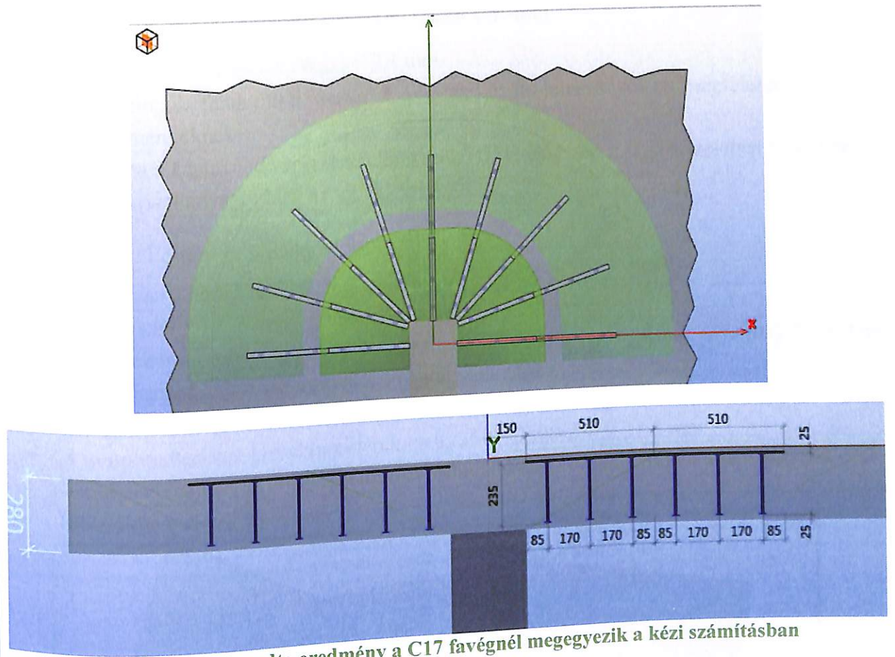
- $sin\alpha = 1 = 90°$
- u1 = 2276 mm
- $f_{ywd.ef} = 250 + 0,25d = 250+0,25*235 = 308,75\ N/mm^2$
- n = 1,5d/Sr

- $\nu Ed = 1,561\ N/mm^2 = 0,75* 0,81516 +(1,5*235/170) * Asw * 308,75/(2276*235)*1$
- $Asw = 793,4\ mm^2$

  >>Asprov = 793,4/10 = 88,15 mm2 → Ø12 ($119\ mm^2$
- első csap távolsága oszlop szélétől : ≤0,3 d → 70 mm (ajánlott érték, de lehet kicsivel több is pl (170/2 = 85 ami egy elemnél elő szokott fordulni a forgalomban)
- Hány csap kell egy soron?

  85 + n*170 cm > r' -->> (780 – 85) / 170 = 4,08 >>

5 * 170 köz, (6 ágú elem) vagy 2 x 3 ágas elem 170 mm csap tengelyközzel



25. Kép: A szoftver adta eredmény a C17 favégnél megegyezik a kézi számításban kapott eredményekkel

4.4.1.2 A többi vizsgálatot szoftverrel

A többi elemet szoftverrel futattam le, majd az alapján csináltam meg a kiviteli terveket.

J..	Név	Megj...	Peikko termékek	Helyzet	db	Típus	Al...	Po...	a	b	r_a	r_b	h	d_x	d_y	V_{Ed}	σ_{cx}	σ_{cy}	V_{pd}	β	M_{Edx}	M_{Edy}	p_x	p_y
	B15	oszlop	14xPSB-12/235-2/340(85/170/85) 14xPSB-12/235-2/340(85/170/85)	B15	1				300	1000			280	225	245	1044	0	0	0	1,35			1,55	1,17
	B16	oszlop	18xPSB-12/235-2/340(85/170/85) 18xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85)	B16	1				300	1000			280	225	245	1217	0	0	0	1,35			1,83	1,42
	B17	oszlop	12xPSB-12/235-2/340(85/170/85) 12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)	B17	1				600				280	225	245	1217	0	0	0	1,15			1,55	1,42
	B18	falvég	.	B18	1				300	1000			280	225	245	625	0	0	0	1,35			1,27	1,17
	C17	**falvég**	**9xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85** **9xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85**	**C17**	**1**				**300**	**300**			**280**	225	245	**618**	**0**	**0**	**0**	**1,35**			**1,27**	**1,42**
	D17	oszlop	12xPSB-12/235-2/340(85/170/85) 12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)	D17	1				600				280	225	245	1337	0	0	0	1,15			1,83	1,42
	E17	oszlop	12xPSB-10/235-3/510(85/170/170/85)	E17	1				600				280	225	245	904	0	0	0	1,15			1,27	1,17

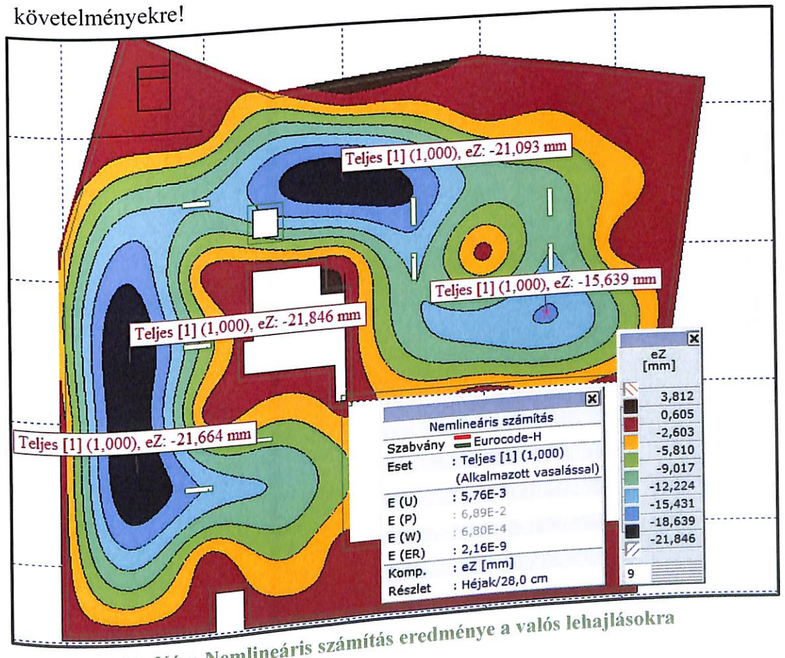
4.4.1 Használhatósági határállapotok ellenőrzése

4.4.1.1 Repedéstágasság vizsgálata AxisVm-mel

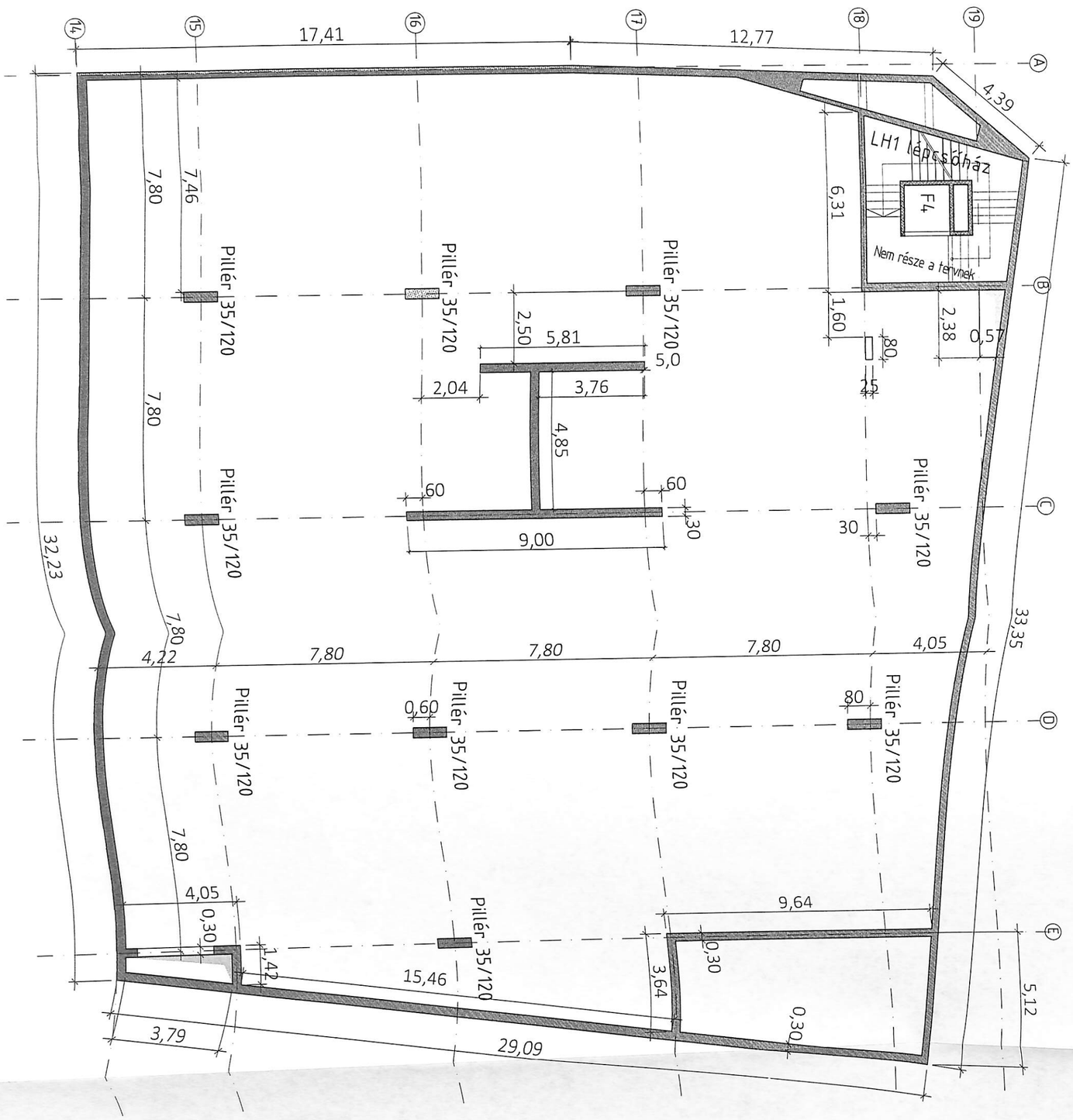
- A megengedett határérték: w_{keng} = 0,4 mm
- Belső oszlopok, falak fölött, oszlopok és falak közötti lemezsávokon, megfelel a követelményeknek.
  Probléma a kapcsolódó szerkezeteknél mint (G51; G52; G53; G55 közelében fordul elő.
- Axisból kivett anyagot lásd a mellékletek között.

4.4.1.2 Födém lehajlásának vizsgálata

- Szükség van a lemez alkalmazott vasalására.
- Ec,eff = 1,05 * 10^4 N/mm^2 értékre kell átállítani.
- „nemlineáris számítási futtatást" kell indítani mely már nem rugalmas anyagnak feltételezi a betont, hanem figyel annak képlékeny alakváltozására
- Megengedett lehajlás mértéke: w_{eng} = 31,2 mm
- 7,8 m raszterben van kiosztva pillérek >> L/250 = 7800/250 = 31,5 mm
- Maximális lehajlás (eZ) = 21,846 mm >> Mindenhol megfelel a födém a lehajlási követelményekre!



26. Kép: Nemlineáris számítás eredménye a valós lehajlásokra



Pillér megnevezése a rasztervonalak metszése alapján

Munka:	Hotel	P-2
Rajz tárgya	Garázs szinti födém (L2)	M= 1:150
Rajz neve	Pozíciós terv	

5. Garázs/Pince födém (L2) vizsgálata

5.1 Statikai váz, modell

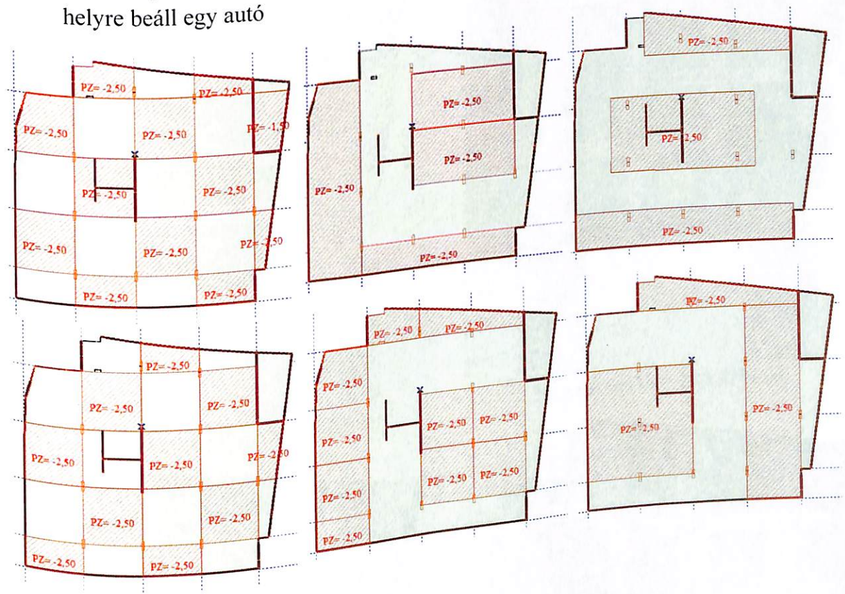
Csak gravitációs terhek kerültek rá. Elég volt lemez modellt alkalmazni.

5.1.1.1 Terhei:

Terheit lásd: (2.1.2.2); (2.2.1); (2.3.3)

Hasznos teher elhelyezése több féle sémázást is felvetett.

- Sakktábla leterhelés két verzióban.
- Legjobban terhelt oszlopok fölött legnagyobb igénybevételt okozó leterhelés
- Minden parkolóhely tele megnevezésű lehetőség, amikor minden parkolásra kijelölt helyre beáll egy autó



5.1.1.2 Vastagság felvétele:

Szerkesztési szabályok alkalmazása:

Gépkocsi tárolókra, légnedves belső tereknél ajánlatos az XC2 környezeti kitéti osztály jellemző:

- a beton szilárdság teljesül ennél a kritériumnál, de magasabb cementadagolást és nagyobb $c_{min,\ dur}$ értéket kell megadni, ami a betontakarás egyik tényezője lehet mértékadó esetben.
- $c_{nom} = 10mm + \max\{10; c_{min,b}; c_{min,dur}\}$ alul Ø10 vasat, felül Ø16 vasat feltelezek
  $c_{nom} = 10 + \max\{10/16 ; 25\}$ alul és fölül is ez lett a mértékadó betontakarás
  $c_{nom} = 35$ mm de ezt lehet csökkenteni 5 mm-rel lemez szerkezet esetén
- $c_{nom} = 30$ mm , de
- $c_{min,dur}$ tovább kell növelni „gépjármű teherforgalom miatt" >> + 15 mm

viszont ez a 15 mm már nem lehet beleszámolni a beton keresztmetszet tervezésnél, teherbíránál, és egyéb méretezésnél.

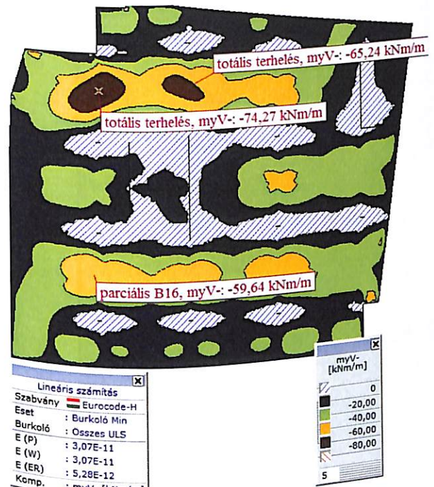
Alsó vasalás: c_{nom} = 30 mm

Felső vasalás: c_{nom} = 45 mm (méretfelvételnél 30 mm-írni)

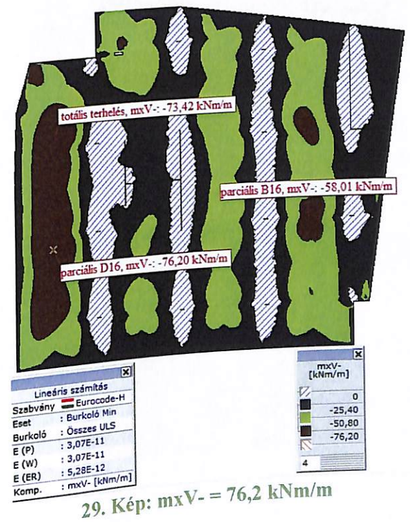
Ha felveszem a vastagságot 28 cm-re, akkor az számolásokban csak 26,5 cm-rel dolgozhatok

5.2 Igénybevételek

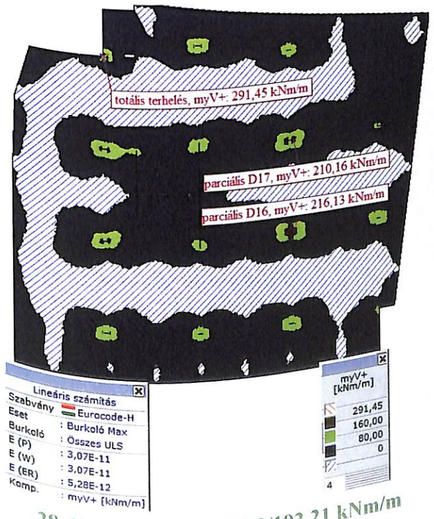
5.2.1.1 Hajlításból



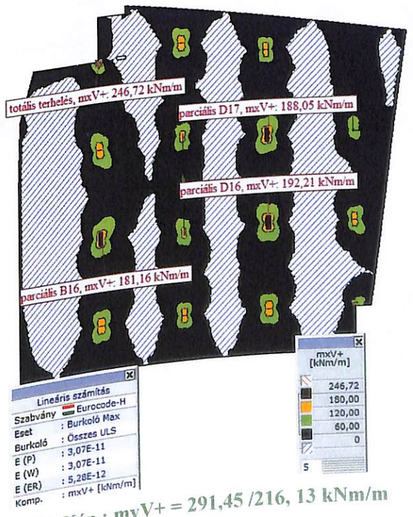
30. Kép : myV- = 74,24 kNm/m



29. Kép: mxV- = 76,2 kNm/m

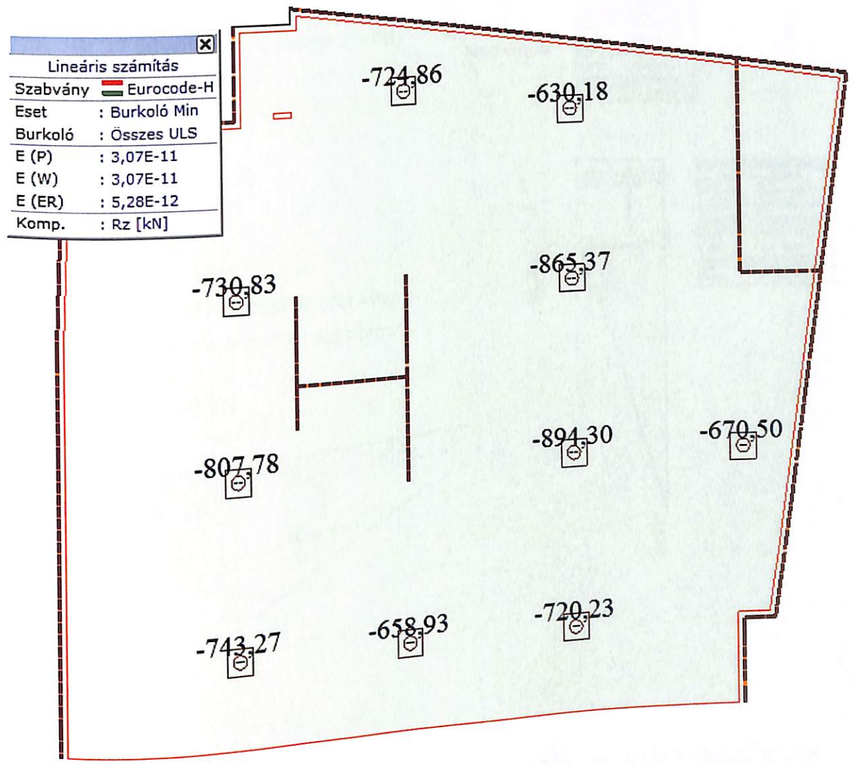


28. Kép: mxV+ = 246,72/192,21 kNm/m



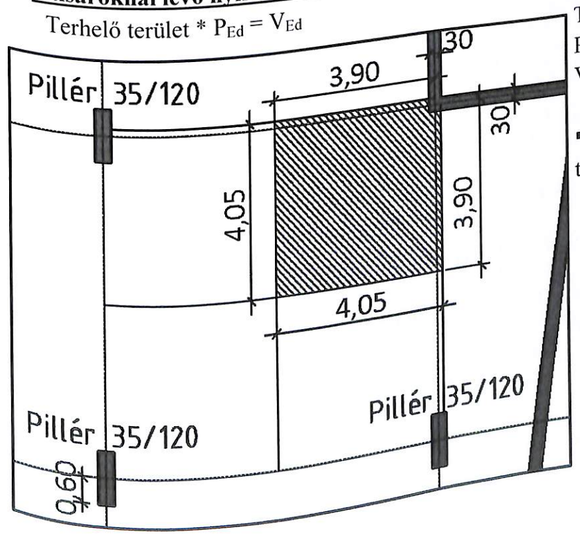
27. Kép : myV+ = 291,45 /216, 13 kNm/m

5.2.1.2 Átszúródást adó igénybevételek



- **Falsaroknál lévő nyíró igénybevétel:**

Terhelő terület * P_{Ed} = V_{Ed}



$T = (3,9 + 0,3/2)^2 = 16,4\ m^2$

$P_{Ed} = 15,19\ kN/m^2$

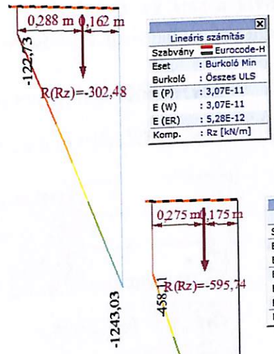
$V_{Ed} = 15,19 * 16,4 = 247,3\ kN$

- Mindhárom falsaroknak ekkora terhet lehet felvenni.

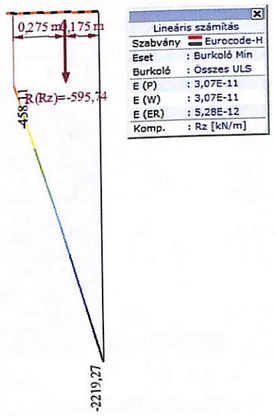
▪ **Falvégek nyíró igénybevételei:**

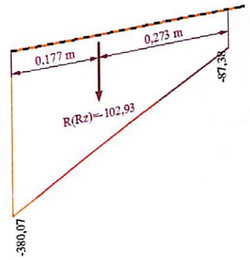
(metszőszakasz hossza: falvastagság *1.5)

- BC17 falvég (B és C raszter között)
  V_{Ed} = 302,48 kN



- C17 falvég
  V_{Ed} = 595,74 kN
  C16 falvégnél hasonló az erőt vesz fel; együtt méretezem a nagyobbra
- E17 falvég
  V_{Ed} = 102,93 kN





5.3 Méretezés

5.3.1 Lemezvastagság ellenőrzése/ meghatározása igénybevétel alapján

fcd = 20 N/mm²
fyd = 435 N/mm²
Cnom = 30 mm

- Szükséges adatok:
- Beton: C30/37 – X1 – 24 – F2
- Betonacél: B500B
- Betonfedés becslése (Ø16 vashoz)
- M_{max} = 246,42 kNm (mxV+)

1 m széles sáv ellenőrzése hajlításra.

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = b^* xc * fcd (d - xc/2)$

d = ?

nyomott zóna magassága: $xc = \xi c * d$;$(0,2 < \xi c < 0,3)$

$xc = 0,25 * d$

246,42 kNm * 10^6 = 1000 mm * 0,25 d * 20 N/mm² * (d - 0,25 d/2)

$$\frac{246,42 * 10^6}{1000 * 0,25 * 20} = d^2 \left(1 - \frac{0,25}{2}\right)$$

$$49284 = 0,875\, d^2$$

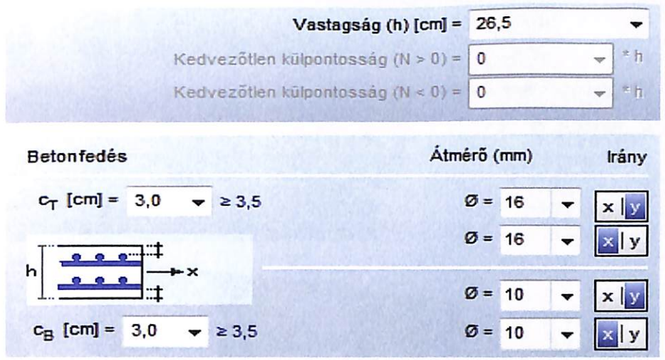
$$d = \sqrt{\frac{49284}{0,875}} = \boldsymbol{237,3\ mm}$$

Statikailag szükséges lemez vastagság = $d + C_{nom} + Ø/2$ = 237,3+ 30+ 16/2 = <u>275 mm</u>

A teljes szerkezet magasságot 28 cm-rel lesz megépítve, ez lesz a kiviteli terveken is feltüntetve, de a modellben, és bármilyen méretezéssel kapcsolatban 265 mm-rel számolok

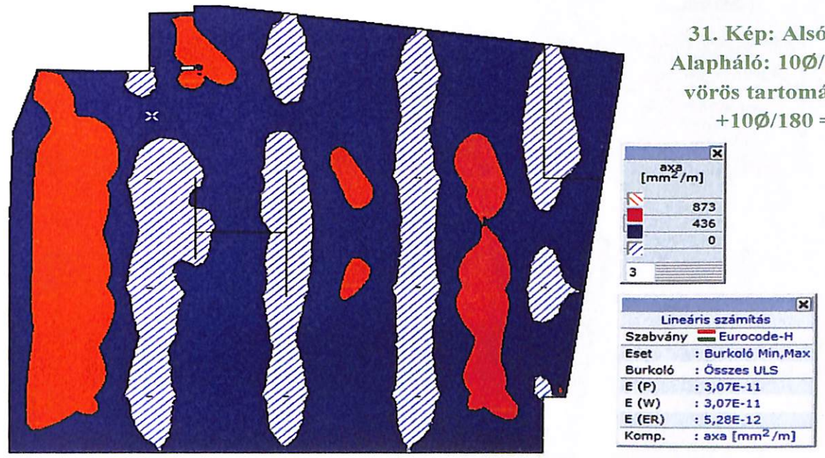
5.3.2 Vasszükségletei lépcsők és határvonalak előállítása

- 1. lépés: vasalási paraméterek megadása (szerkezeti osztály, környezet osztály, betontakarás)

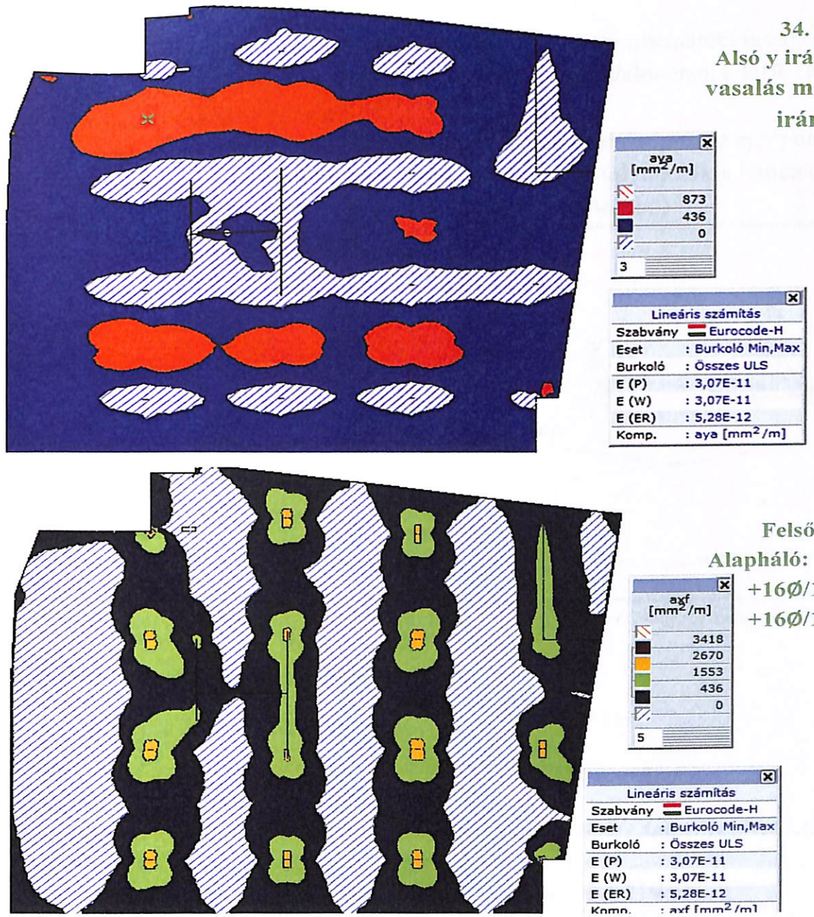


-ami nem olyan egyértelmű az a vasátmérő, mert több átmérő is előfordul, ekkor érdemes felvenni a legnagyobb használt átmérőket az adott vasalási rétegben.

- 2. lépés: szintfelületnél megnézni a vasszükséglet tartományát, a minimálistól a maximum értékig, és hogy milyen sűrűn kerül elő közel akkora eredmény

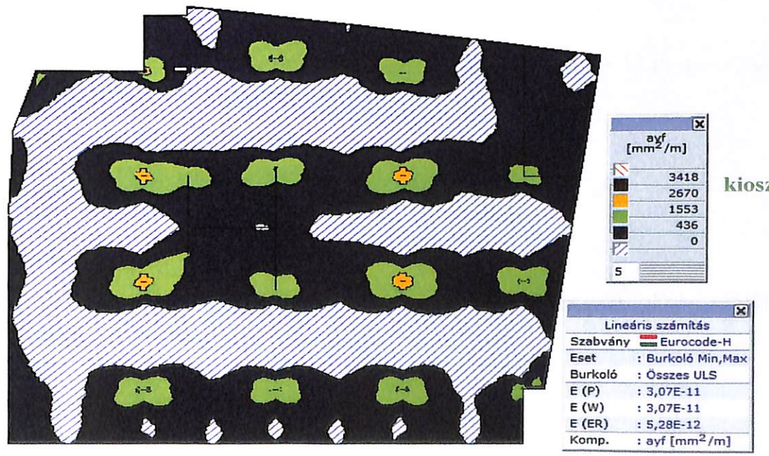


31. Kép: Alsó x irányú réteg. Alapháló: 10Ø/180 = 436 mm²/m vörös tartományban erősíteni +10Ø/180 = 873 mm²/m



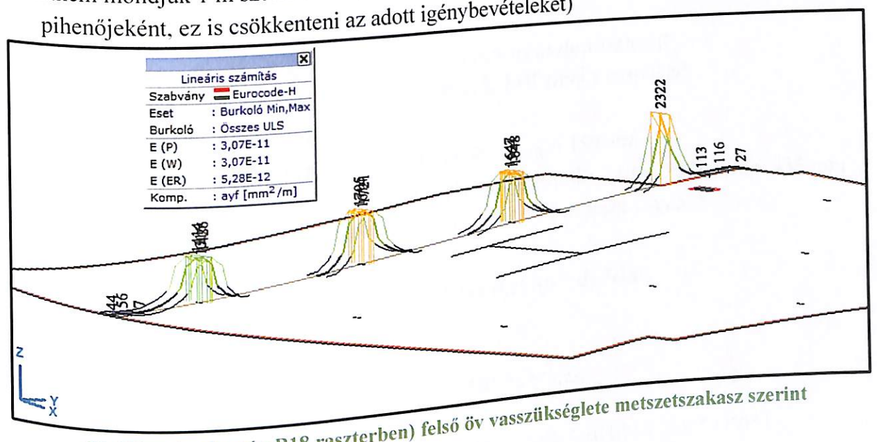
34. Kép:
Alsó y irányú vasalás
vasalás megegyezik x
iránnyal

33. Kép:
Felső x irányú vasalás
Alapháló: 10Ø/180 = 436 mm²/m
+16Ø/180 = 1553 mm²/m
+16Ø/180 = 2670 mm²/m



35. Kép:
Felső y irányú vasalás
kiosztása megegyezik x iránnyal

- A B18 –as belső falsarok, voltak a legnagyobb negatív nyomatéki igénybevételek. Ennek a környezetében a 2D szintfelülettel nem is felelne meg a Ø10/180+Ø16/90 alkalmazott vasmennyiség.
- Ismét metszőszakasz kell előállítani, hogy az vasmennyiségek ne egy pontja látszódjon
- hanem mondjuk 1 m széles sávé. (Abban a pontban folytatódik a lemez a lépcsőház pihenőjeként, ez is csökkenteni az adott igénybevételeket)



37. Kép: (oszlopsáv B18 raszterben) felső öv vasszükséglete metszetszakasz szerint

5.3.3 Átszúródási vizsgálat

5.3.3.1 E17 falsarok vizsgálata

- Mivel falvég, ezért β tényezőt növelni kell =1,2-re
- $V_{Ed,0} = N_{Ed} = (Rz) = \underline{247,3\ kN}$
- fal vastagsága 30 cm, de falsaroknál a programok nem a fal méretével számolnak átszúródási kerületeket, hanem a dolgozó magasságból veszik
- dolgozó magasság : dx = 227 mm ; dy = 211 mm ; d = 219 mm
- $u_0 = 2*(1,5\ d) = 657$ mm
- lemez vastagság: 265 mm
- $u1 = 657 + 2d * 2*\pi /4 = 657\ mm + 2*2*219 * \pi/4 = 1345$ mm (2 oldal és negyed kör)
- lemez vasalási hányada:

$\rho l = \min \{\frac{Asl}{bw*d} ; 0,02\}$

$\rho x = \rho y = 1553\ mm^2/m\ /1000\ mm * 219\ mm = 0,71\%$

1. $\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,max}$

- $\nu_{Ed} = \frac{\beta*Ved}{u0*d} = \frac{1,2*247,3*10^3}{657*219} = \mathbf{2,06\ N/mm^2}$
- $\nu_{Rd,max} = 0,5 * 0,528 *20 = \underline{\mathbf{5,28\ N/mm^2} > 2,06\ N/mm^2} \rightarrow$ A csomópont méretei megfelelnek!

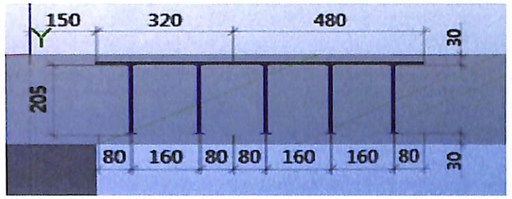
2. $\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,c}$

- $\nu_{Ed} = \frac{\beta*Ved}{u1*d} = \frac{1,2*247,3*10^3}{1345*235} = 0,93\ N/mm^2$
- $\nu_{Rd,c} = c * f_{ct,d} =$

- c értékét táblázatból veszem : 200 és 300 mm magas dolgozó magasság közé interpolálni 0.71 % vashányad és C30/37 beton esetén = 0,477; $f_{ct,d}$ = 1,4 N/mm^2
- $\nu_{Rd,c}$ = c * fct,d = 0,6678 N/mm^2

- $\nu_{Ed} = \frac{\beta * Ved}{uout * d}$ = >> $\nu_{Ed} = \nu_{Rd,c}$ >> uout = $\frac{\beta * VRd}{\nu Rd,c * d}$
- $u_{out} = \frac{1,2 * 247,3 * 10^3}{0,6678 * 219}$ = 2029 mm
  - u_{out} = 657+ 2* r * π/4 = 2029 => 873,4 mm az oszlop szélétől!
- r` = r – 1,5 d = 873 – 1,5 * 219 = 545 mm eddig ki kell vinni a csapokat!
- Szerkesztési szabály:
  - Sr,max = 0,75d = 0,75*219 = 164 mm >> $S_{r,alk}$ = 150 mm
  - legkülső vasak közötti távolság a kerület mentén: St ≤ 2*d =2*219 mm = 438 mm
  - Sugarak száma ≈ (2*r`*π/4 + 657)/438 =3,5 >> 5 csapsor legalább
  - tüske minimális átmérő = Ø10

3. **$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd,cs} = 0,75 * \nu_{Rd,c} + n * Asw * fywd,ef / (u * d) * \sin\alpha$**
   - sinα = 1 = 90°
   - u1 = 1345 mm
   - $f_{ywd.ef}$ = 250 + 0,25d = 250+0,25*219 = 304,75 N/mm^2
   - n = 1,5d/Sr
- νEd = 0,93 N/mm^2= 0,75* 0,6678 +(1,5*219/150) * Asw * 304,75/(1345*219)*1
- Asw = 189 mm^2
  >>Asprov = 189/10 = 18,9 mm2 → Ø10 (79 mm^2)
- első csap távolsága oszlop szélétől : ≤0,3 d → 60 mm (ajánlott érték, de lehet kicsivel több is pl (150/2 = 75 ami egy elemnél elő szokott fordulni a forgalomban)
- Hány csap kell egy soron?
  75 + n*150 mm > r` -->> (545 – 75) / 150 = 3,13>> 4 köz = 5 db csap



A gép által számított kiosztás, ugyanannyi sugárral.

J..	I..	Státusz	Név	Megjegyzés	Peikko termékek	H.	db	Ti...	Al...	Po...	a	b	r_a	r_b	h	d_x	d_y	$V_{Éd}$	σ_{cx}	σ_{cy}
		Végleges	B18	falsarok	4xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)	B1	1				300	329			265	211	227	245	0	0
		Végleges	BC17	falvég	7xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)	BC	1				300	300			265	211	227	299,7	0	0
		Végleges	C17	falvég	9xPSB-12/205-3/480(80/160/160/80) 9xPSB-12/205-3/480(80/160/160/80)	C	2				300	300			265	211	227	591	0	0
		Végleges	**E17**	**falsarok**	**5xPSB-10/205-2/320(80/160/80) 5xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)**	**E1**	**2**				**300**	**329**			**265**	**211**	**227**	**247**	**0**	**0**
		Végleges	BC16	falvég		BC	1				300	400			265	211	227	102,3	0	0
		Végleges	E16	belső oszlop	16xPSB-10/205-2/320(80/160/80)	E1	2				350	1200			265	211	227	665	0	0
		Végleges	B15	belső oszlop	16xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)	B1	6				350	1200			265	211	227	738	0	0
		Jóváhagyva	**D16**	**belső oszlop**	**15xPSB-10/205-2/320(80/160/80) 15xPSB-10/205-2/320(80/160/80)**	**D1**	**2**				**350**	**1200**			**265**	211	227	**888**	**0**	**0**

5.3.4 Használhatósági határállapotok ellenőrzése

5.3.4.1 Repedéstágasság vizsgálata AxisVm-mel

A megengedett határérték: w_{eng} = 0,3 mm – Parkolóház funkció miatt

Belső oszlopok, falak fölött, oszlopok és falak közötti lemezsávokon, megfelel a követelményeknek. Eredmények a mellékletekben.

w_{max} = 0,27 mm

5.3.4.2 Födém lehajlásának vizsgálata

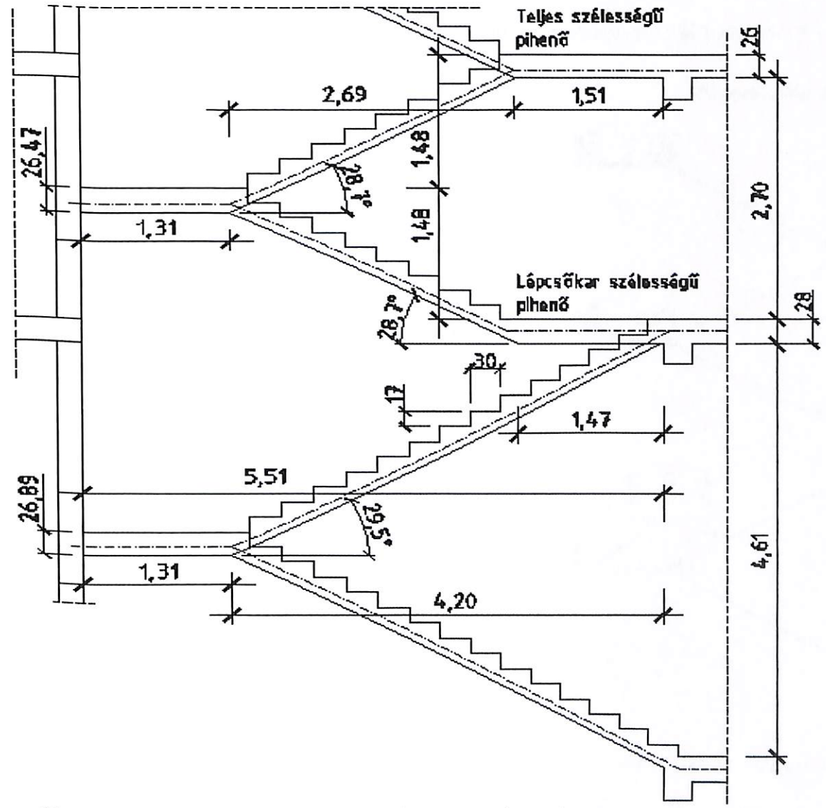
- Lemez vasalást és rugalmassági modulust átállítom mint eddig.
- Megengedett lehajlás mértéke: w_{eng} = 31,2 mm
- 7,8 m raszterben van kiosztva pillérek >> L/250 = 7800/250 = 31,5 mm
- Maximális lehajlás (eZ) = 21,846 mm >> Mindenhol megfelel a födém a lehajlási követelményekre!

6. Lépcsőszerkezet

6.1 LH-2.3 lépcső statikai váza, modell felépítése

6.1.1 Statikai váz

Kiindulásként 20 cm lépcsőkar vastagságok voltak feltüntetve az egész LH-2 lépcsőházba. A lépcsőkarok szélessége: 1,25 m. Az orsótér szélessége: 55 cm. A pihenő lemez teljes szélessége: 3,05 m.



Ezt az egységet szerettem volna tartani, ezért nem csak a LH-2.3 lépcső, de a LH-2.2 lépcsőkarokat is belevettem a számítás, mert ott nagyobb a szintmagasság és nagyon a lépcsőkar hossza, megegyező terhelés esetén, ennek az igénybevételi fogják adni a végleges szerkezeti vastagságot. A födémszinti pihenők vastagságát a födémmel megegyező, a köztes pihenő vastagságát a szerkesztésből jön ki, úgy hogy a két lépcsőkar alsó törésvonal egy vonalba essen.

6.1.2 Modell

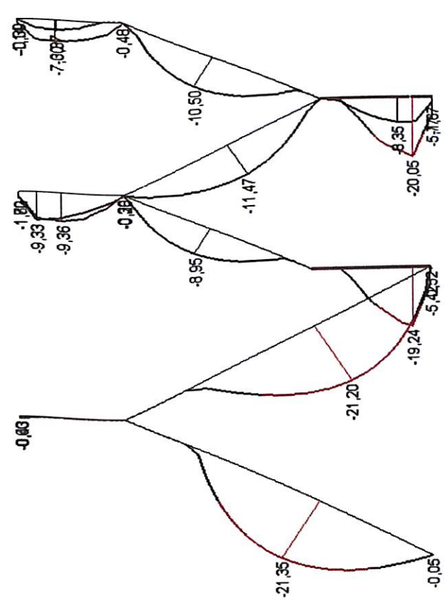
16 cm-re vettem fel a lépcsőkar vastagságát, ez alá nem érdemes menni, mert rosszul szerelhetővé válik a vasalás. Az AxisVm-nél oda kell figyelni, hogy a héjelemek lokális rendszerei (x irány a kitüntetett irány) egy irányban nézzenek. A lépcső egészén célszerűen egy irányban teherhordó felületvasalási paramétereket beállítani. A lépcsőkarokon a terhek globális vetületi irányt adtam meg.

6.2 Igénybevételek, méretezés

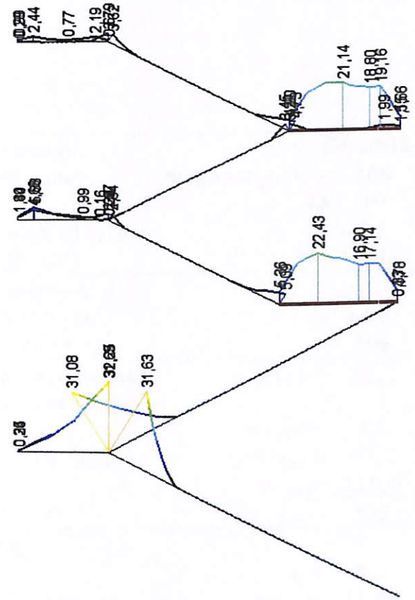
6.2.1 Igénybevételek

Ábrázolása a kar középső tengelyébe állított metszetvonalakkal történt.
Vasalási nyomatékok ábrázolása:

Nyomatéi alsó: MxV-



Nyomatéki felső: MxV+



Vastagság ellenőrzése M_{Ed} –re = Mmax = MyV+ = **48,88 kNm** (lépcsőkar pihenő találkozás 3D ábrázolásnál; az alsó pihenőnél)

6.2.2 Lemezvastagság ellenőrzés

Szükséges adatok:

- Beton: C30/37 – X1 – 16 – F2 — fcd = 20 N/mm^2
- Betonacél: B500B — fyd = 435 N/mm^2
- Betonfedés becslése (Ø10 vashoz) — Cnom = 10 + max{15;10} = 25 mm

M_{max} = 48,88 kNm

1 m széles sáv ellenőrzése hajlításra.

$$MEd \leq Mrd = b^* xc * fcd (d - xc/2)$$

$$d = ?$$

nyomott zóna magassága: $xc = \xi c * d$;$(0,2 < \xi c < 0,3)$

$$xc = 0,25 * d$$

$$48.88\ kNm * 10^6 = 1000mm * 0,25\ d * 20N/mm^2 * (d - 0,25\ d/2)$$

$$\frac{36,03 * 10^6}{1000 * 0,25 * 20} = d^2 \left(1 - \frac{0,25}{2}\right)$$

$$7206 = 0,875\ d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{7206}{0,875}} = \mathbf{105,7}\ mm$$

Statikailag szükséges lemez vastagság = d + Cnom +Ø/2 = 105,7 + 25+ 10/2 = 135,7 mm

Statikailag elégséges lenne a 13-14 cm vastag lépcsőkar vastagság, de a 16 cm alá, nem megyek a megépíthetőség miatt.

Alkalmazott vastagság: h = 16 cm

6.2.3 Alkalmazott vasalás számítása

6.2.3.1 LH-2.3 Lépcsőkar

Vasalás helye; iránya:	alsó vasalás		x irány, fővasalás		
Szerkezet méretei:	b =	1000 mm	magassága: h =	160	mm
Feltételezett acél átmérő:			Ø	10	mm
Betontakarás:	c_{nom} =	10 + max {15;10 }	=	25	mm
Dolgozó magasság:	160 - 25-10/2		d =	130	mm
	Szerkesztési szabályok:				
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 160		=	6400	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 130		=	196	mm^2/m
	Mértékadó nyomaték:		**M_{Ed} =**	**11,7**	**kNm**
	Húzott vasalás méretezése:				
Beton nyomott zóna:			xc =	**4,6**	mm
Maximális értéke:	$\xi c0 * d = 0,49 * 130$		x_{c0} =	63,7	mm
Szükséges vasmennyiség:			$A_{s,req}$=	**210,6**	mm^2
Alkalmazott vasalás:	Ø10/200		$A_{s,prov}$ =	**393**	mm^2
	Ellenőrzés:				
Nyomatéki teherbírás tervezései			xc =	8,5	mm
értéke:	M_{Ed} =	11,7 kNm <	**M_{Rd} =**	**21,49**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

A pihenő lemez alsó vasalását is ezzel a vaskiosztással viszem a támaszokig.

6.2.3.2 LH-2-3 Pihenő lemezek + lépcsőkarba átvezetés

Vasalás helye; iránya:	felső vasalás		x irány, fővasalás		
Szerkezet méretei:	b =	1000 mm	magassága: h =	160	mm
Feltételezett acél átmérő:			Ø	10	mm
Betontakarás:	c_{nom} =	10 + max {15;10 }	=	25	mm
Dolgozó magasság:	160 - 25-10/2		d =	130	mm

	Szerkesztési szabályok:		
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 160	= 6400	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 130	= 196	mm^2/m
	Mértékadó nyomaték:	**M_{Ed} = 29,22**	**kNm**
	Húzott vasalás méretezése:		
Beton nyomott zóna:		xc = **11,8**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *130	x_{c0} = 63,7	mm
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$= **541,2**	mm^2
Alkalmazott vasalás:	Ø10/100	$A_{s,prov}$ = **785**	mm^2
	Ellenőrzés:		
Nyomatéki teherbírás tervezései		xc = 17,1	mm
értéke:	M_{Ed} = 29,22 kNm <	**M_{Rd} = 41,48**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

Minden pihenőlemezben ezt a kiosztást rakom, mert a födémek felső vasalásainak is kell a megfelelő lehorgonyzás.

6.2.3.3 LH-2.2 Lépcsőkar

Vasalás helye; iránya:	alsó	x irány, fővasalás
Szerkezet méretei:	b = 1000 mm	magassága: h = 160 mm
Feltételezett acél átmérő:		Ø 10 mm
Betontakarás:	c_{nom} =10 + max {15;10 }	= 25 mm
Dolgozó magasság:	160 - 25-10/2	d = 130 mm
	Szerkesztési szabályok:	
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 160	= 6400 mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 130	= 196 mm^2/m
	Mértékadó nyomaték:	**M_{Ed} =21,35kNm**
	Húzott vasalás méretezése:	
Beton nyomott zóna:		xc = **8,5** mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *130	x_{c0} = 63,7 mm
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$=390,3mm^2
Alkalmazott vasalás:	Ø10/180	$A_{s,prov}$ = **436** mm^2
	Ellenőrzés:	
		xc = 9,5 mm
Nyomatéki teherbírás tervezései értéke:	M_{Ed} = 21,35 kNm <	**M_{Rd} =23,76kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

Használva a Ø10/150 kiosztást ajánlja az Axis, mert húzási igénybevételt kap az L5 födémre érkező kar, (a másik kar pedig végig nyomott)

L5 lemezen kinyújtom a szükséges vasmennyiséget, alul és felül is a lemez vasalás kiosztásához viszonyítva

6.2.3.4 LH-2.2 Pihenő lemez + lépcsőkarba átvezetés

Vasalás helye; iránya:	felső vasalás		x irány, fővasalás		
Szerkezet méretei:	b = 1000 mm		magassága: h =	160	mm
Feltételezett acél átmérő:			Ø	10	mm
Betontakarás:	c_{nom} = 10 + max {15;10 }		=	25	mm
Dolgozó magasság:	160 - 25-10/2		d =	130	mm
	Szerkesztési szabályok:				
$A_{s,max}$ =	4 % * 1000 * 160		=	6400	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 1000 * 130		=	196	mm^2/m
	Mértékadó nyomaték:		**M_{Ed} =**	**36,4**	**kNm**
	Húzott vasalás méretezése:				
Beton nyomott zóna:			xc =	**14,8**	mm
Maximális értéke :	ξc0 * d = 0,49 *130		x_{c0} =	63,7	mm
Szükséges vasmennyiség:			$A_{s,req}$=	**682,7**	mm^2
Alkalmazott vasalás:	Ø10/100		$A_{s,prov}$ =	**785**	mm^2
	Ellenőrzés:				
Nyomatéki teherbírás tervezései			xc =	17,1	mm
értéke:	M_{Ed} = 36,4 kNm <		**M_{Rd} =**	**41,48**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

6.2.3.5 Részleges befogás a szintközti pihenőhöz

A mező nyomatékának (pozitív) 15%-ára → 0,15 * 21,35 kNm = 3,2 kNm

→ A már számolt Ø10/100 kiosztású felső vas megfelel, de kellően le kell horgonyozni a pihenő lemez támaszánál.

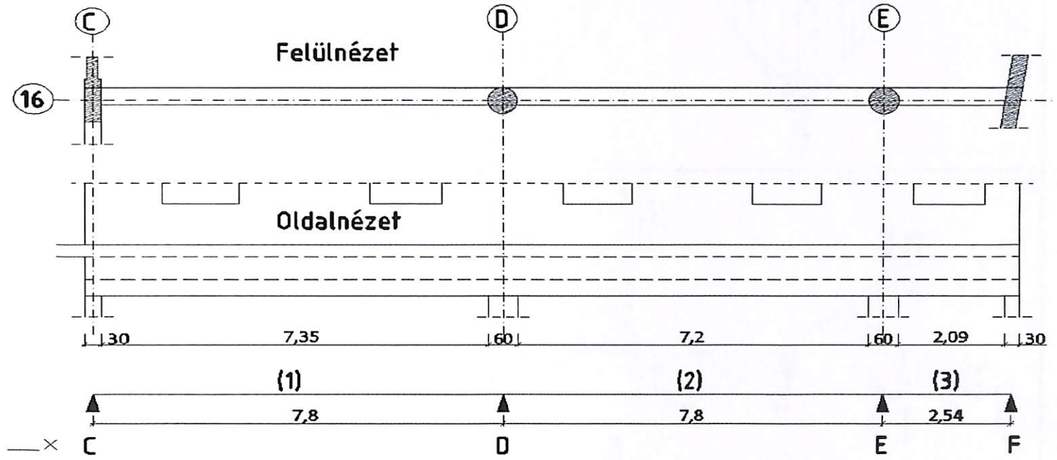
6.2.3.6 Elosztó vasalás

A fővas legyen 20% a fővasalásnak, de legyen meg a minimális vashányad.
A lépcsőkaron: Mindig kisebb, mint a minimális vasmennyiség = 196 mm^2/m → **Ø8/200**Pihenőlemezen alul és fölöl is: $As_{,min} > A_{s,prov} * 0,2$ → **Ø8/200**
A pihenő lemezen is → **Ø 8/200**

7. Gerenda tervezése

7.1 G51 gerenda statikai váza, modell

L5A vasbeton lemez felsőbordája és az L5B alsóbordája egyben, illetve a felmenő kitüskézett vasbeton falnak az alsó öveként is lehet rá tekinteni.



7.2 Terhek, modell

Terhek az L5-ös lemezekről jönnek (4. rész), ezen felül a felette lévő 20 cm vasbeton fal terhe van, amit számításba vettem. (A fölötti szintek födémterhei, a magas parapetfal kiváltja szintenként azok terhét, a falba épített bordára közvetíti.)

A gerendát az F támasznál (külső fal oldaláról) csuklósként állítottam be. C támasznál engedtem a nyomaték felvételét, amit a lemezek tudnak biztosítani.

7.3 Igénybevételek

Méretezés összetett hajlításra, történt. A lemez parciális leterhelése miatt, több igénybevételi ábrát is kapok. (Modellből nyomtatva lásd a mellékletekben: Földszint födém ULS bordával.axs)

Nyomatéki nullpontok:

C támasztól:

$x1_{alsó}$ = 0,482 m

$x1_{felső}$ = 0,57 m

$x2_{felső}$ = 6,175 m

$x2_{alsó}$ = 6,253 m

D támasztól:

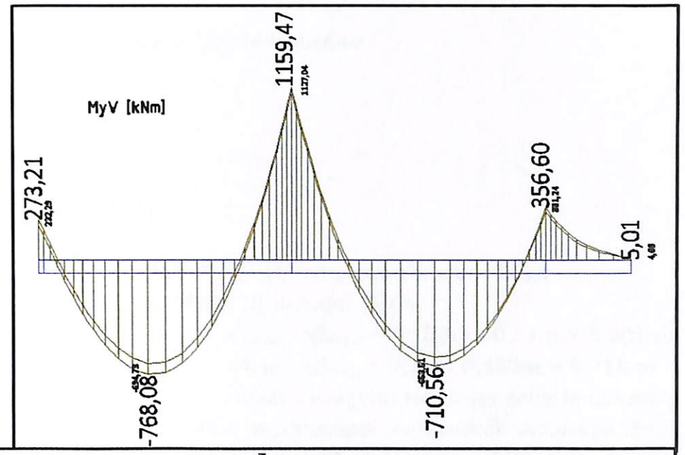
$x3_{alsó}$ = 1,64 m

$x3_{felső}$ = 0,482 m

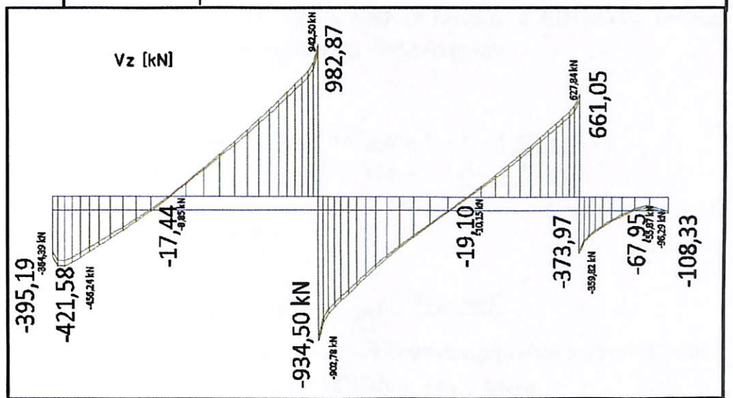
$x4_{felső}$ = 7,2 m

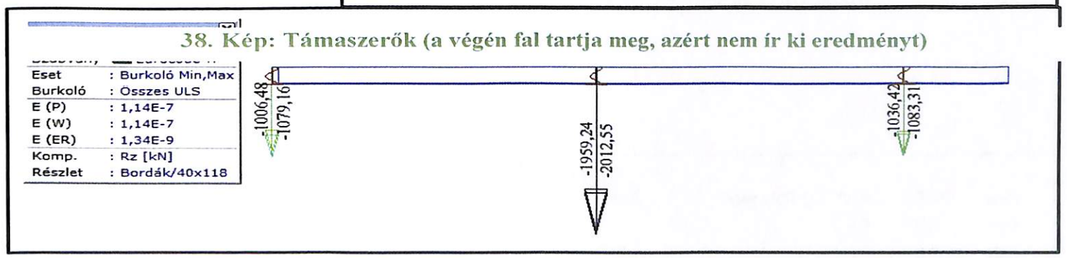
$x4_{alsó}$ = 7,21 m

Mmax = 1159,47 kNm



Vmax = 982,87 kN





38. Kép: Támaszerők (a végén fal tartja meg, azért nem ír ki eredményt)

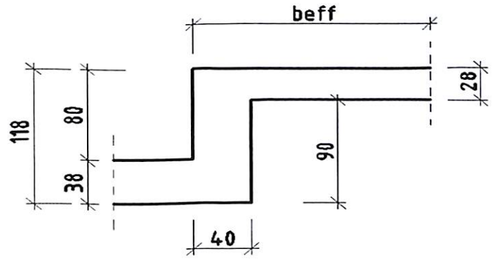
7.4 Keresztmetszet ellenőrzése, vasalás tervezése

7.4.1 Keresztmetszet

beff számolása:

beff = b + beff1

beff1 = min {b1/2; 6*t; 0,2*l_0; 0,1*b_1 + 0,1*l_0}



b_1 = 7,2 m (17 oszlopsortól a távolság)

t = felül 28 cm; alul 38 cm

$l_{0,(1)}$ = $x1_{felső}$ - $x2_{felső}$ = 6,175m - 0,57m = 5,605 m

$l_{0,(2)}$ = $x4_{felső}$ - $x3_{felső}$ = 7,2m - 0,482m = 6,718 m

Az alsó részen is együtt tud dolgozni a lemezzel a gerenda, de a nyomati nullapontok távolsága jóval kisebb, így a beff is kisebb. a biztonság javára, most figyelmen kívül hagyom.

beff1$^{(1)}$ = 0,2 * l_0 = 0,2 * 5,605 m = 1,12 m → beff$^{(1)}$ = 0,4 + 1,12 = <u>1,52 m</u>

beff1$^{(2)}$ = 0,2 * l_0 = 0,2 * 6,718 m = 1,34 m → beff$^{(2)}$ = 0,4 + 1,34 = <u>1,74 m</u>

7.4.2 Hajlítási vasalás meghatározása

Kötött tervezés, nyomott vas elkerülésével.

M_{Ed} csökkenthető (redukálható a támaszok felett ΔM-mel. $\Delta M = \frac{Fed,sup*t}{8}$

ahol t = feltámaszkodás szélessége ≤ 60 cm (kőr km. miatt) → biztonság javára legyen 45 cm

F_{Ed}^{D} = támasz reakcióereje = 2012,55 kN → $\Delta M^D = \frac{2012,55*0,45}{8}$ = 113,2 kNm

F_{Ed}^{E} = 1083,31 kN → $\Delta M^E = \frac{1083,31*0,45}{8}$ = 60,93 kNm

7.4.2.1 "D" támasz feletti vasalás

Vasalás helye; iránya:	<u>felső vasalás</u>			
Szerkezet méretei:	b = 400 mm	magassága: h =	1180	mm
Feltételezett acél átmérő:		Ø	25	mm
Betontakarás:	c_{nom} = 25+12	=	37	mm
Dolgozó magasság:	1180 - 37 - Ø 25/2	d =	1130,05	mm
	Szerkesztési szabályok:			
$A_{s,max}$ =	4 % * 400 * 1180	=	18880	mm^2/m
$A_{s,min}$ =	1,508‰ *2* 400 * 1130,05	=	1360	mm^2/m
Mértékadó nyomaték:	1159,47 kNm - 113,2 kNm	**M_{Ed} =**	**<u>1046,3</u>**	**kNm**
	Húzott vasalás méretezése:			
Beton nyomott zóna:		xc =	**122,7**	mm
Maximális értéke:	ξc0 * d = 0,49 *1127,5	x_{c0} =	552,475	mm
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$=	**<u>2256</u>**	mm^2
Alkalmazott vasalás:	5 Ø25	$A_{s,prov}$ =	**2454**	mm^2

Ellenőrzés:

Nyomatéki teherbírás tervezései értéke:	M_{Ed} = 1046 kNm <		xc =	133,4	mm
			M_{Rd} =	**1184,85**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

** betontakarás: 25 betonacélon 10+25 = 35 mm lenne, de a födém szegővasa, és a nyírási vasalás is előre láthatóan 12 átmérőt kap (25+12 → 37 mm) felkerekítjük → 40 mm)

7.4.2.2 "E" támasz feletti vasalás

Vasalás helye; iránya:	felső vasalás				
Szerkezet méretei:	b = 400 mm	magassága: h =	1180	mm	
Feltételezett acél átmérő:		Ø	16	mm	
Betontakarás:	c_{nom} = 25+12	=	37	mm	
Dolgozó magasság:	1180 - 37 - Ø 16/2	d =	1135	mm	
Szerkesztési szabályok:					
$A_{s,max}$ =	4 % * 400 * 1180	=	18880	mm^2/m	
$A_{s,min}$ =	1,508‰ * 400 * 1135	=	680	mm^2/m	
Mértékadó nyomaték:	**	M_{Ed} =	**356,6**	**kNm**	
Húzott vasalás méretezése:					
Beton nyomott zóna:		xc =	**40,1**	mm	
Maximális értéke:	ξc0 * d = 0,49 *1132	x_{c0} =	554,68	mm	
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$ =	**737,2**	mm^2	
Alkalmazott vasalás:	4Ø16	$A_{s,prov}$ =	**804**	mm^2	
Ellenőrzés:					
Nyomatéki teherbírás tervezései értéke:	M_{Ed} = 356,6 kNm <	xc =	32,8	mm	
		M_{Rd} =	**388,26**	**kNm**	

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

** Nyomaték nem kerül redukálásra, mert még a minimum vasmennyiséget sem érné el.

7.4.2.3 "C" támasz felett

Mértékadó nyomaték:		M_{Ed} =	**273**	**kNm**
Húzott vasalás méretezése:				
Beton nyomott zóna:		xc =	**30,6**	mm
Maximális értéke:	ξc0 * d = 0,49 *1132	x_{c0} =	554,68	mm
Szükséges vasmennyiség:		$A_{s,req}$ =	**562,0**	mm^2
Alkalmazott vasalás:	3Ø16	$A_{s,prov}$ =	**603**	mm^2
Ellenőrzés:				
		xc =	32,8	mm
Nyomatéki teherbírás tervezései értéke:	M_{Ed} = 273 kNm <	M_{Rd} =	**292,63**	**kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

7.4.2.4 "1" mező vasmennyiségei

Vasalás helye; iránya:	alsó				
Szerkezet méretei:	beff = 1520 mm	magassága: h =	1180	mm	
Feltételezett acél átmérő:		Ø	20	mm	
Betontakarás:	c_{nom} = 25+12	=	37	mm	

Dolgozó magasság: 1180 - 37 - Ø 20/2 d = 1133 mm

Szerkesztési szabályok:

$A_{s,max}$ = 4 % * 400 * 1180 = 18880 mm^2/m

$A_{s,min}$ = 1,508‰ * 2*400 * 1133 = 1357 mm^2/m

Mértékadó nyomaték: **M_{Ed} = 768,08 kNm**

Húzott vasalás méretezése:

Beton nyomott zóna: xc = **22,7** mm

Maximális értéke: ξc0 * d = 0,49 *1132 x_{c0} = 551,25 mm

Szükséges vasmennyiség: $A_{s,req}$= **1585,5** mm^2

Alkalmazott vasalás: 6Ø20 $A_{s,prov}$ = **1885** mm^2

Ellenőrzés:

Nyomatéki teherbírás tervezései értéke: M_{Ed} = 768 kNm < xc = 27,0 mm; **M_{Rd} = 911,41 kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

7.4.2.5 "2" mező vasmennyiségei

Vasalás helye; iránya: alsó

Szerkezet méretei: beff = 1740 mm magassága: h = 1180 mm

Feltételezett acél átmérő: Ø 20 mm

Betontakarás: c_{nom} = 25+12 = 37 mm

Dolgozó magasság: 1180 - 37 - Ø 20/2 d = 1133 mm

Szerkesztési szabályok:

$A_{s,max}$ = 4 % * 400 * 1180 = 18880 mm^2/m

$A_{s,min}$ = 1,508‰ * 2*400 * 1133 = 1357 mm^2/m

Mértékadó nyomaték: **M_{Ed} = 710,56 kNm**

Húzott vasalás méretezése:

Beton nyomott zóna: xc = **18.5** mm

Maximális értéke: ξc0 * d = 0,49 *1125 x_{c0} = 551,25 mm

Szükséges vasmennyiség: $A_{s,req}$= **1464,0** mm^2

Alkalmazott vasalás: 5Ø20 $A_{s,prov}$ = **1571** mm^2

Ellenőrzés:

Nyomatéki teherbírás tervezései értéke: M_{Ed} = 768 kNm < xc = 19,1 mm; **M_{Rd} = 762,02 kNm**

Teherbírásra és szerkesztési szabályoknak megfelel!

A 3. mezőben nincs pozitív nyomaték, csak a kengyelsarkokat kell vasalni.

7.4.3 Használhatósági határállapotok ellenőrzése

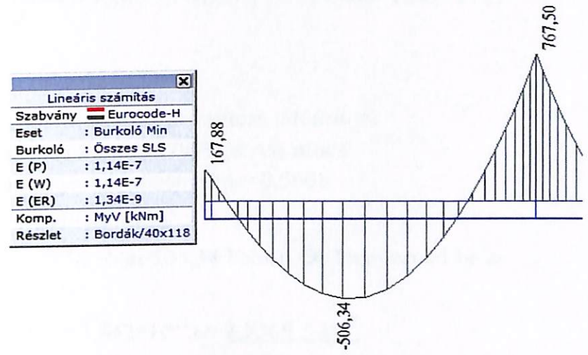
7.4.3.1 Lehajlás vizsgálata (egyszerűsített módszer- karcsúság ellenőrzése)

Legnagyobb lehajlás az „1" –es mezőben alakulhat ki. $w \leq w_{eng}$ $\frac{l/K}{d} \leq \alpha\,(l/d)_{eng}$

Feltétel teljesülése:

- Szükséges információk:
- K = 1,3 megtámasztási viszonyok – többtámaszú gerenda
- leff = 7,8 m

- d = („1" –es mező) = 1125 mm
- b_{eff}(b) = 1520 mm
- M_{Ed} = 768,08 kNm
- M_{qp} = 506,34 kNm ➔
- M_{Rd} = 911,41 kNm
- P_{Ed}; P_{qp} számolása:
  egyenletesen megoszlós terhelés következtetése a nyomatéki nullpontok és a nyomatékét ismeretében.
  - $l_0 = x2_{alsó} - x1_{alsó}$ = 6,253 m - 0,482 m = 5,77 m (ULS teherkombinációk esetén)
  - l_0 = 5,71 m (SLS kombinációk esetén) /Axis-ból lemérve/
  - Mmax = P * $l_0^2/8$
  - $P_{Ed} = M_{Ed} * 8/l_0^2$ = 768,08 * 8/5,77² = 184,56 kN/m
  - $P_{qp} = M_{qp} * 8/l_0^2$ = 506,34 * 8/ 5,71² = 124,23 kN/m



$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} * \beta * \frac{PEd}{Pqp}} = \beta = M_{Rd}/M_{Ed} * 500/fyk = 911,41/768,08 = 1,1866$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} * 1,1866 * \frac{184,56}{124,23}} = 0,9116$$

(l/d)eng meghatározása = β * P_{Ed}/b = 1,1866 * 184,56kN/m/1,52m = 144,078

-Betonosztályhoz tartozó megengedett karcsúság táblázatból interpolálás útján (w_{eng} =l/250)

➔= (l/d)eng = 15,118

$$\frac{7800/1,3}{1125} \leq 0,9116 * 15,118$$

$$\mathbf{5,33 \leq 13,78}$$

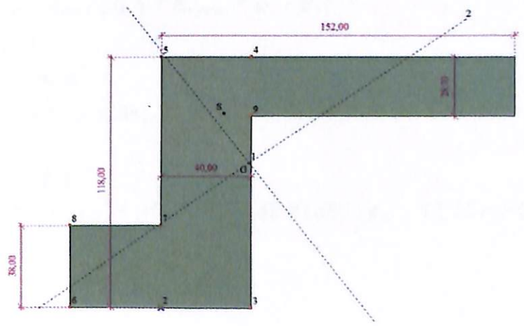
- Következtetés: A gerenda a megengedett karcsúságra megfelel!

7.4.3.2 Lehajlás ellenőrzése számítással

Szükséges adatok:

- $\alpha_e = E_s / E_{c.eff}$ = 200 kN/mm² /10,5 kN/mm² = 19,048

Az ábra csak a keresztmetszet méreteit hivatott mutatni. A többi érték csak járulékosan került rá.



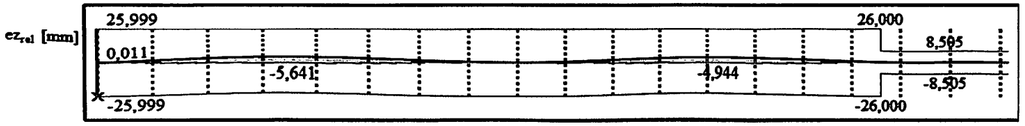
- I. feszültségi állapotban a km. jellemző tulajdonságai
  - A_I = (400 * 1180 + 1120*280+380*400) + 19,048 * 1885 = 973505 mm²

- $C_I = \frac{(1120 * 280^2/2+400*1180^2/2+380*400*1030)+19\,048*1885*1125}{973505} = 533{,}5$ mm
- $I_I = \frac{1120*280^3}{3} + \frac{400*1180^3}{3} + (\frac{400*380^3}{3} + 400*380*1030^2) + 19{,}048*1885*1125^2 - 973505*533{,}5^2 = 1{,}642*10^{11}$ mm^4
- $Mcr = fctm * \frac{I_I}{h-C_I} = 2{,}9 * \frac{1{,}642*10^{11}}{1180-533{,}5} / 10^6 = 736$ kNm

- II. feszültségi állapothoz tartozó másodrendű nyomaték közelítése táblázattal
  - $\alpha_e * As / (b*d) = 19{,}048 * 1885 / (400*1125) = 0{,}07979$ és As_2 nincs
  - interpoláció a 0,05 és 0,1 közötti vashányadok között $\rightarrow \eta = 0{,}5668$
  - $I_{II} = \eta * \frac{b*d^3}{12} = 0{,}5668 * \frac{400*1180^3}{12} = 3{,}104*10^{10}$ mm^4
- $\xi = 1\text{-}0{,}5*$ (Mcr/Mqp) ≥ 0 (<1) → 1 - 0,5 * (736 kNm/506,34 kNm) → Nem reped be a kvázi állandó terhekre. → $I_{eff} = I_I$
- $\boldsymbol{\kappa_{1M}} = M_{qp}/(E_{c.eff} * I_I) = 506{,}34*10^6/(10500 * 1{,}642*10^{11}) = \underline{\mathbf{2{,}9368 * 10^{-7}}}$
- Lehajlás (w) mértéke: $\mathbf{w = \kappa * l^2 / \gamma}$
  - l = nyomatéki nullpontok távolsága = 5,71 m
  - γ = 9,6 m táblázatból (kéttámaszú tartóként a szakasz)
  - $w_{eng} = 5{,}71$ m $*10^3 / 250 = 22{,}84$ mm
  - $\underline{\mathbf{w = 2{,}9368 * 10^{-7} * 5710^2 / 9{,}6 = 1\ mm}}$ – teherből származó lehajlás
  - +15 % zsugorodásból = 0,15 * 1mm = 0,15 mm
- $\sum \mathbf{w = 1{,}15\ mm} \leq w_{eng} = 22{,}84$ mm → Lehajlásra megfelel a tartó

7.4.3.3 G51 gerenda lehajlásának kimutatása véges-elemes számítással

L/300 = 7800 mm/ 300 = 26 mm



A tartó alakváltozás megfelel a lehajlási határértéknek!

7.4.3.4 Repedéstágasság számítása

$$w_k = \max \{ S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) ; 0{,}6 * S_{r,max} * \sigma_s / E_s \}$$

- $S_{r,max} = 3{,}4\ c + 0{,}425 * k1 * k2 * \emptyset * A_{c,eff} / A_s$
  - c = 45 mm; Ø = 20 mm; As = 1885 mm^2
  - k1 = 0,8 – bordás; k2 = 0,5 – hajlítási vasalás;
  - $A_{c.eff} = h_{c.eff} * b =$
    - $h_{c.eff} = \min \{2{,}5\ (h-d); (h-x_{II})/3; h/2\}$
    - $x_{II} = 1/2\ x_{II}^2 * b + \alpha_e * A_s\ (x_{II} - d) = 1/2\ x_{II}^2 * 400 + 19{,}0{,}48 * 1885\ (x_{II} - 1125) = 0$
      $200 * x_{II}^2 + 35905{,}5\ x_{II} - 40393665 = 0$
      $x_{II}^2 + 179{,}53\ x_{II} - 201968 = 0$

$\frac{-179,53 \pm \sqrt{179,53^2 - 4*(-201968)}}{2}$ = 368,5 mm

- ❖ $h_{c.eff}$ = min {2,5 (1180 -1125); (1180 - 368,5)/3; 1180/2 } = 137,5 mm
  - $A_{c.eff}$ = 137,5 mm * 400 mm = 55000 mm^2
  - $S_{r.max}$ = 3,4* 45 + 0,425* 0,8* 0,5* 20* 55000 /1885 = 252,2 mm
    - ❖ húzott acélbetétek közötti távolság = 400-2*40-6*Ø20 /5 távolság = 40 mm
  - 5 * (c + Ø/2) = (40+10)*5 = 250 mm > 40 mm távolság → **$S_{r.max}$ = 252,2 mm**

$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - 0,4\, fctm * A_{c.eff}/As}{E_s}$ =

- $\sigma_s = f_{yd} * P_{qp}/P_{Ed} * A_{s.req} / A_{s.prov}$ = 435 * 124,23/ 184,56 * 1585/ 1885 = 246,2 N/mm^2
- $\varepsilon_{sm} = \frac{246,2 - 0,4*2,9* 55000/1885}{200000}$ = 1,061769 $*10^{-3}$

$\varepsilon_{cm} = 0,4\ f_{ctm}/E_{cm} = 0,4 * 2,9\ N/mm^2 /33000\ N/mm^2 = 3,5151*10^{-5}$

- w_k = max 252,2 * (1,061769$*10^3$ – 3,5151$*10^{-5}$) = **0,2589 mm**
  0,6 * 252,2 * 246,2 / 200000 = 0,1865 mm

Az „1" mező alsó repedéstágasság karakterisztikus értéke 0,259 mm megfelel 0,4 mm-es kritériumnak.

7.4.3.5 Repedéstágassági korlátozás ellenőrzése, acélbetét ellenőrzéssel

Továbbra is az „1"-es mezőben vizsgálom a gerendát az összehasonlíthatóság miatt.

- a húzott vasalás 6Ø20 =1885 mm^2

-A repedéskorlátozás feltétele, hogy nem haladhatja meg a húzott vasalás átmérője a táblázat által megadott/ számított átmérőt

Szükséges adatok:

- wk,eng = 0,4 mm
- vashányad: As/b*d = 1885/ 400*1125 = 0,4189 %
- σ_s = 246,2 N/mm^2 (előző pontban számolva)

240 N/mm^2 és 280 N/mm^2 acélfeszültség és 0,2% és 0,5% közötti interpolációk adják meg a maximális vasbetét átmérőt

$Ø_{max}$ = 32,51 mm > Ø20 → A gerenda vasátmérője megfelel a repedéstágassági korlátozásnak!

7.4.4 Nyírási vasalás számítása

$$V_{Ed} = \leq \{V_{rd,c}; V_{rd,s}\}$$

Szükséges adatok, melyek a gerenda egészére vonatkoznak:

Támaszok felett nyíróerő redukciót használok a nyírási vasalás számításánál:

- VEd, red = VEd – PEd * d
- PEd = 184,56 kN/m → a térbeli modell és az ez miatt változó nem egyenletes megoszló teher miatt a D támasz kivételév ennek csak a felét használom: PEd = 92,28 kN/m
- fctd = 1,4 N/mm2
- z = 0,9 * d
- ν = 0,6 * (1-30/250) = 0,528 – repedt beton nyírásban, redukciós tényező
- c = beton minőségétől, vasalási hányadtól és km. hatékony magasságától függ
  - c = (1,2 – fck/150) * (0,15*ρ_l/100 + 0,45/(1+d/1000))

Ebből: az első tag mindig = 1; a második tag első fele minimális vasalással számolva (bizt. javára) = $2,25 * 10^{-4}$; a változó érték csak a „d"
➔$c = 2,25 * 10^{-4} + 0,45/(1+d/1000)$

- $f_{ywd} = 435$ N/mm2
- $Vrd,c = c * bw * d * ftcd$
- $Vrd,ss = z/ss * Asw * fywd$ – csak kengyelezéssel szeretném megoldani
- Ferde nyomott beton rácsrúd megfelelősége: $VRd,max = 0,5 * bw * z * \nu * fcd =$ $= 0,5 * 400 * 0,9 * 1125 * 0,528 * 20 =$ **2138,4 kN** – azzal a feltételezéssel élve, hogy ennél kisebb dolgozó magasság nem lesz. → A tartó egészén megfelel a keresztmetszeti méretek, az adott nyíróerőkre!
- Szerkesztési szabály:
  $S_{s,max} = \min \{0,75d; 1,5\ b; 300\ mm\} = 300$ mm lesz a legkisebb. Minden keresztmetszetben
  ezzel a kiosztással biztosítva van a minimális nyírási vashányad is.

7.4.4.1 Nyírási vasalás V_{max}-ra; „D" támasztól balra

V_{Ed} = **982,87 kN**

- d = 1127,5 mm
- z = 0,9 * 1127,5 = 1,014 m
- VEd, red = 982,87kN – 184,56kN/m * 1,1275 m = 774,8 kN
- $Vrd_{,c} = c * bw * d * f_{tcd}$
  - $c = 2,25 * 10^{-4} + 0,45/(1+1127,5/1000) = 0,2117$
  - $V_{rd,c} = (0,2117 * 400 * 1127,5 * 1,4) * 10^{-3} = 133,66$ kN→ Kell nyírási vasalás!
- Feltételezett kengyelezés: kétszárú Ø12 = 226 mm^2
- Kengyelkiosztás számítása:

Ss $\leq \frac{z * Asw * fywd}{VEd,red} = \frac{1014mm * 226 * 435}{774,8 * 10^3} =$ **128,66 mm → 12,5** cm sűrűséggel lesz indítva az oszlop szélétől. Ø12/125

- Ellenőrzés:

$\mathbf{V_{Rd.s}}^{s}$ = 1014/125 * 226 * 435 = **797,5 kN** > VEd, red = 774,8 kN
A kengyelezés, adott kiosztásban, mint nyírási vasalás teherbírásra megfelel.

7.4.4.2 Nyírási vasalás D támasztól jobbra

V_{Ed} = **934,5 kN**

- d = 1127,5 mm
- z = 0,9 * 1127,5 = 1,014 m
- VEd, red = 934,5 kN – 184,56kN/m * 1,1275 m = 726,4 kN
- $Vrd_{,c} = (0,2117 * 400 * 1127,5 * 1,4) * 10^{-3} = 133,66$ kN→ Kell nyírási vasalás!
- Feltételezett kengyelezés: kétszárú Ø12 = 226 mm^2
- Kengyelkiosztás számítása:

Ss $\leq \frac{z * Asw * fywd}{VEd,red} = \frac{1014mm * 226 * 435}{726,4 * 10^3} =$ **137,3 mm → 12,5** cm sűrűséggel lesz indítva az oszlop szélétől. Ø12/125

- Ellenőrzés:

$\mathbf{V_{Rd,s}}^{s}$ = 1014/125 * 226 * 435 = **<u>797,5 kN</u>** > VEd, red = 774,8 kN

A kengyelezés, adott kiosztásban, mint nyírási vasalás teherbírásra megfelel.

7.4.4.3 Nyírási vasalás „C" támasztól jobbra

V_{Ed} = **421,58 kN**

- d = 1132 mm
- z = 0,9 * 1132 = 1,019 m
- VEd, red = 421,58 kN – 92,28 kN/m * 1,132 m = 317,14 kN
- $Vrd_{,c}$ = (0,2117 * 400 * 1132 * 1,4) * 10^{-3} = 134,2 kN → Kell nyírási vasalás!
- Feltételezett kengyelezés: kétszárú Ø12 = 226 mm^2
- Kengyelkiosztás számítása:

Ss $\leq \frac{z * Asw * fywd}{VEd,red} = \frac{1019mm * 226 * 435}{317,14 * 10^3}$ = **<u>315,8 mm</u>** → **30 cm** sűrűséggel lesz indítva az oszlop szélétől. Ø12/300

- Ellenőrzés:

VRd.ss = 1019/300 * 226 * 435 = **<u>333,8</u>** > VEd, red = 317,14 kN

A kengyelezés, adott kiosztásban, mint nyírási vasalás teherbírásra megfelel!

7.4.4.4 Nyírási vasalás „E" támasztól balra

V_{Ed} = **627,84 kN**

- d = 1132 mm
- z = 0,9 * 1132 = 1,019 m
- VEd, red = 627,84 kN – 92,28 kN/m * 1,132 m = 523,38 kN
- Vrd,c = (0,2117 * 400 * 1132 * 1,4) * 10^{-3} = 134,2 kN → Kell nyírási vasalás!
- Feltételezett kengyelezés: kétszárú Ø12 = 226 mm^2
- Kengyelkiosztás számítása:

Ss $\leq \frac{z * Asw * fywd}{VEd,red} = \frac{1019mm * 226 * 435}{523,38 * 10^3}$ = **<u>191,4</u>** → **15 cm** sűrűséggel lesz indítva az oszlop szélétől. Ø12/15

- Ellenőrzés:

$VRd_{,s}^{s}$ = 1019/150 * 226 * 435 = **<u>667,72</u>** kN > VEd, red = 523,38 kN

A kengyelezés, adott kiosztásban, mint nyírási vasalás teherbírásra megfelel!

7.4.4.5 Nyírási vasalás „E" támasztól jobbra

V_{Ed} = **374,0 kN**

- d = 1132 mm
- z = 0,9 * 1132 = 1,019 m
- $\mathbf{V_{Ed,\ red}}$ = 374,0 kN – 92,28 kN/m * 1,132 m = **<u>269,5 kN</u>**
- $V_{rd,c}$ = (0,2117 * 400 * 1132 * 1,4) * 10^{-3} = 134,2 kN → Kell nyírási vasalás!
- Feltételezett kengyelezés: kétszárú Ø12 = 226 mm^2
- Kengyelkiosztás számítása:

Ss $\leq \frac{z * Asw * fywd}{VEd,red} = \frac{1019mm * 226 * 435}{269,5 * 10^3}$ = **<u>371,6</u>** → **30 cm** sűrűséggel lesz indítva az oszlop szélétől. Ø12/30

- Ellenőrzés:

$VRd_{,s}^{s}$ = 1019/300 * 226 * 435 = **333,93 kN** > VEd, red = 269,5 kN

A kengyelezés, adott kiosztásban, mint nyírási vasalás teherbírásra megfelel!

7.4.4.6 F támasz

Az F támasznál vannak a legkisebb nyíró igénybevételek: 30 cm kiosztásban indul a nyírási kengyel alkalmazása. Ezt az erőbevezetés elve miatt duplázom a h távolságig.

7.4.4.7 Tartóvég ellenőrzése

Feltétele az acélbetétek hosszára és átmérőjére: $F_{Ed} \leq F_{Rd}$

Csak kengyeles nyírási vasalás esetén: $F_{Ed} = (0,5 + 1,1 \frac{ai}{d}) * V_{Ed}$

ai = támasz széle és az elméletei támasz távolsága = 15 cm

d = 1125 mm (alsó vasak lehorgonyzása)

$V_{Ed}C$ = 317,14 kN; V_{Ed}^{F} = 108,33 kN

- C támasz felett: $F_{Ed} = (0,5 + 1,1 \frac{0,15}{1,125}) * 317,14$ = **205,08 kN**
- F támasz felett : $F_{Ed} = (0,5 + 1,1 \frac{0,15}{1,125}) * 108,33$ = **70,05 kN**

F_{Rd} = As * fyd * min {f/$l_{b,eq}$; 1}

- f = 30 cm – c = 30 – 2,5 = 27,5 cm
- l_{beq} = 20 * 36 = 72 cm
- 2 Ø20 esetén:
- $\mathbf{F_{Rd}}$ = 628 mm^2 *435 N/mm^2 * 27,5/72 = **104,33 kN** < F_{Ed}^{C} és > F_{Ed}^{D}
  → 2 Ø20 kevés a „C" támasznál → 4 Ø20
- $\mathbf{F_{Rd}}$ = 1257 mm^2 *435 N/mm^2 * 27,5/50,4 = **208,84** > F_{Ed}

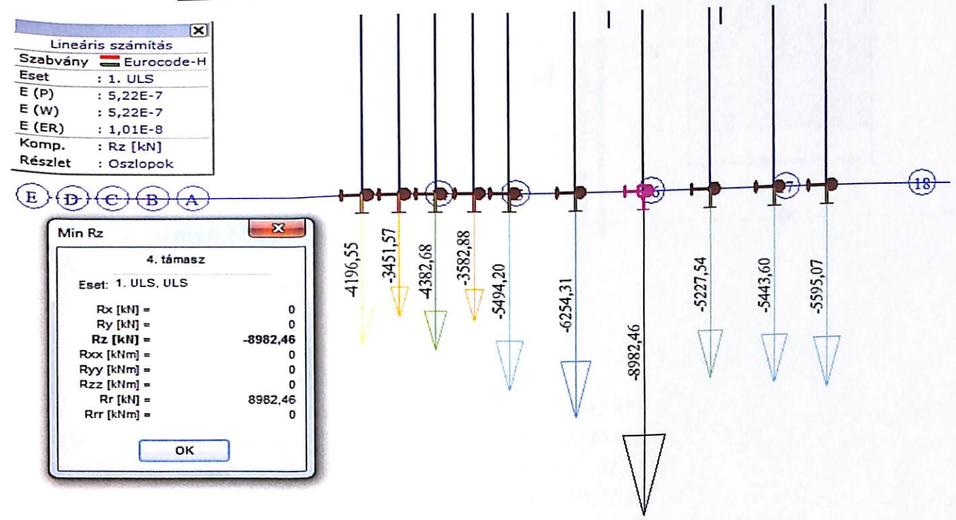
8. Legjobban nyomott pillérek vizsgálata

8.1 Oszlop kiválasztása

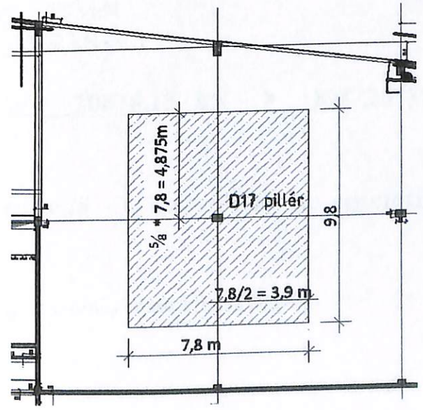
Térbeli teljes modell alapján és a szintenkénti vizsgálat alapján a legjobban nyomott pillérek: (ULS tehekombinációk használatával, teljes hasznos teherrel leterhelve):

8.1.1.1 AxisVm eredménye:

4. támasz = **D17 pillérsor**



8.1.1.2 Kézi számolás

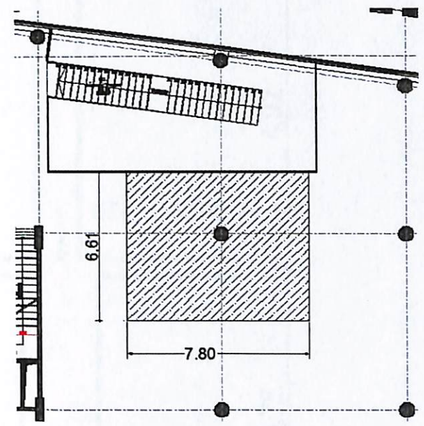


- PEd-nél nem használok megnövelt helyettesítő totálteher alkalmazását, Mert kicsi a valószínűsége, hogy az összes szinten a maximális a hasznos teher a D17 pillér közelében.
- Terhelési terület a záródémnél:
  x irányban folytatólagosnak tekinthető; y irányban 3 támaszú tartóként működik az oszlopsáv; ekkor a 5/8 mezőterületet helyezünk a középső támaszra:

$N_{Ed} = P_{Ed} * 7{,}8\ m * 9{,}8\ m$ (2.3.1)
$= 14{,}88\ kN/m^2 * 76{,}44\ m^2 =$ **1137,42 kN**
Összehasonlításként: AxisVm zárófödém Rz támaszerő: 1195,94 kN

- Általános emeleti födémek + földszint feletti emelet:

Itt már van túlnyúlása a lemeznek y irányba, az utcai homlokzat felé.
$N_{Ed} = P_{Ed} * 7,8\ m * (7,8/2 + 7,8 * 5/8)\ m$ (2.3.2 L5 födém terhe alapján)
$= 18,83\ kN/m^2 * 7,8 * 8,775\ m^2 =$ **1288,82 kN** (x4)
Axis = 1335,24 kN



- Földszintről lejövő terhek:

A síklemez mindkét irányban folytonos, de van egy lépcsőáttörés közte és a D18-as szomszédos oszlop között → csökken a terület
$T = 7,8 * 6,61 = 51,56\ m^2$
$N_{Ed} = P_{Ed} * 51,56\ m^2$
$= 20,34\ kN/m^2 * 51,56\ m^2 =$ **1048,73 kN**

- Konferencia szintről (L4) lejövő terhek:

A síklemez többtámaszú mindkét irányban, csak P_{Ed}-ből jön teher.
$T = 7,8 * 7,8 = 60,84\ m^2$
$N_{Ed} = P_{Ed} * 60,84\ m^2$
$= 22,73\ kN/m^2 * 60,84\ m^2 =$ **1382,89 kN**

- Garázsfödémek (L1; L2) – ről lejövő terhek:

$T = 7,8 * 7,8 = 60,84\ m^2$
$N_{Ed} = 13,31\ kN/m^2 * 60,84\ m^2 =$ **828,03 kN**
Axis = 894,3 kN

- **Oszlopok önsúly terhei**

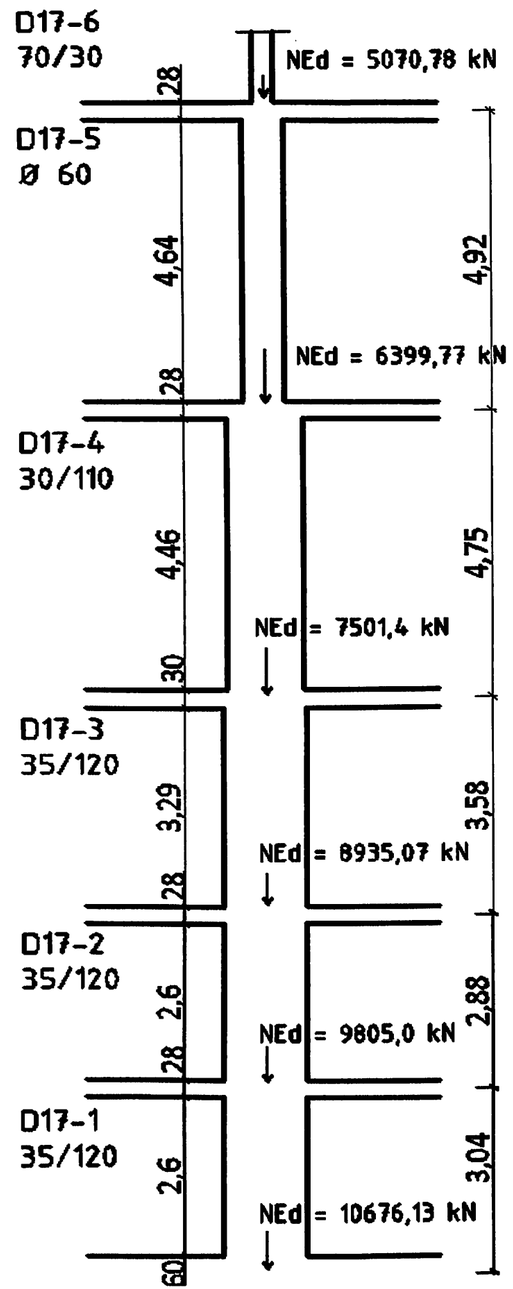
30/45 – h = 3,0 m → GEd = 1,35 * 10,12 kN = 13,67 kN
30/50 – h = 2,96 m → GEd = 1,35 * 11,1 kN = 14,99 kN
30/60 – h = 2,96 m → GEd = 1,35 * 13,32 kN = 17,98 kN
30/70 – h = 2,96 m → GEd = 1,35 * 15,54 kN = 20,98 kN
Ø60 – h = 4,94 m → GEd = 1,35 * 34,92 kN = 40,14 kN
30/110 – h = 4,75 m → GEd = 1,35 * 39,18 kN = 52,9 kN
35/120 – h = 3,58 m → GEd = 1,35 * 37,59 kN = 50,75 kN
35/120 – h = 3,0 m → G_{Ed} = 1,35 * 31,54 kN = 42,52 kN (x2)

- ∑ D17 terhei = 10380,4 + 296,45 = **10676,13 kN** > 8982,86 kN
  Normálerő tervezési értéke az alapozásra

8.2 A D17 raszter keresztben elhelyezkedő -3. szinttől az 1. emeletig tartó pillérek vizsgálata.

Az alsó keresztmetszetek még oszlopként (a nagy h/b arány miatt ellenőrizendő) kell számítani h/b < 4

- minimális oszlopméretek teljesülnek
- toldási hossz: l_{bd}
- $As_{,max} = 0,4\ Ac$
- $As_{,min} = max\ \{0,1NEd/fyk\ ;\ 0,003Ac\}$



- toldási hossz l_{bd}
- Øs,min = max {$Ø_{max}$ /4 ; 6 }
- Ss,max = {15 * Ø ; h_{min}; 400 mm}

D17-5 kör keresztmetszetű pillér ellenőrzése, mint „központosan" nyomott oszlop

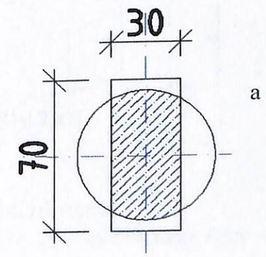
- N_{Ed} = 6399,77 kN
- (ee = 0); Az eljárás l0 / h < 26 teljesülése esetén alkalmazható biztonsággal.
- l0 = kihajlási hossz = az oszlop hálózati hosszával, mert csuklós megtámasztású az oszlop egy merevített épületben van = 4,92 m
- h = 60 cm (átmérő)
- 4,92/ 0,6 = 8,2 < 26 teljesül a kritérium = α
- $N_{Ed} \leq N_{Rd} = \varphi * (A_c * f_{cd} + A_s * f_{yd})$
- feltételezett vasátmérő és kiosztás : 6 Ø 25 = 2945 mm^2
- c_{nom} = 35 mm fővason, Ø8 –es kengyellel
- a = c_{nom} + Ø25/ 2= 35 + 25/2 = 47,5 mm < 0,15*600 = 90 mm → nem kell beton keresztmetszetet csökkenten az esetleges nagy betontakarás miatt.
- φ értéke függ a beton szilárdsági osztályától vasak elhelyezésétől a keresztmetszetben --> kör mentén (f ábra) táblázat első sora, mert α < 12 → φ = 0,87
- ϕmax = 0,87 (600 mm „h" mérethez) → φ nem lehet tovább növelni
- N_{Rd} = 0,87 * (300^2 *π* 20 + 2945 * 435) = 0,87 * 6935,9 kN = 6034 kN < 6399,7 kN
- Kevés a 6 Ø 25 vas > növelem a mennyiséget > 8 Ø 25 = 3927 kN
- **N_{Rd}** = 0,87 * (300^2 *π* 20 + 3927 * 435) =
- =(5654,88 + 1708,2) *0,87 = **6405,88 kN** > 6399,7 kN

  Az oszlop megfelel teherbírásra!
- As,max = 0,04 *3002*π = 11309,7 mm2 > As alk
- As,min = max {0,1NEd/fyk ; 0,003Ac}= {1279,9 mm^2; 848,23 mm^2} = 1279,9 mm^2 < As_{alk}

  Szerkesztési szabályoknak megfelel a fővas.
- Kengyel: Ø8/300

❖ Vasak átvezetése: a 30/70 keresztmetszetű oszlopba:

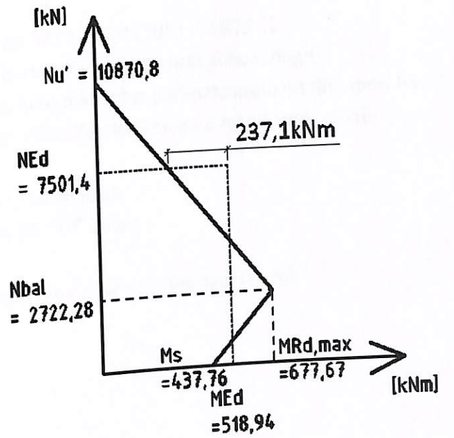
- közös keresztmetszet terület és az átvezetett vasak közösen adják a teherbírást, zömök rúdként számítom (28 cm lemezvastagság és környezete)
- közös beton terület melyen központos nyomásként terjed át a normálerő



- N_{Ed} = 5070,78 kN
- A_c = 172000 mm^2
- N_{Rd} = 172000 * 20 + As* 435 ≥ 5070,78 kN
- A_s = 3749 mm2 → 8 Ø25 = 8836 mm^2
- l_{bd} = 36 * 25 = 900 mm

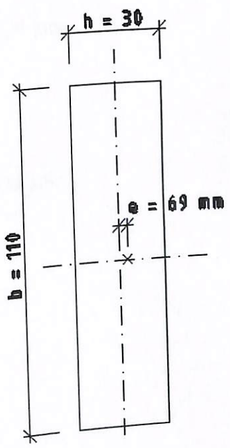
A kiegészítő vasakat kell elhelyezni melynek a minimális hossza: 2* 90 cm + 28 cm = 208 cm

8.2.1 D17-4 30/110 négyszög keresztmetszetű oszlop vizsgálata egyszerűsített teherbírási vonalakkal



N_{Ed} = 7501,4 kN

- c_{nom} = 35 mm; h = 300 mm; b = 1100 mm;
- Ø = 25 feltételezés
- $l = l_0$ = 4750 mm
- $d_1 = h - c - Ø/2 = 300 - 35 - 12,5 = 252,5$ mm
- $d_2 = c + Ø/2 = 35 + 12,5 = 47,5$ mm
- zs = d1 – d2 = 205 mm
- As = 10 Ø 25 két sorban; feltételezve a fölötte lévő oszlop tanulságából = 4909 mm^2
- $Nu' = f_{cd} * b*h + A_s * f_{yd} = 20 * 1100 * 300 + 4909*435 = 8735,4$ kN
- $M_s = A_{s1} * fyd * z_s = 4909/2 * 435 * 205 = 218,88$ kNm
- $N_{bal} = fcd * b * x_{c0} : x_{c0} = d_1 * \xi_{c,0} = 252,5 * 0,49 = 123,74$ mm
  $N_{bal} = 20 * 1100 * 123,74 = 2722,28$ kN
- $\Delta M = N_{bal} (h/2 - x_{c0}/2) = 2722,28 * 10^3 (300/2 - 123,74/2) =$ 239,91 kNm
- $M_{Rd,\,max} = Ms + \Delta M = 218,88 + 239,91 = 458,79$ kNm
  $M_{Ed} = e * N_{Ed}$
  - $e = \{e0 ; e_i + e_e\} = \{20; 69,18\}$
  - $e_i + e_e = 0,05*d + l_0/400 + 0.05(l_0/10d)^2 * d =$ $0,05*252,5 + 4750/400 + 0,05*(4750/(10*252,5))^2 * 252,5$ $= 69,178$ mm
  - e = 69,18 mm



$M_{Ed} = e * N_{Ed} = 0,06918 * 7501,4$ kN = 518,94 kNm > MRd, max → kevés 10 Ø 25

As = 20 Ø 25 két sorban→ megváltozott értékek:

- $Nu' = f_{cd} * b*h + A_s * f_{yd} = 20 * 1100 * 300 + 9818*435 = 10870,8$ kN
- $M_s = A_{s1} * fyd * z_s = 4909 * 435 * 205 = 437,76$ kNm
- $M_{Rd,\,max} = Ms + \Delta M = 437,76 + 239,91 = 677,67$ kNm

A jellemző pontokkal már előállítható az egyszerűsített teherbírási vonal.

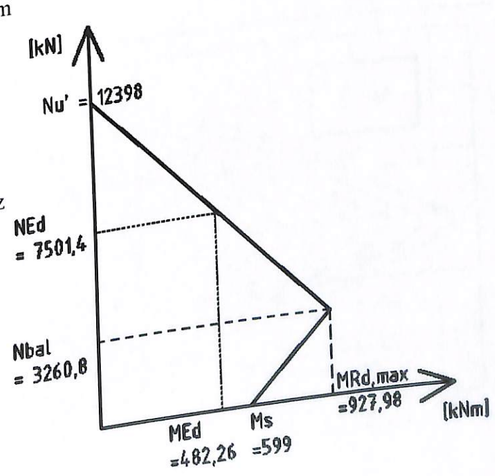
Normálerő és külpontosságból jövő hajlítás egyidejű igénybevétel esetén nem felel meg adott km. oszlop az adott vasalással.

1. Növelem a vasmennyiséget?
2. Növelem a keresztmetszetet?

$A_{s,max}$ = 0,04 *300*1100 = 13200 mm^2 → ekkora vasmennyiségig mehetek el ennél a keresztmetszetnél

jelen pillanatban a vashányad a keresztmetszetben: 9818/(300*1100) = 2,975 %

- Az ábrán jelöltem mennyivel kéne eltolni párhuzamosan az egyenest ahhoz, hogy megfeleljen a tartó: (Többlettel kell számolni mert nem lehet párhuzamosan eltolni, mert ha változtatom a vasmennyiséget növekednek az ellenállás értékei, de a teherbírási vonal meredeksége is változik.)
  $M_{Rd,\,max}$ = 677,67 + 237,1 = 914,77 => Ms = 674,86 kNm
  $M_s = A_{s1} * fyd * z_s = A_{s1}$? *435 * 205 = 674,86 *10^6 Nmm
  → A_{s1} = 7567,8 mm^2
  → ∑ A_s = 15135,6 mm^2 ➔ ekkora vasmennyiséggel már nem fog megfelelni
- **„h" méretét növelnem kell!**
- új „h" = 350 mm
- d1 = h - c – Ø/2 = 350 - 35 – 12,5 = 302,5 mm
- zs = d1 – d2 = 302,5 – 47,5 = 255 mm
- $M_{Ed} = e * NEd$
  - $e = \{e0 ; e_i + e_c\} = \{20; 69,18\}$
  - $e_i + e_c = 0,05*d + l_0/400 + 0.05(l_0/10d)^2 *d =$ $0,05*302,5+4750/400+0,05*(4750/(10*302,5))^2 * 302,5 = 64,29$ mm
  - e = 64,29 mm
- MEd = e * NEd = 0,06429 * 7501,4 kN =482,26 kNm
- Teherbírási vonal jellemző pontjai:
- As = **2 * 11 Ø25** = 10800 mm^2
- Nu' = fcd* b*h + As * fyd = 20 * 1100* 350 + 10800 * 435 = 12398 kN
- Ms = As1 * fyd * zs = 5400 *435 * 255 = 599,0 kNm
- $x_{c0} = d_1 * \xi_{c,0}$ = 302,5 * 0,49 = 148,22 mm
- N_{bal} = 20 * 1100 * 148,22= 3260,8 kN
- $\Delta M = N_{bal}\,(h/2 - x_{c0}/2)$ = 3260,8 *10^3 (350/2 – 148,22/2) = 328,98 kNm
- $M_{Rd,\,max}$ = Ms + ΔM = 599,0 +328,98 = **927,98 kNm**



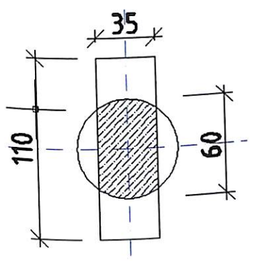
A tartó a teherbírási vonalak alapján az adott vasmennyiséggel megfelel és 350/110 keresztmetszettel.

- $A_{s.max}$ = 0,04 *350*1100 = 15400 mm^2 > $A_{s\ alk}$
- $A_{s.min}$ = max {0,1N_{Ed}/f_{yk} ; 0,003A_c}= {1410 mm^2; 1155 mm^2} = 1410 mm^2 < A_{salk}
- vashányad a keresztmetszetben: 10800/(350*1100) = 2,81 % Szerkesztési szabályoknak megfelel a fővas.

Kengyel: Ø10/350

❖ Vasak átvezetése: a Ø60 keresztmetszetű oszlopba:

közös keresztmetszet terület és az átvezetett vasak közösen adják a teherbírást, zömök rúdként számítom (28 cm lemezvastagság és környezete)



közös beton terület melyen központos nyomásként terjed át a normálerő

N_{Ed} = 6399,77 kN

A_c = 197200 mm^2

N_{Rd} = 197200 * 20 + As* 435 ≥ 6399,77 kN

As = 5645 mm^2 → 2*6 Ø25 = 8836 mm^2

lbd = 36 * 25 = 900 mm

A kiegészítő vasakat kell elhelyezni melynek a minimális hossza:

2* 90 cm + 28 cm = 208 cm

8.2.2 D17-3 35/120 oszlop vizsgálata teherbírási vonallal

Feltétele: $A_{s1} = A_{s2}$

N_{Ed} = 8935,07 kN

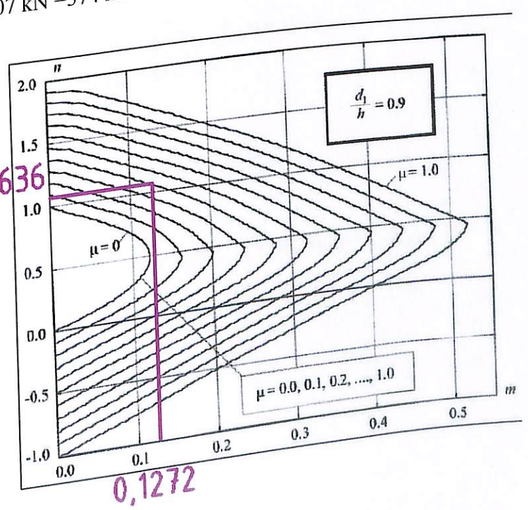
- cnom = 35 mm; h = 350 mm; b = 1200 mm; Ø = 25 feltételezés
- $l = l_0$ = 3580 mm
- d1 = h - c – Ø/2 = 350 - 35 – 12,5 = 302,5 mm
- $M_{Ed} = e * N_{Ed}$
  - e = {e0 ; $e_i + e_e$} = 41,86 mm
  - e_i + e_e = 0,05*d+ $l_0/400+0.05(l_0/10d)^2$ *d =
    0,05*302,5+3580/400+0,05*(3580/(10*302,5))^2 * 302,5 = 41,86 mm
  - $M_{Ed} = e * N_{Ed}$ = 0,04186 * 8935,07 kN =374 kNm

erőhányad: $\mu = \frac{As*fyd}{b*h*fcd}$

dimenziótlanított normálerő: n $= \frac{NEd}{b*h*fcd}$

dimenziótlanított nyomaték: m $= \frac{MEd}{b*h^2*fcd}$

vasmennyiség tervezése esetén „μ" az ismeretlen, ekkor d1/h = 0,9 diagramokat nézzük (d_1/h = 302,5 /350 = 0,864)



$$n = \frac{8935*10^3}{1200*350*20} = 1{,}0636$$

$$m = \frac{374*10^6}{1200*350^2*20} = 0{,}1272$$

μ = 0,4 – 0,5 között

biztonsággal felveszem a 0,5 értéket, és ha kell majd vasnál lefele kerekítek egészre, de csak ha nem nagy a kerekítés értéke.

$$>> 0{,}5 = \frac{As * 435}{1200*350*20} = \mathbf{9655{,}17\ mm^2}$$

alkalmazott vasmennyiség: As,prov = **2 * 10 *Ø25 = 9818** mm^2

- Kengyel: Ø12/350
- As,max = 0,04 *350*1200 = 16800 mm^2 > As alk
- As,min = max {0,1NEd/fyk ; 0,003Ac}= {1787 mm2; 1260 mm^2} = 1787 mm^2 < As alk
- vashányad a keresztmetszetben: 9818/(350*1200) = 2,33 %

8.2.3 D17-2 35/120 keresztmetszetű oszlop vizsgálata

„központosan" nyomott ként → φ-s módszer

N_{Ed} = 9805 kN

- (ee = 0); Az eljárás l0 / h < 26 teljesülése esetén alkalmazható biztonsággal.
- l_0 = kihajlási hossz = az oszlop hálózati hosszával, mert csuklós megtámasztású az oszlop egy merevített épületben van = 2,88 m
- h = 35 cm
- 2,88/ 0,35 = 8,23 < 26 teljesül a kritérium = α

$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \varphi * (A_c * f_{cd} + A_s * f_{yd})$

- feltételezett vasátmérő és kiosztás : 20 Ø 25 = 9818 mm^2 vasalás két sávban (a ábra)
- c_{nom} = 32+10 = 42 ≈45 mm fővason, Ø10 –es kengyellel
- a = c_{nom} + Ø32/ 2= 45 + 32/2 = 61 mm > 0,15*350 = 52,5 mm → kell beton keresztmetszetet csökkenteni a nagy betontakarás miatt
  - $a_{új}$ = 0,15 * $h_{új}$ → $h_{új}$ = z_s/0,7 = (350-2*61)/0,7 = <u>325,7</u> mm – Ezzel kell tovább számolni!
- l_0 / h = 288/ 32,57 = 8,84 α < 12 → φ = 0,85
- ϕmax = <u>0,725</u> (325,7 mm „h" mérethez) (interpolálás h=400 és h=300 közé)
- N_{Rd} = 0,703 * (325,7 * 1200 * 20 + As * 435) ≥ N_{Ed} = 9805 kN
- 9805 * 10^3/0,703 = 325,7*1200 *20 + As*435
  As = 14093 mm^2 → 2 * 9 *Ø32 = 14476 mm^2
- **N_{Rd}** = 0,703 * (325,7*1200 * 20 + 14476 * 435) = **10332 kN** > 9805 kN
  Az oszlop megfelel teherbírásra!
- $A_{s,max}$ = 0,04 *350*1200 = 16800 mm^2 > $A_{s\ alk}$
- $A_{s,min}$ = max {0,1N_{Ed}/f_{yk} ; 0,003A_c}= {1961 mm^2; 848,23 mm^2} = 1279,9 mm^2 < $A_{s\ alk}$
  Szerkesztési szabályoknak megfelel a fővas.
- Kengyel: Ø12/350

8.2.4 D17-1 35/120 legjobban terhelt oszlop vizsgálata teherbírási vonalakkal

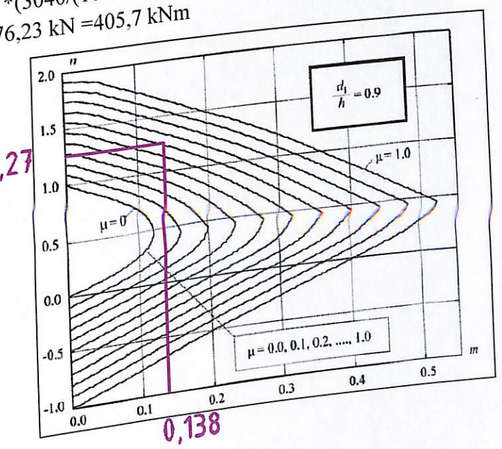
Feltétele: $A_{s1} = A_{s2}$

$N_{Ed} = 10676{,}23$ kN

- cnom = 45 mm; h = 350 mm; b = 1200 mm; Ø = 32 feltételezés
- $l = l_0 = 3040$ mm
- d1 = h - c – Ø/2 = 350 - 45 – 16 = 299 mm
- MEd = e * N_{Ed}
  - e = {e0 ; $e_i + e_e$} = 41,86 mm
  - $e_i + e_e = 0{,}05*d + l_0/400 + 0.05 *(l_0/10d)^2 * d =$ 0,05 *299 + 3040/400 + 0,05 *(3040/(10*299))^2 * 299 = 38,0 mm
  - $M_{Ed} = e * N_{Ed} = 0{,}038 * 10676{,}23$ kN =405,7 kNm

$$n = \frac{10676{,}23 * 10^3}{1200*350*20} = 1{,}27$$

$$m = \frac{405{,}7 * 10^6}{1200*350^2*20} = 0{,}138$$



μ = 0,6 – 0,7 között biztonsággal felveszem a 0,7 értéket, és ha kell, majd vasnál lefele kerekítek egészre, de csak ha nem nagy a kerekítés értéke.

$$0{,}7 = \frac{As * 435}{1200*350*20} = 13517 \text{ mm}^2$$

alkalmazott vasmennyiség: As,prov = 2 * 9 *Ø32 = 14476 mm^2

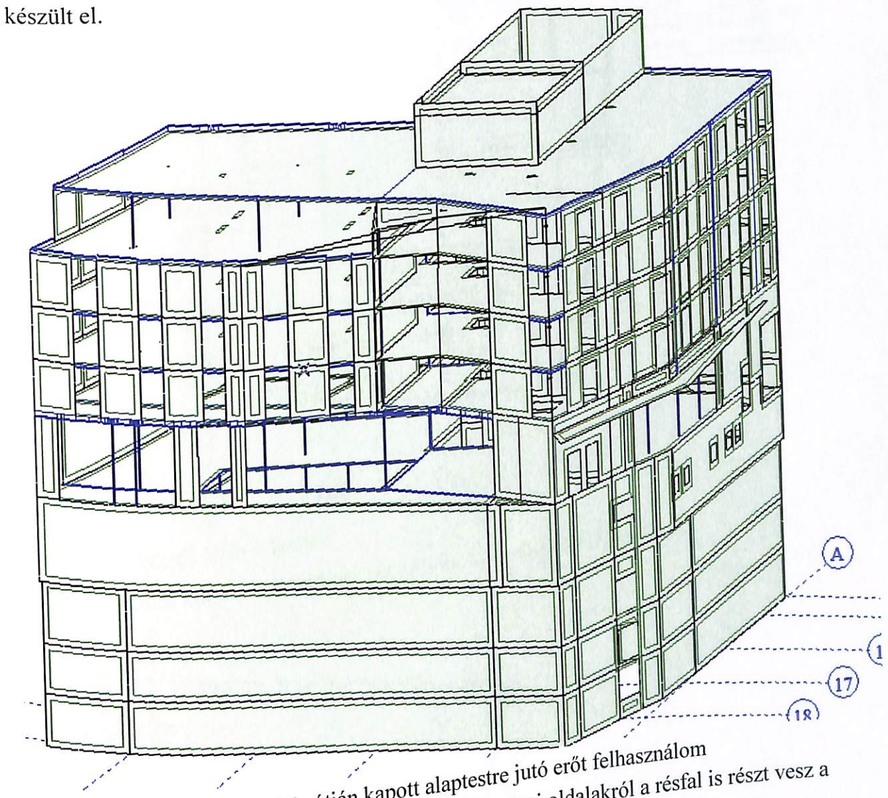
Kengyel: Ø12/350

- As,max = 0,04 *350*1200 = 16800 mm^2 > As alk
- As,min = max {0,1NEd/fyk ; 0,003Ac}= {2135,2 mm^2; 1260 mm^2} = 1787 mm^2 < As alk

vashányad a keresztmetszetben: 14476/(350*1200) = 3,446 %

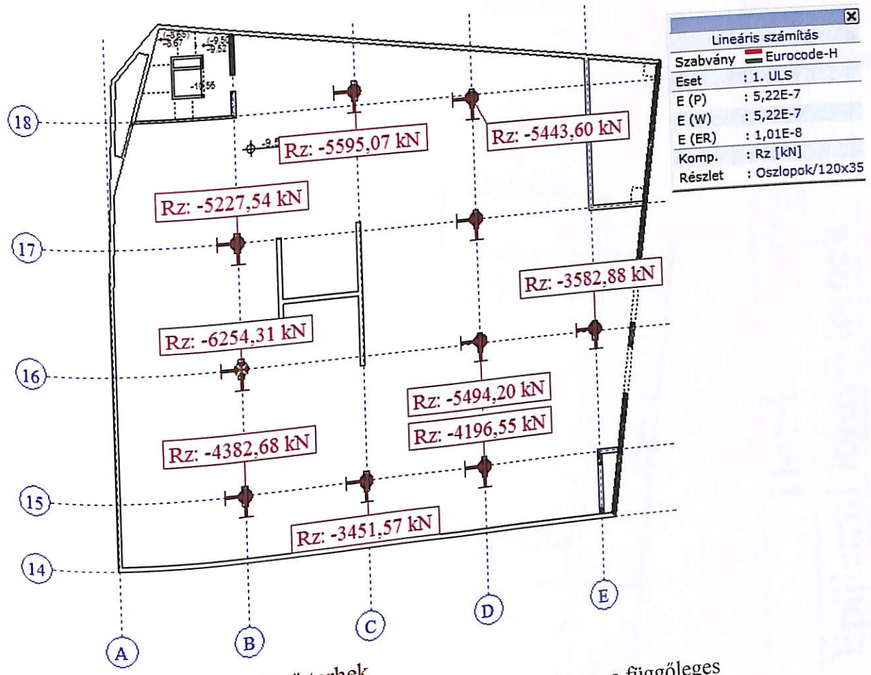
9. Alaptestekre jutó terhek

- Az alaptestekre jutó terheket a teljes épület modell alapján tudom meghatározni.
- A terhek megállapítása ULS tartós tervezési helyzethez használt hatáskombinációk alapján készült el.



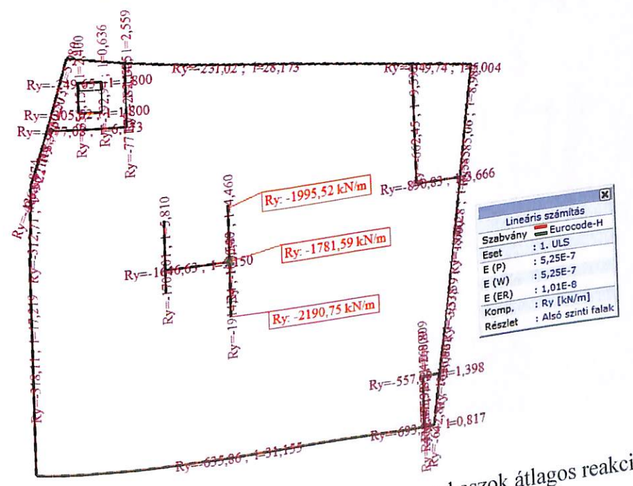
- A D17 pillérnél kézi számítás útján kapott alaptestre jutó erőt felhasználom
- Az alaplemezre terhel a belső pillérek és a falak. Az utcai oldalakról a résfal is részt vesz a teherviselésben.

9.1.1.1 Pillérekről lejövő terhek



9.1.1.2 Falakról lejövő terhek

- lokális támaszerő koordináta rendszer szerint, Ry komponens a függőleges



- lehetőség van a támaszok alatt megmutatni a szakaszok átlagos reakcióerejét

Résfalra épített homlokzati fal terhe, a konferencia szint lemez felsősik magasságában

Résfalra épített homlokzati fal terhe, a konferencia szint födémének felsősík magasságában

Munka:	Hotel	A-1
Rajz tárgya	Épületről lejövő terhek	M= 1:150
Rajz neve	Alapozás terhei	

SZAKDOLGOZAT

SZABÓ ISTVÁN

2015

HALFEN YOUR BEST CONNECTIONS	Project	ProNo.	Page 1
		Pos. 1	

HALFEN - Punching Shear Reinforcement , ETA-12/0454 (Europe)
HALFEN Calculation Program HDB, version 12.20

The design - including the static values - does only apply to the designated HALFEN product. The load bearing capacity of third party products, appearing to be identical in construction, might differ. For this reason, the software provider does not extend warranty if external products are used.

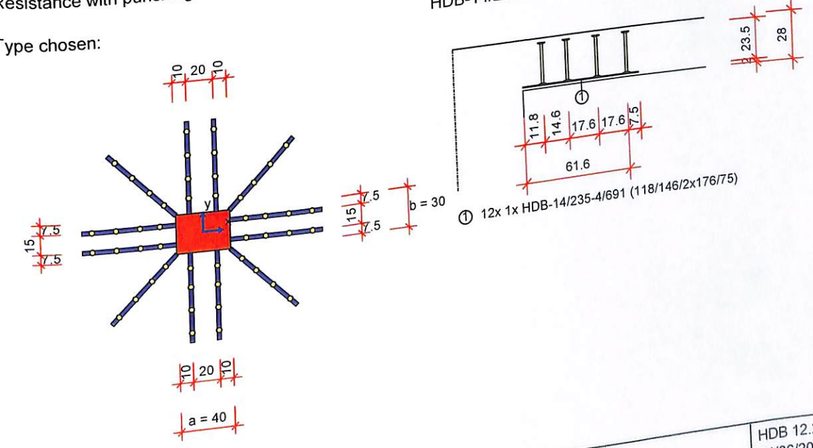
Proof of Punching Shear Resistance, rectangular internal columns **(In-situ concr.)**

Input values	V_{Ed}	= 1217.0 kN
Applied factored load	β	= 1.15
Load increase factor	h	= 28 cm
Slab thickness	d	= 23.5 cm
Effective depth	b	= 30 cm
Column width	a	= 40 cm
Column thickness	h_a	= 0 cm
Column penetration depth	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	= 2.5 cm / 2 cm
Concrete cover top / bottom		
Material		= C30/37 / B500
Concrete / steel		= 1.65 % (a_{sx} = a_{sy} = 38.8 cm²/m)
Reinforcement ratio	ρ_l	

Results at the control perimeter	u_1	= 435.3 cm
Length of perimeter	ß · V_{Ed}	= 1399.6 kN
design action effect	$V_{Rd,c}$	= 866.5 kN
Resistance without punching shear reinforcement	$V_{Rd,max}$	= 1698.4 kN
Maximum load		
		= 54.4 / 61.7 cm
Results at the outer perimeter	l_s	= 703.1 / 749.1 cm
Length of rail (req. / avail.)	u_{out}	= 1491.1 kN
Length of perimeter (req. / avail.)	$V_{Rd,c,out}$	
Resistance without punching shear reinforcement		= 1552.0 kN
	$V_{Rd,sy}$	

Resistance with punching shear reinforcement — HDB-14/235-4/691 (118/146/2x176/75) / ---

Type chosen:



HALFEN GmbH, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld/ Rhld, Telefon: 0 21 73/ 970 - 0, Telefax: 0 21 73/ 970 - 123 © HALFEN GmbH, Langenfeld, Germany

Teher

Átszúródó erő	V_{Ed} = 1217 kN
Dinamikus rész	$V_{Ed,dyn}$ = 0 kN
Tehernövelő faktor	β = 1,15

Geometria - Belső oszlop Négyszög

Oszlop szélesség	a = 400 mm
Oszlop vastagság	b = 300 mm
Lemezvastagság	h = 280 mm
Statikai magasság	d = 235 mm
Betontakarás felül/alul	co; cu = 25; 20 mm

Anyagminőség

Beton	C30/37 (f_{ck} = 30,0 N/mm²)
Betonacél	B500 (f_{yk} = 500 N/mm²)
Vasalási fok	$\rho=(\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2}=(1,65 \cdot 1,65)^{1/2}$ = 1,65 %

A_{sx} = 38,8 cm²/m (~ø20/81 mm); A_{sy} = 38,8 cm²/m (~ø20/81 mm)

A vasalást a külső átszúródási vonalon túl "Uout" le kell horgonyozni

Alsó vasalás esetleges tönkremenetel ellen szerint: V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 17,4 cm²

Átszúródás ellenőrzése EC2 + ETA szabvány szerint

Faktor κ	$\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\}$ = 1,92
Lemezvastagság hatása	η = 1+(d-200)/1000 {min 1,0; max 1,6} = 1,04
Faktor $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ = 0,12
Minimális betonteherbírás	$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot fck^{1/2}$ = 511,0 kN/m²
Beton teherbírás	$v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 847,1 kN/m²

Alátámasztás széle u_0

Átszúródási vonal hossza	u_0 = 1,400 m
Beton teherbírás	$v_{Rd,c,max,u0} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$ = 5280,0 kN/m²
Beton teherbírás	$V_{Rd,c,max,u0} = v_{Rd,c,max,u0} \cdot d \cdot u_0$ = 1737,2 kN

Kritikus átszúródási vonal u_{crit}

Kritikus távolság	a_{crit} =2,0d = 470 mm
Átszúródási vonal hossza	u_{crit} = 4,353 m
Felveendő nyíróerő	$V_{Ed,ß} = ß \cdot V_{Ed}$ = 1399,6 kN
Beton teherbírás	$V_{Rd,c,crit} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot U_{crit}$ = 866,5 kN
Maximális teherbírás	$V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit,(CRdc=0,12)} \cdot 1,96$ = 1698,4 kN

$\min\{V_{Rd,c,crit}; V_{Rd,c,max,u0}\}$ = 866,5kN ≤ $V_{Ed,ß}$=1399,6kN ≤ $V_{Rd,max,crit}$=1698,4kN

Átszúródási vasalás szükséges, választott:

8x Schöck BOLE O 20/240-4/A680

Az acél teherbírás ellenőrzése

$V_{Ed,ß}$=1399,6kN ≤ $V_{Rd,sy,crit}=m_c \cdot n_c \cdot A_{s,i} \cdot f_{yd}/\eta$=2112kN

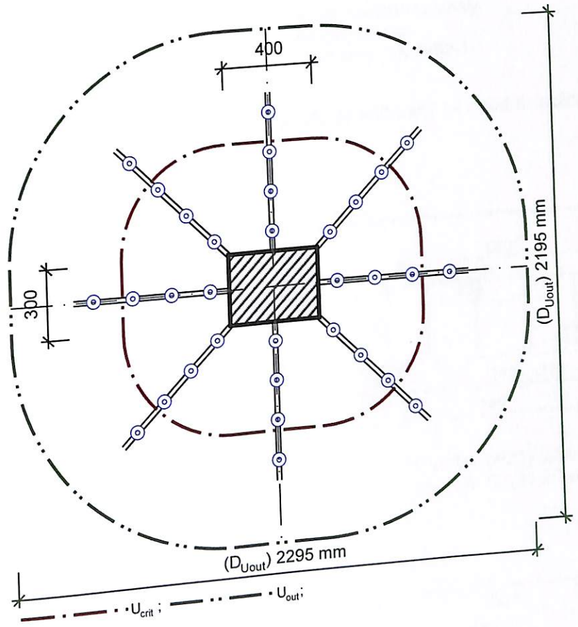
Külső átszúródási vonal u_{out} (vorh ls + 1,5d)

A vasalt terület hossza	ls = 595 mm
Átszúródási vonal hossza	u_{out} = 7,353 m
Tehernövelő faktor	$ß_{red}$ = ß = 1,15
Felveendő nyíróerő	$V_{Ed,out} = ß_{red} \cdot V_{Ed}$ = 1399,6 kN
Beton teherbírás	$v_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\}$ = 847,1 kN/m²
Beton teherbírás	$V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out}$ = 1463,8 kN

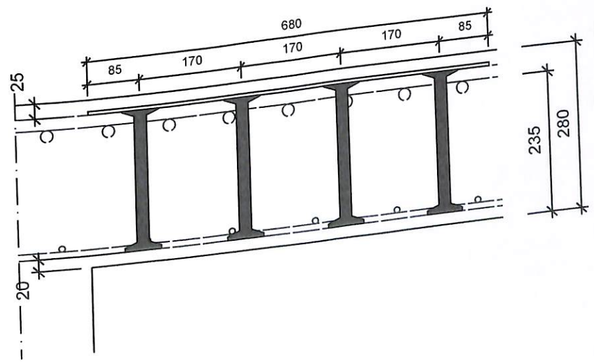
$V_{Ed,out}$=1399,6kN ≤ $V_{Rd,c,out}$=1463,8kN

Az átszúródássi vasalás hossza elegendő

Schöck	001 Projekt	Oldal: ...
	D17	Lap: 2



8x Schöck BOLE O 20/240-4/A680



Dátum: 2015.06.04.

Schöck BOLE Verzió : 2.10.04

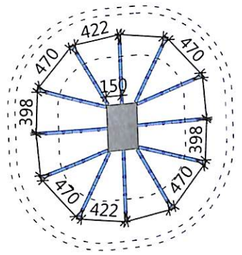
-/-

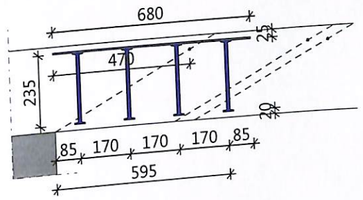
Tervező:
Cég: Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport
Cím:
Tel::
E-mail:
Név: Szabó István

Projekt:
Projekt megnevezése: Záróföldém átszúródási ellenőrzése
Helyszín:
Kapcsolattartó személy:
Megjegyzések:
Szabvány: EN 1992-1-1

This design applies exclusively to proprietary PEIKKO products and can't be used to validate properties of third party products, might they appear to be identical.

D17





12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)
12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)

belső oszlop)

Anyagminőségek

Beton szilárdsági osztály C30/37		f_{cd} =	20,0 N/mm²
Hajlítási vasalás B500B		$f_{yd,bar}$ =	434,8 N/mm²

Geometria

Lemezvastagság	h_d =	280 mm		d_y =	245 mm
A lemez hatékony magassága	d_x =	225 mm		c_o =	25 mm
Betontakarás	c_u =	20 mm		ρ_y =	1,31 %
Vashányad	ρ_x =	2,09 %		A_{sy} =	3 205 mm²
Reinforcement area/m	A_{sx} =	4 713 mm²		b =	450 mm
Téglalap keresztmetszetű oszlop	a =	300 mm			
Helyszín		Közép			

Terhek

Átszúró erő	V_{Ed} =	1 217,0 kN	B tényező=	1,15
Nyomófeszültség a lemezben	σ_{cx} =	0,0 N/mm²	σ_{cy} =	0,0 N/mm²
Feszítőpászmákban lévő erő	V_{pd} =	0,0 kN	$(V_{Ed}-V_{pd})*\beta$ =	1 399,6 kN

Alap ellenőrző átszúródási kerület

Alap hossz	u_1 =	4 453 mm		u_0 =	1 500 mm
Hossz-csökkentés	Δu =	0 mm		$u_1-\Delta u$ =	4 453 mm
	$C_{Rd,c}$ =	0,12			
Ellenállás átszúródási vasaslás nélkül	$v_{Rd,c}$ =	848,0 kN/m²	<	v_{Ed} =	1 337,4 kN/m²
Max resistance with punching	$v_{Rd,max}$ =	4 224,0 kN/m²	>	$v_{Ed,0}$ =	3 970,4 kN/m²

Külső ellenőrző átszúródási kerület

Távolság	$l_{s,szükséges}$ =	527 mm	<	$l_{s,alkalmazott}$ =	595 mm
A külső kerület szükséges hossza	$u_{a,szükséges}$ =	7 026 mm	<	$u_{a,megadott}$ =	7 453 mm

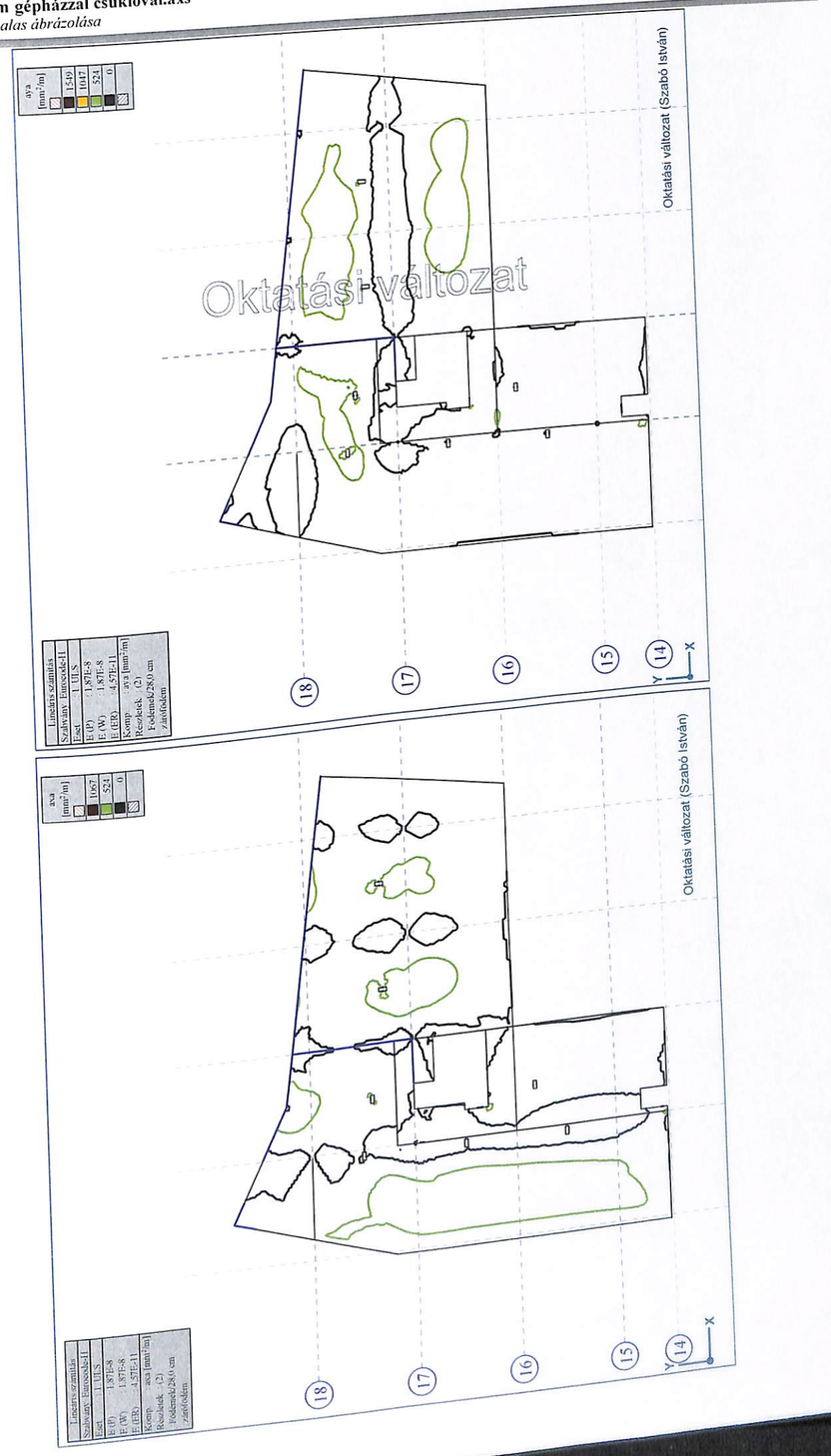
A külső átszúródási kerület ellenállása $v_{Rd,c,out}$ = 848,0 kN/m² > $v_{Ed,out}$ = 799,0 kN/m²

Átszúródási vasalás

Számított átszúródási vasalás
- 1. csapsor: 12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)
- 2. csapsor: 12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)

Total Resistance. $v_{Rd,cs}$ = 1 436,8 kN/m² > v_{Ed} = 1 337,4 kN/m²

Szakdolgozat: Hotel
Tervező: Szabó István
Modell: **Zárófödém gépházzal csuklóval.axs**
Alsó vasalás szintvonalas ábrázolása



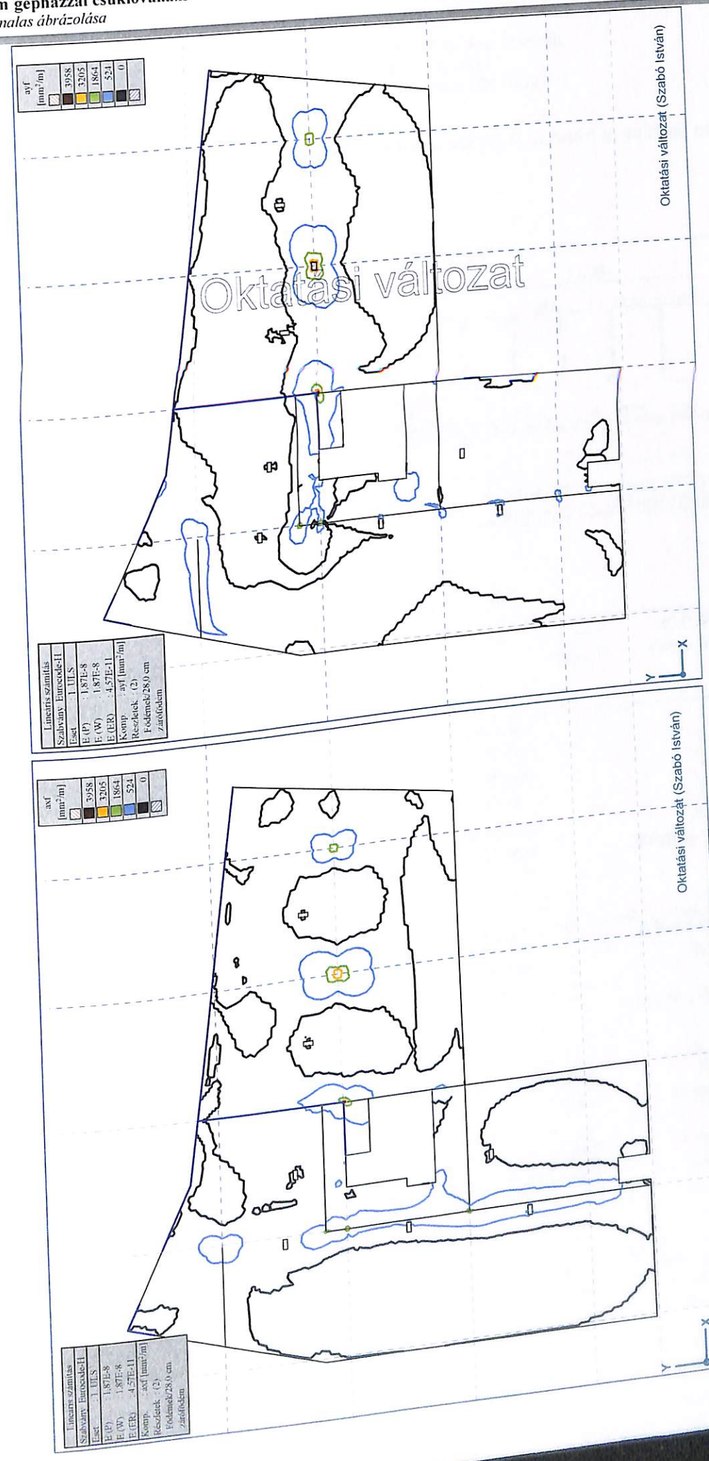
Szakdolgozat: Hotel

2015.06.05. 1. oldal

Tervező: Szabó István

Modell: **Zárófödém gépházzal csuklóval.axs**

Felső vasalás szintvonalas ábrázolása

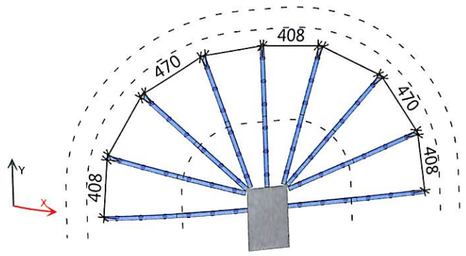


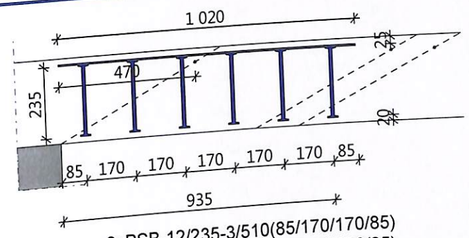
Tervező:
Cég: Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport
Cím:
Tel::
E-mail:
Név: Szabó István

Projekt:
Projekt megnevezése: Földszinti Födém
Helyszín:
Kapcsolattartó személy:
Megjegyzések:
Szabvány: EN 1992-1-1

This design applies exclusively to proprietary PEIKKO products and can't be used to validate properties of third party products, might they appear to be identical.

C17





9xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85)
9xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85)

falvég

Anyagminőségek

Beton szilárdsági osztály C30/37	f_{cd} =	20,0 MPa	
Hajlítási vasalás B500B	$f_{yd,bar}$ =	434,8 MPa	

Geometria

Lemezvastagság	h_d =	280 mm		d_y =	245 mm
A lemez hatékony magassága	d_x =	225 mm		c_o =	25 mm
Betontakarás	c_u =	25 mm		ρ_y =	1,42 %
Vashányad	ρ_x =	1,27 %		A_{sy} =	3 490 mm²/m
Reinforcement area/m	A_{sx} =	2 862 mm²/m		Befolyás: b =	300 mm
Falvég	Vastagság a =	300 mm			

Terhek

Átszúró erő	V_{Ed} =	618,0 kN		B tényező=	1,35
Nyomófeszültség a lemezben	σ_{cx} =	0,0 MPa		σ_{cy} =	0,0 MPa
Feszítőpászmákban lévő erő	V_{pd} =	0,0 kN		$(V_{Ed}-V_{pd})*\beta$ =	834,3 kN

Alap ellenőrző átszúródási kerület

	u_1 =	2 377 mm		u_0 =	900 mm
Alap hossz	Δu =	0 mm		$u_1-\Delta u$ =	2 377 mm
Hossz-csökkentés	$C_{Rd,c}$ =	0,12			
	$v_{Rd,c}$ =	791,5 kN/m²	<	v_{Ed} =	1 493,9 kN/m²
Ellenállás átszúródási vasaslás nélkül	$v_{Rd,max}$ =	4 224,0 kN/m²	>	$v_{Ed,0}$ =	3 944,7 kN/m²
Max resistance with punching					

Külső ellenőrző átszúródási kerület

	$l_{s,szükséges}$ =	789 mm	<	$l_{s,alkalmazott}$ =	935 mm
Távolság	$u_{a,szükséges}$ =	4 486 mm	<	$u_{a,megadott}$ =	4 945 mm
A külső kerület szükséges hossza	$v_{Rd,c,out}$ =	791,5 kN/m²	>	$v_{Ed,out}$ =	718,0 kN/m²
A külső átszúródási kerület ellenállása					

Átszúródási vasalás

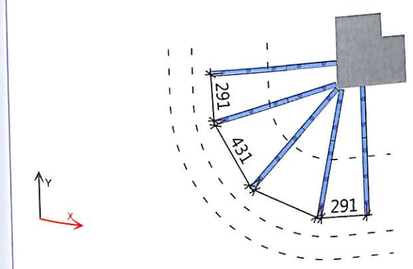
Számított átszúródási vasalás		9xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85)
1. csapsor		9xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85)
2. csapsor	$v_{Rd,cs}$ = 1 719,1 kN/m²	> v_{Ed} = 1 493,9 kN/m²
Total Resistance.		

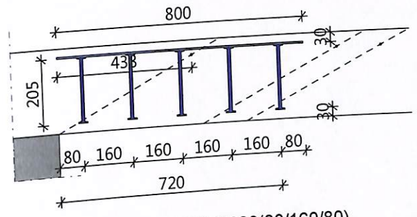
Tervező:
Cég: Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport
Cím: Tetőtér :)
Tel::
E-mail:
Név: Szabó István

Projekt:
Projekt megnevezése: Garázsfödém
Helyszín:
Kapcsolattartó személy:
Megjegyzések:
Szabvány: EN 1992-1-1

This design applies exclusively to proprietary PEIKKO products and can't be used to validate properties of third party products, might they appear to be identical.

E17





5xPSB-10/205-2/320(80/160/80)
5xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)

falsarok

Anyagminőségek

Beton szilárdsági osztály C30/37	f_{cd} =	20,0 N/mm²	
Hajlítási vasalás B500B	$f_{yd,bar}$ =	434,8 N/mm²	

Geometria

Lemezvastagság	h_d =	265 mm		d_y =	227 mm
A lemez hatékony magassága	d_x =	211 mm		c_o =	30 mm
Betontakarás	c_u =	30 mm		ρ_y =	0,68 %
Vashányad	ρ_x =	0,74 %		A_{sy} =	1 553 mm²
Reinforcement area/m	A_{sx} =	1 553 mm²		Befolyás: b =	329 mm
Falsarok	Vastagság a =	300 mm			

Terhek

Átszúró erő	V_{Ed} =	247,0 kN		B tényező=	1,20
Nyomófeszültség a lemezben	σ_{cx} =	0,0 N/mm²		σ_{cy} =	0,0 N/mm²
Feszítőpászmákban lévő erő	V_{pd} =	0,0 kN		$(V_{Ed}-V_{pd})*\beta$ =	296,4 kN

Alap ellenőrző átszúródási kerület

Alap hossz	u_1 =	1 345 mm		u_0 =	657 mm
Hossz-csökkentés	Δu =	0 mm		$u_1-\Delta u$ =	1 345 mm
Ellenállás átszúródási vasaslás nélkül	$C_{Rd,c}$ =	0,12			
Max resistance with punching	$v_{Rd,c}$ =	650,4 kN/m²	<	v_{Ed} =	1 006,3 kN/m²
	$v_{Rd,max}$ =	4 224,0 kN/m²	>	$v_{Ed,0}$ =	2 060,0 kN/m²

Külső ellenőrző átszúródási kerület

Távolság	$l_{s,szükséges}$ =	578 mm	<	$l_{s,alkalmazott}$ =	720 mm
A külső kerület szükséges hossza	$u_{a,szükséges}$ =	2 082 mm	<	$u_{a,megadott}$ =	2 304 mm
A külső átszúródási kerület ellenállása	$v_{Rd,c,out}$ =	650,4 kN/m²	>	$v_{Ed,out}$ =	587,4 kN/m²

Átszúródási vasalás

Számított átszúródási vasalás — 5xPSB-10/205-2/320(80/160/80)

1. csapsor — 5xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)

2. csapsor

$v_{Rd,cs}$ = 1 300,4 kN/m² > v_{Ed} = 1 006,3 kN/m²

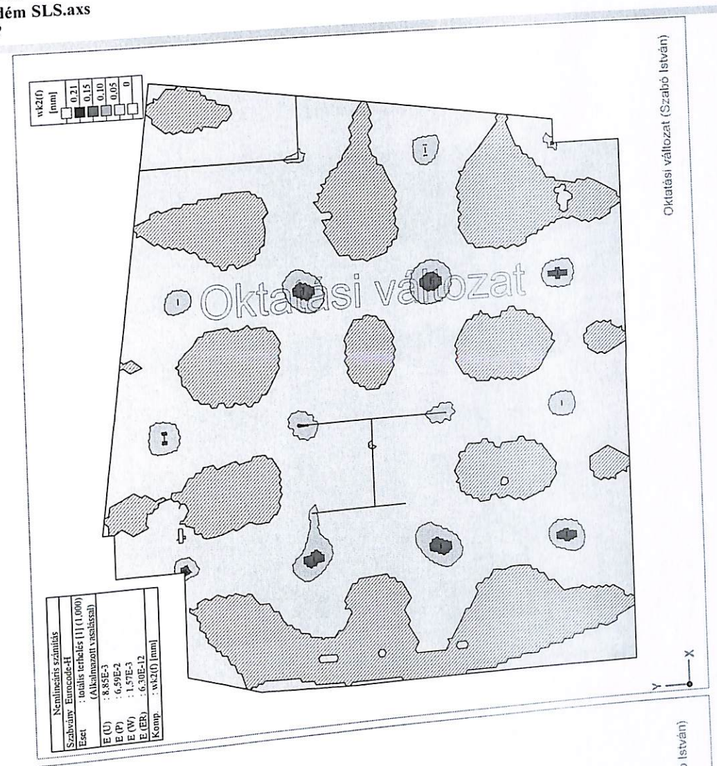
Total Resistance.

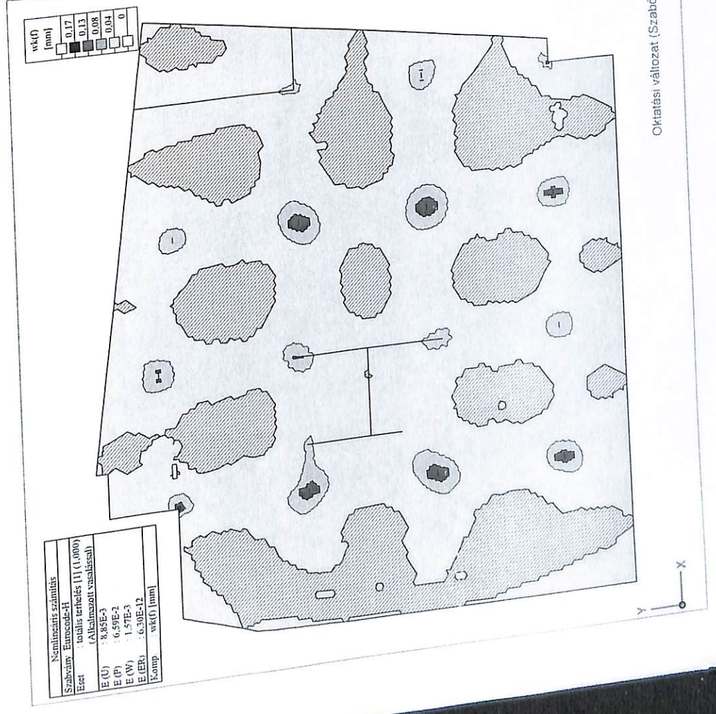
Szakdolgozat: Hotel 2015.06.07.

Tervező: Szabó István

Modell: **Garázsfödém SLS.axs**

Repedéstágasságok 2



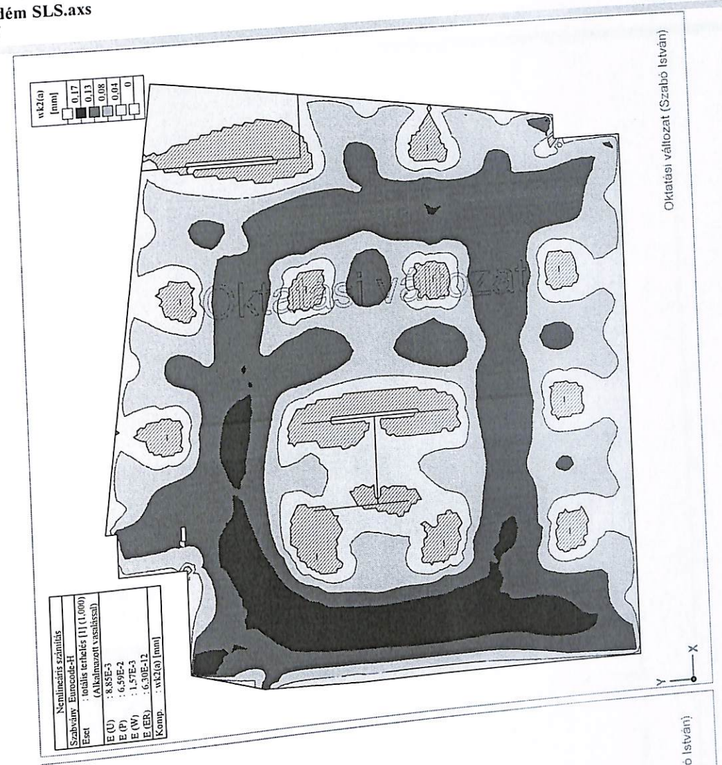


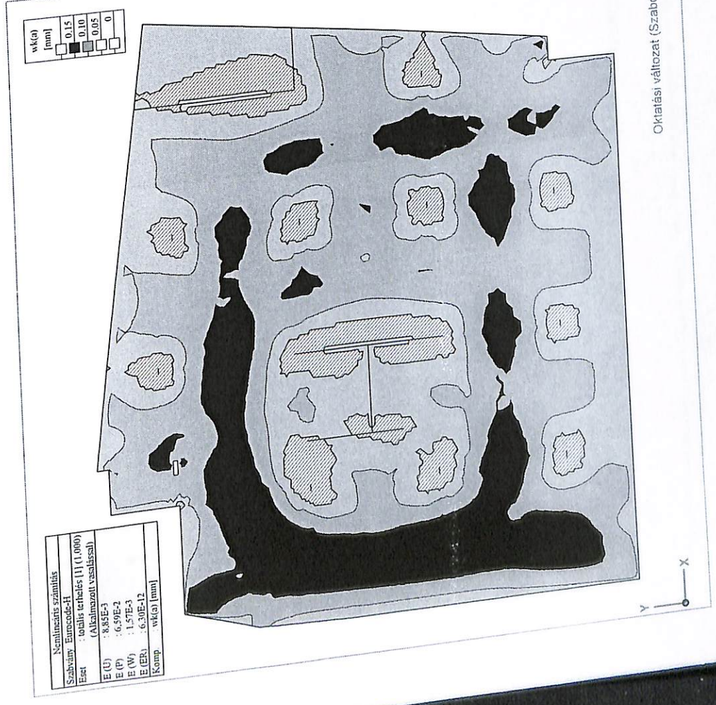
Szakdolgozat: Hotel 2015.06.07.

Tervező: Szabó István

Modell: **Garázsfödém SLS.axs**

Repedéstágasságok 1



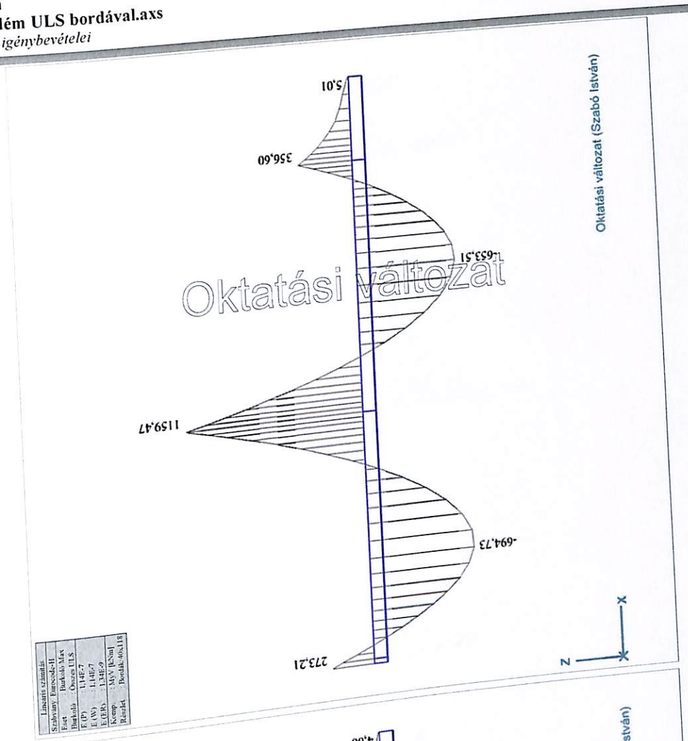


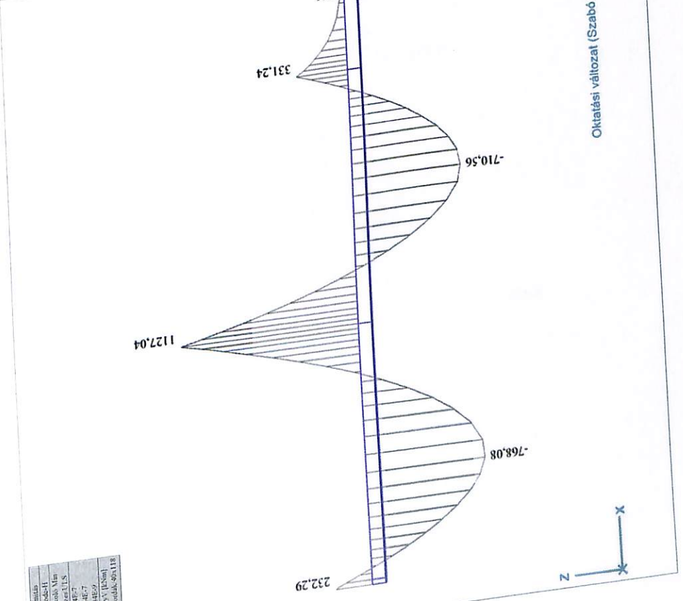
Szakdolgozat: Hotel 2015.06.05. 1. oldal

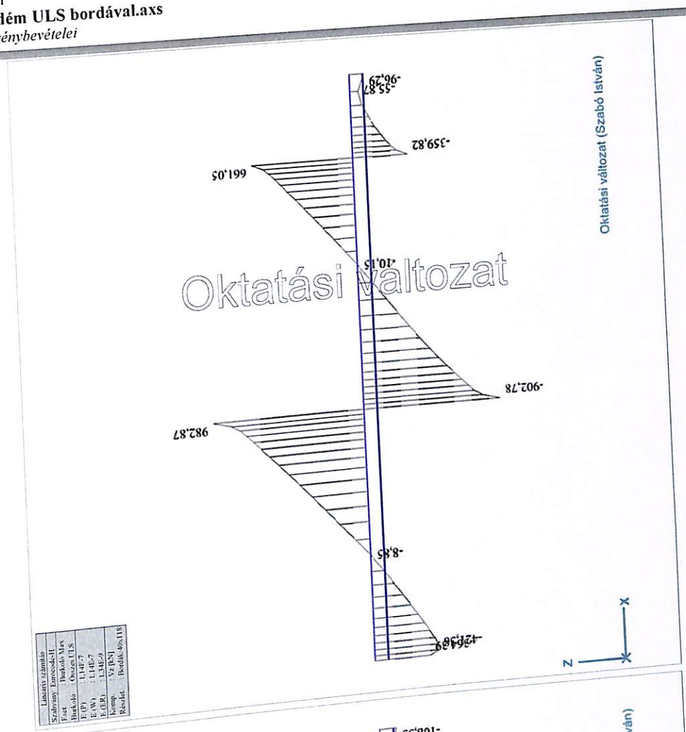
Tervező: Szabó István

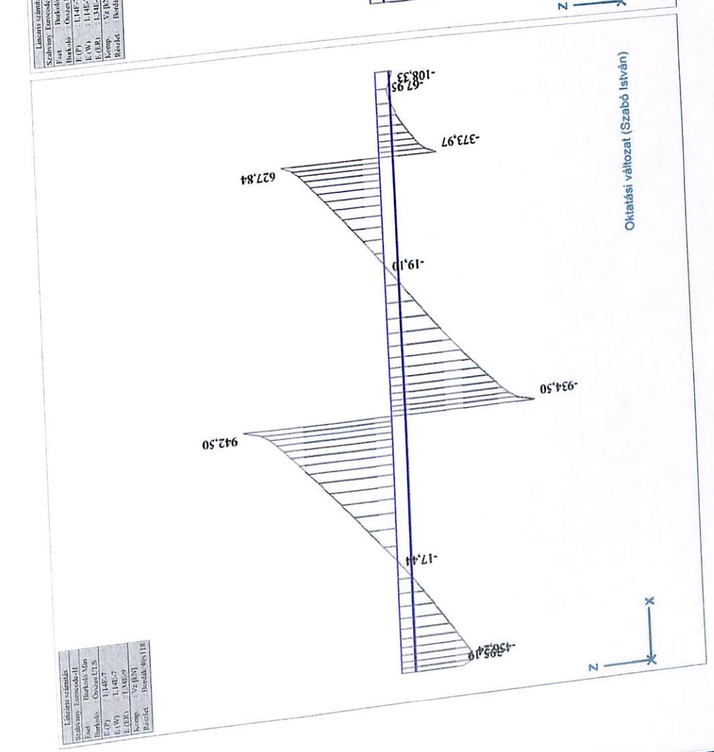
Modell: **Földszint födém ULS bordával.axs**

G51-gerenda nyomatéki igénybevételei






-96,29
-55,87
-359,82
661,05
-10,15
-902,78
982,87
-8,85
-1264,89
Oktatási változat (Szabó István)
Oktatási változat
Lineáris rúdmező
Szakasz: Rúdvég: 1 (1)
Rúd-sz.: Rúdvég: Max
Rúd-sz.: Összes (15)
E (P): 1 LE7
E (M): 1 LE7
E (LB): 1 LE9
Összes: Y [kN]
Rúdvég: Rúd-sz.: 111


-67,95
-108,33
-373,97
627,84
-19,10
-934,50
942,50
-17,44
-1505,10
Oktatási változat (Szabó István)
Oktatási változat
Lineáris rúdmező
Szakasz: Rúdvég: 1 (1)
Rúd-sz.: Rúdvég: Max
Rúd-sz.: Összes (15)
E (P): 1 LE7
E (M): 1 LE7
E (LB): 1 LE9
Összes: Y [kN]
Rúdvég: Rúd-sz.: 111

A
B
C
19
18
17
3,28
1,98
80°
15
9,38
13 25ø10/15
3,74
14 10ø10/15
2,15
2,70
13 27ø10/15
6 25ø10/7.5
12 18ø10/15
2,56
13 18ø10/15
12,75
18
30
40
15
13
67
14 13ø10/15
2,10
1,08
6,00
8 23ø10/15
33 41ø10/7.5
9 9ø10/7.5
3,77
14 27ø10/15
23 4ø10/15
(25)
11 25+25 ø10/15
(25)
11 26ø10/15
12 4ø10/7.5
26 49ø10/7.5
R1
15
1 28ø10/7.5
(36)
8 3ø10/15
7 3ø10/15
R1
3,77
25 9ø10/7.5
22 22ø10/15
(25)
11 31ø10/15
6 20+36 ø10/15
90
164°
1,57
1,57
2. Részlet
l = 1.10
9 5ø10/15
2. Részlet
l = 7.60
3,02
20
1,02
24 5ø10/15
30
74
(20)
17
30
88
10 28ø10/15

Lépcsőkar törés alsó síkja

2. Részlet
l = 7.50

2. Részlet
l = 7.40

2. Részlet
l = 3.70

R1

B

16

15

21,40

11,93

3,77

3,74

4,20

2,65

2,99

2,19

1,39

1,36

1,75

2,07

1,77

5,23

⑥ 16ϕ10/15

⑦ 4ϕ10/7.5

② 3ϕ10/15

③ 39+15+9 ϕ10/15

⑲ 55+5 ϕ10/15

⑩ 28ϕ10/15

⑱ 3ϕ10/15

⑨ 12ϕ10/15

㉕ 20ϕ10/15

㉞ 2ϕ10

㉗ 2ϕ10

㉚ 40ϕ10/15

⑯ 15ϕ10/15

㉙ 5ϕ10/15

㉜ 8+30 ϕ10/15

⑧ 3ϕ10/15

㉛ 15ϕ10/15

⑯ 50ϕ10/7.5

⑮ 5ϕ10/15

⑮ 5ϕ10/15

⑨ 5ϕ10/15

⑨ 5ϕ10/15

⑲ 5ϕ10/15

⑯ 40ϕ10/8

⑤ 3ϕ10/15

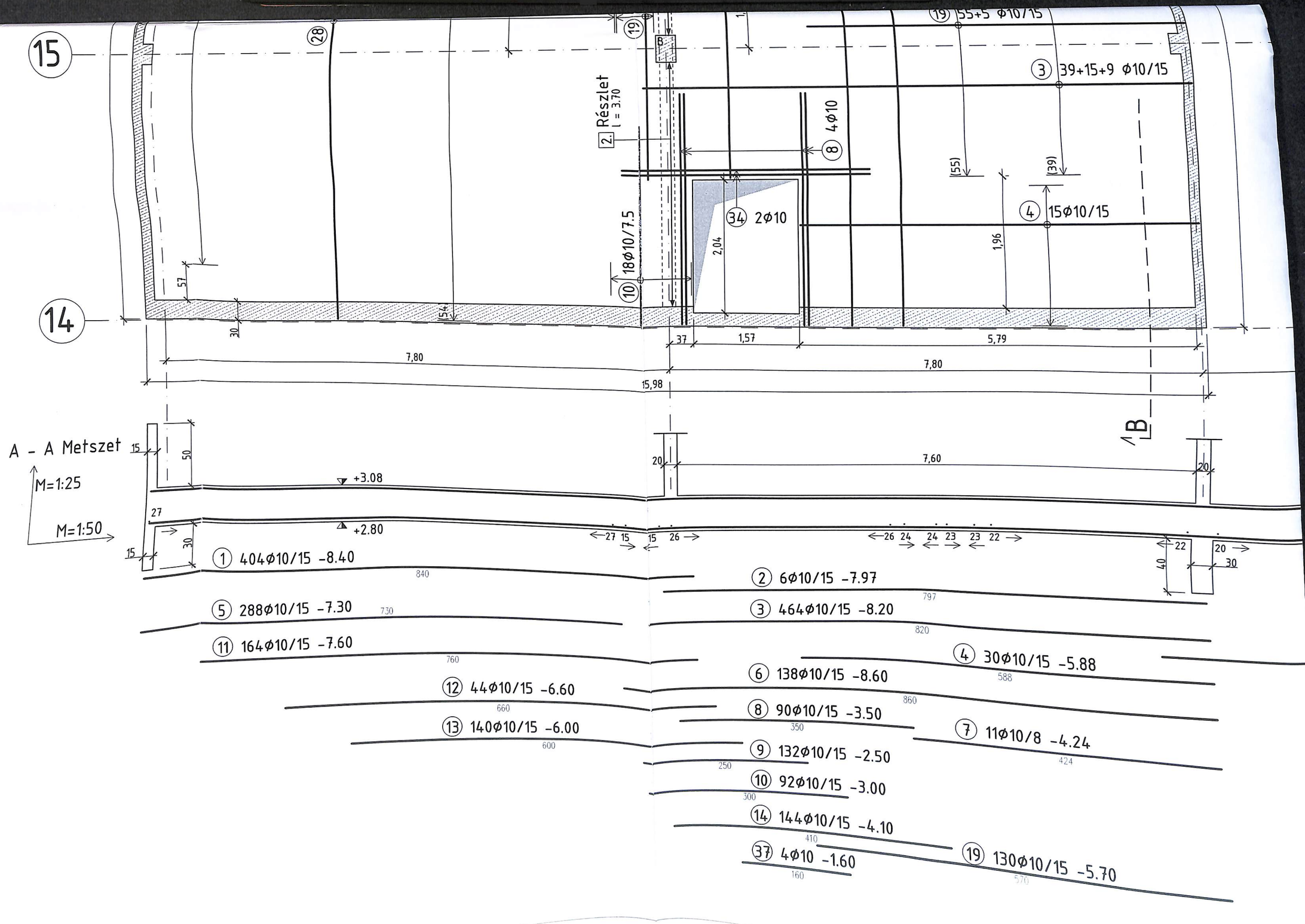
㉗ 50ϕ10/15

⑤ 138ϕ10/15

⑤ 3ϕ10/15

㉘ 5ϕ10/15

① 54+51+37 ϕ10/15


15
14
28
19
B
1.
2. Részlet
l = 3.70
4φ10
8
19) 55+5 φ10/15
3) 39+15+9 φ10/15
(55)
(39)
34) 2φ10
4) 15φ10/15
2,04
1,96
18φ10/7.5
10)
57
54
30
37
1,57
5,79
7,80
7,80
15,98
A - A Metszet
M=1:25
M=1:50
15
50
+3.08
27
+2.80
30
15
20
7,60
20
1) 404φ10/15 -8.40
840
5) 288φ10/15 -7.30
730
11) 164φ10/15 -7.60
760
12) 44φ10/15 -6.60
660
13) 140φ10/15 -6.00
600
2) 6φ10/15 -7.97
797
3) 464φ10/15 -8.20
820
4) 30φ10/15 -5.88
588
6) 138φ10/15 -8.60
860
8) 90φ10/15 -3.50
350
7) 11φ10/8 -4.24
424
9) 132φ10/15 -2.50
250
10) 92φ10/15 -3.00
300
14) 144φ10/15 -4.10
410
37) 4φ10 -1.60
160
19) 130φ10/15 -5.70
570
22
20
30
40

D

E

(43) 4Ø16 -6.00

600

2Ø16

(43) 2Ø16

3,81

24,47

(41) 4Ø16 -8.60

860

4,73

3. Részlet
l = 20.68

(41) 2Ø16

78

(43) 2Ø16

(42) 4Ø16 -5.00

500

10/15

65

515

A

30

(3) 25Ø10/7.5

85,9

(42) 2Ø16

A

(17) 11Ø10/15

(44) 3Ø10/15

(35) 53Ø10/15

3,60

(34) 36Ø10/15

90°

(21) 22Ø10/15

1,14

(20) 25+25 Ø10/15

(27)

(1) 27+37 Ø10/15

6,22

(25)

(37)

(16) 37Ø10/15

30

5,39

15

(35)

(13)

(27)

(9)

9Ø10/7.5

R1

(15) 5Ø10/15

(14) 5Ø10/15

R1

1,55

3,77

3,77

(18) 3Ø10/15

1,75

2,37

(18) 3Ø10/15

(13)

30

45

40

11Ø10/15

Ø10/15

5,54

14,29

11ϕ10/15

⑯ 38+13 ϕ10/15

1,55

⑯ 94ϕ10/15

,53

3,95

(38)

③ 28+13+35 ϕ10/15

(28)

2,30

16ϕ10/15

60

③ 116ϕ10/15

3,85

⑯ 39+9 ϕ10/15

1,25

(39)

40

③ 16ϕ10/15

⑭ 30ϕ10/15

5,54

14,29

③ 65+27 ϕ10/15

3,33

15,5

⑧ 24ϕ10/15

⑱ 11ϕ10/15

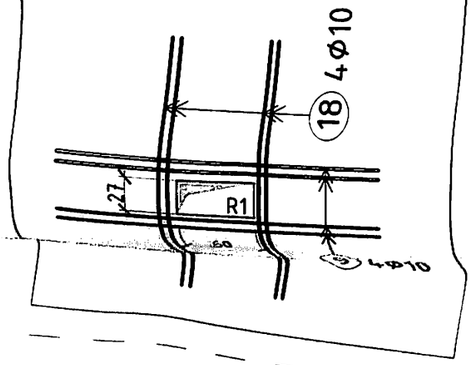
98°

(65)

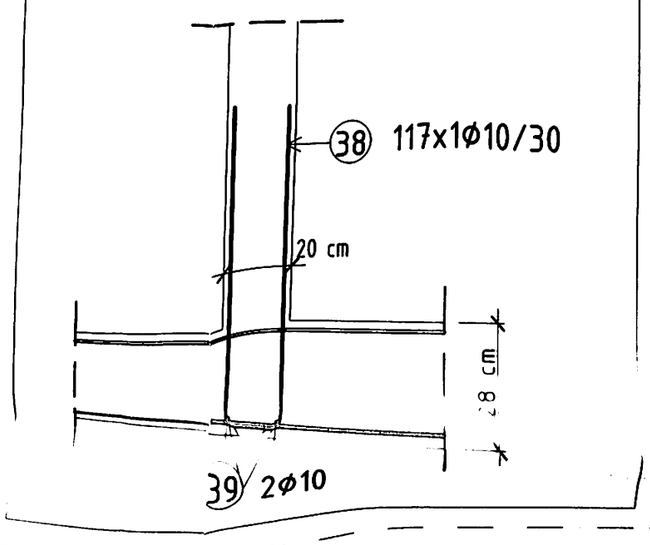
15,53

2,68

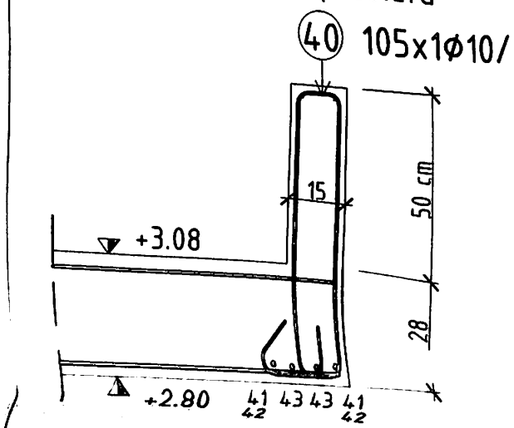
1. Részlet (7x)
M=1:50
Födémáttörés alsó kiváltó vasalása



2. Részlet
M=1:20 Összhossz: 34.70 m
Födém - Fal kapcsolata



3. Részlet
M=1:20 Összhossz: 20.68 m
Födém - Attikafal kapcsolata



⑨ 4Φ10

⑲ 2Φ10

+2.60

42 42

10

73 73

10 10

20

⑩ 111Φ10/20 -2.0

85 85

15

⑧ 209Φ10/30 -1.83

⑤ 2960Φ10 -1.02
Sámlivas 4 db/m^2

35

18 18

18 18

7,80 7,80

50 15

28

21

15

← 20 18 20 →

← 20 1 →

← 1 21 →

⑮ 25Φ10/15 -7.48

748

⑯ 440Φ10/15 -5.00

500

⑰ 22Φ10/15 -5.20

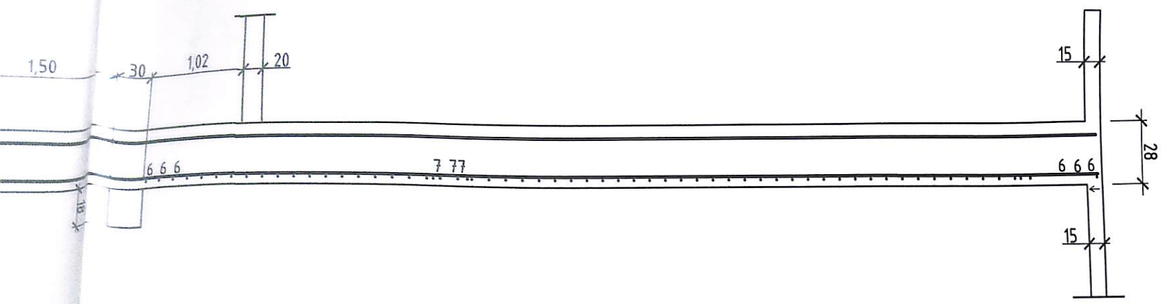
520

⑱ 79Φ10/15 -2.15

215

⑥ 27Φ10/15 -8.80

880



20 50Φ10/15 -9.40
940

21 22Φ10/15 -6.80
680

22 22Φ10/15 -10.20
1020

23 4Φ10/15 -9.65
965

24 5Φ10/15 -3.07

25 58Φ10/8 -4.50
450

26 98Φ10/8 -8.00
800

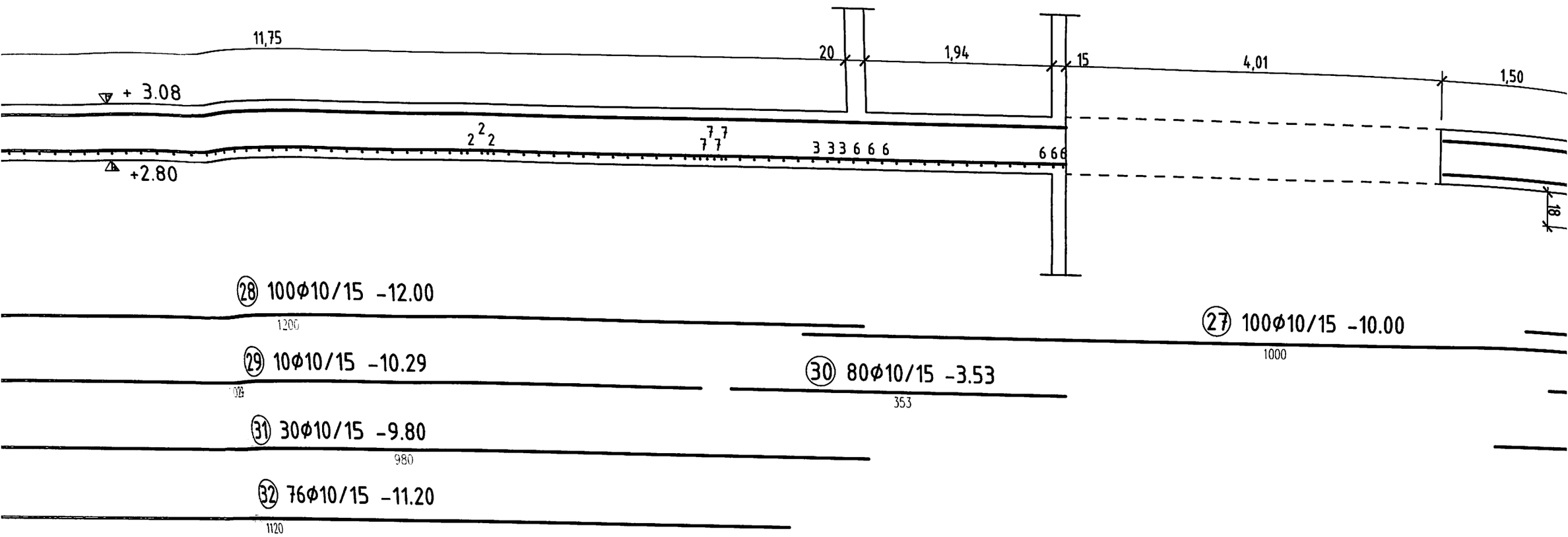
33 82Φ10/8 -7.00

34 44Φ10/15 -3.70
370

35 53Φ10/15 -6.15
615

44 3Φ10/15 -6.20
620

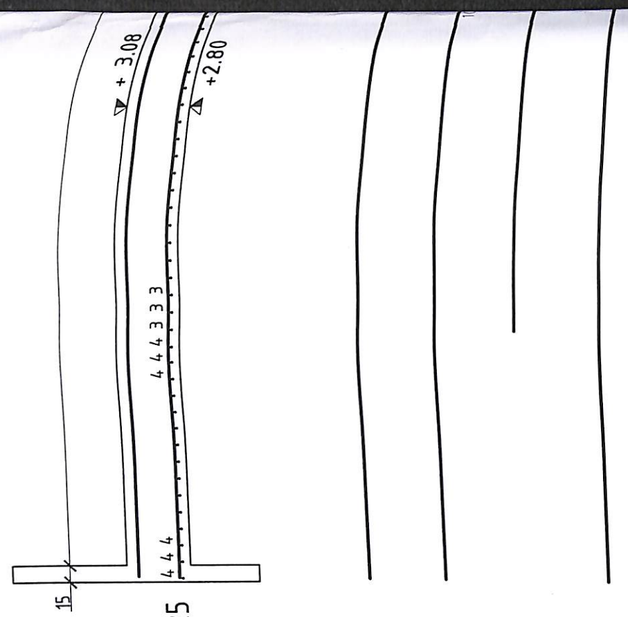
28 cm vastag vasbeton lemez készül: 744,88 m^2



Betonacél-kimutatás

Alsó réteg vasalása

Jel	db	ø	Hossz	ø10	ø16
		[mm]	[m]		
1	404	10	8.40	3393.60	
2	6	10	7.97	47.82	
3	464	10	8.20	3804.80	
4	30	10	5.88	176.40	
5	288	10	7.30	2102.40	
6	138	10	8.60	1186.80	
7	11	10	4.24	46.64	
8	90	10	3.50	315.00	
9	132	10	2.50	330.00	
10	92	10	3.00	276.00	
11	164	10	7.60	1246.40	
12	44	10	6.60	290.40	
13	140	10	6.00	840.00	
14	144	10	4.10	590.40	
15	25	10	7.48	187.00	
16	440	10	5.00	2200.00	
17	22	10	5.20	114.40	
18	79	10	2.15	169.85	
19	130	10	5.70	741.00	
20	50	10	9.40	470.00	
21	22	10	6.80	149.60	
22	22	10	10.20	224.40	
23	4	10	9.65	38.60	
24	5	10	3.07	15.35	
25	58	10	4.50	261.00	
26	98	10	8.00	784.00	
27	100	10	10.00	1000.00	
28	100	10	12.00	1200.00	
29	10	10	10.29	102.90	
30	80	10	3.53	282.40	
31	30	10	9.80	294.00	



B - B Metszet
Mh = 1:50; Mv = 1:25

21	22	10	6.80	149.60	
22	22	10	10.20	224.40	
23	4	10	9.65	38.60	
24	5	10	3.07	15.35	
25	58	10	4.50	261.00	
26	98	10	8.00	784.00	
27	100	10	10.00	1000.00	
28	100	10	12.00	1200.00	
29	10	10	10.29	102.90	
30	80	10	3.53	282.40	
31	30	10	9.80	294.00	
32	76	10	11.20	851.20	
33	82	10	7.00	574.00	
34	44	10	3.70	162.80	
35	53	10	6.15	325.95	
36	27	10	8.80	237.60	
37	4	10	1.60	6.40	
38	209	10	1.83	382.47	
39	4	10	36.00	144.00	
40	111	10	2.00	222.00	
41	4	16	8.60		34.40
42	4	16	5.00		20.00
43	4	16	6.00		24.00
44	3	10	6.20	18.60	
45	2960	10	1.02	3019.20	
Összhossz / ϕ [m]:				28825.38	78.40
Fm. tömeg / ϕ [kg/m]:				0.617	1.580
Össztömeg / ϕ [kg]:				17785.26	123.87
Össztömeg [kg]:				17909.13	

Megjegyzés:
+-0,00 = 3. emelet födém felső sík
Anyagminőség: Beton: C30/37-X1-24-F2
Betonacél: B500B

Beton takarás: 2,5 cm

Hasznos teher: 0,0 kN/m²
A vasak méretei külméret!
Kapcsolódó tervekkel együtt kezelendő! : S-3
A méretek a helyszínen ellenőrizendők!
A betonozást csak a műszaki ellenőr építési naplóba írt engedélyével szabad megkezdeni!

A leszabási rajzoknál az össz darabszám látható.

SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Kar

Munka: Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel

Rajz tárgya: Zárófödém (L9 vb. lemez)

Rajz neve: Zsaluzási terv és alsó lemezvasalás

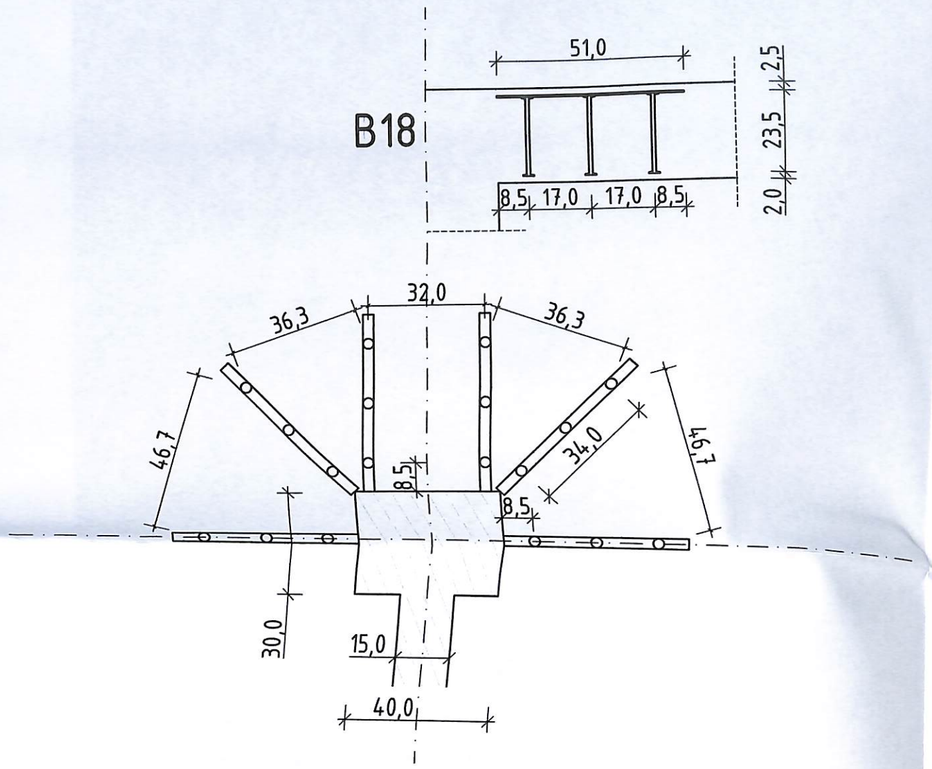
Készítette: Szabó István

Konzulens: Tajta István

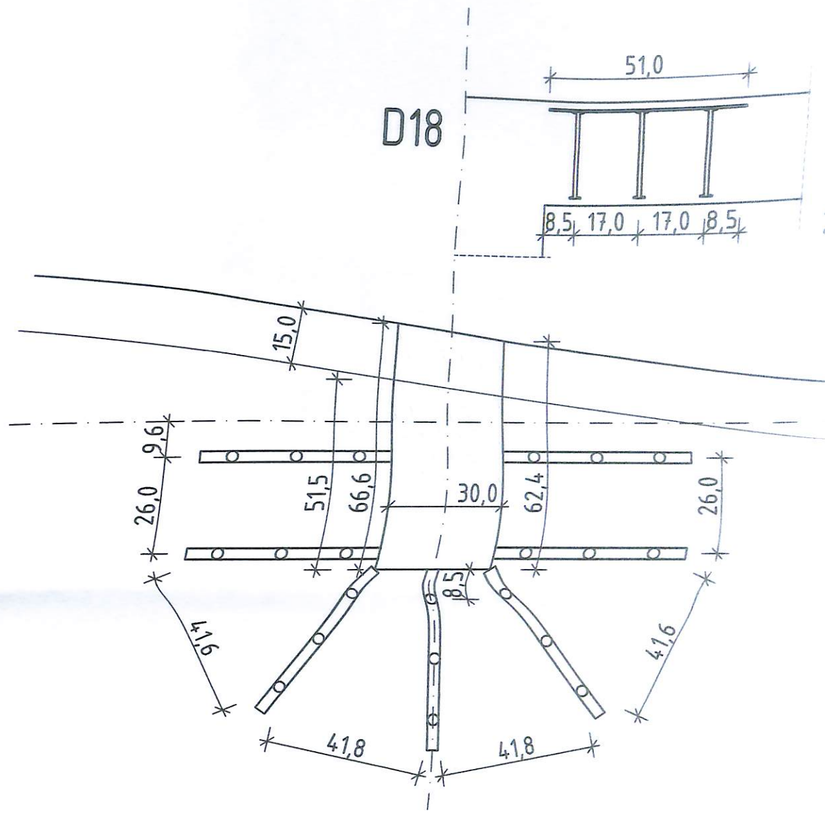
Rajzszám: S-1

Tervlépték: M= 1:50

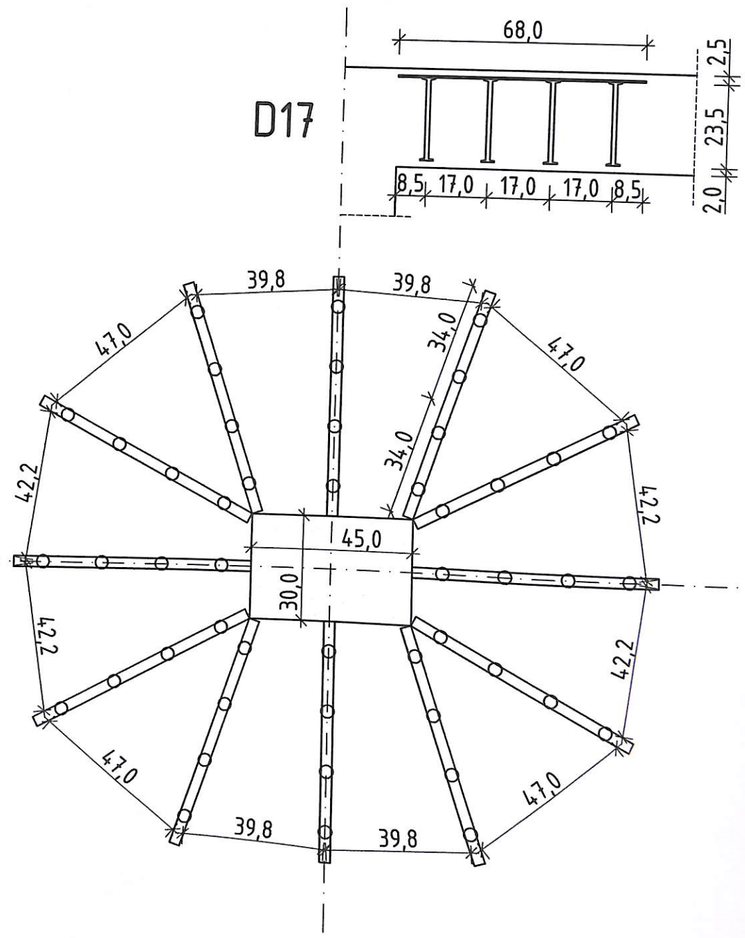
2015.06.05.



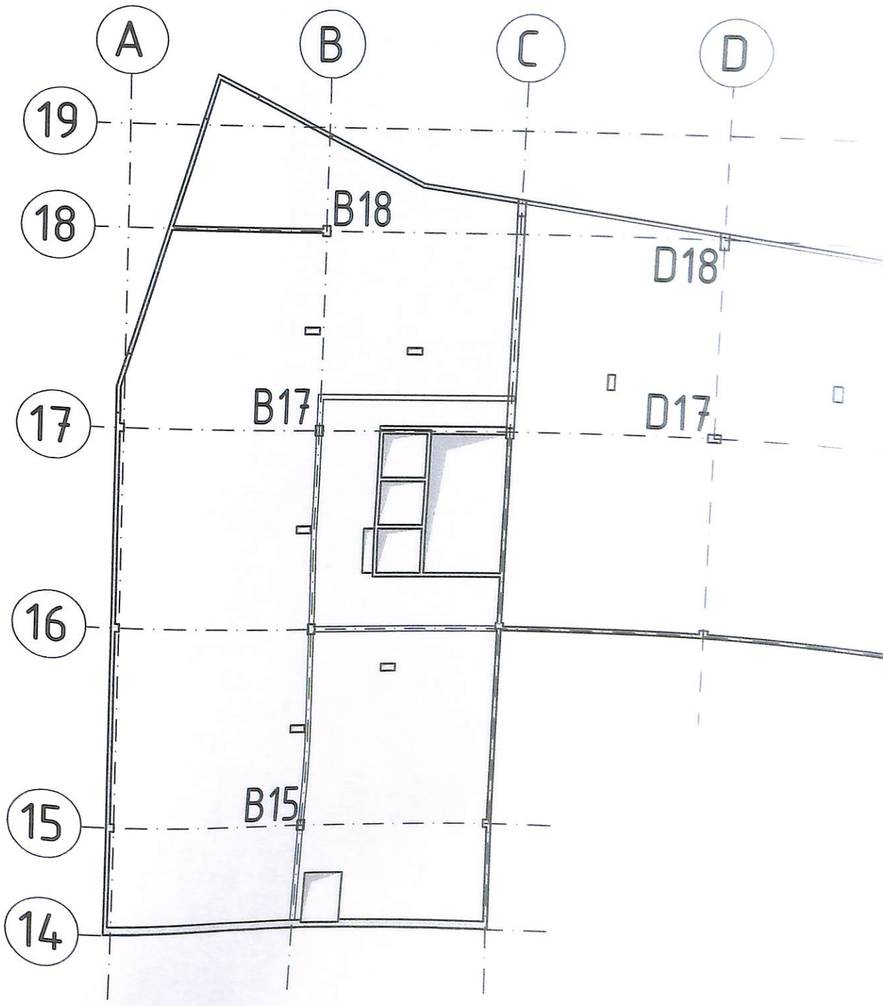
Peikko: 6xPSB-10/235-3/510(85/170/170/85)
Készül: 1 helyen

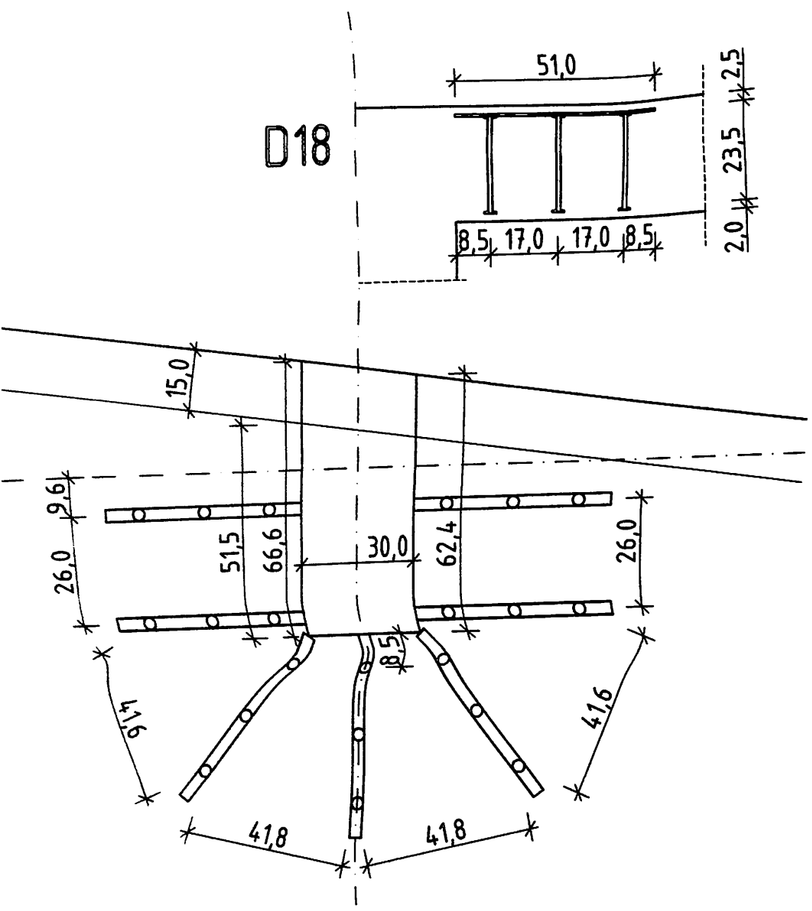


Peikko: 7xPSB-10/235-3/510(85/170/170/85)
Készül: 1 helyen



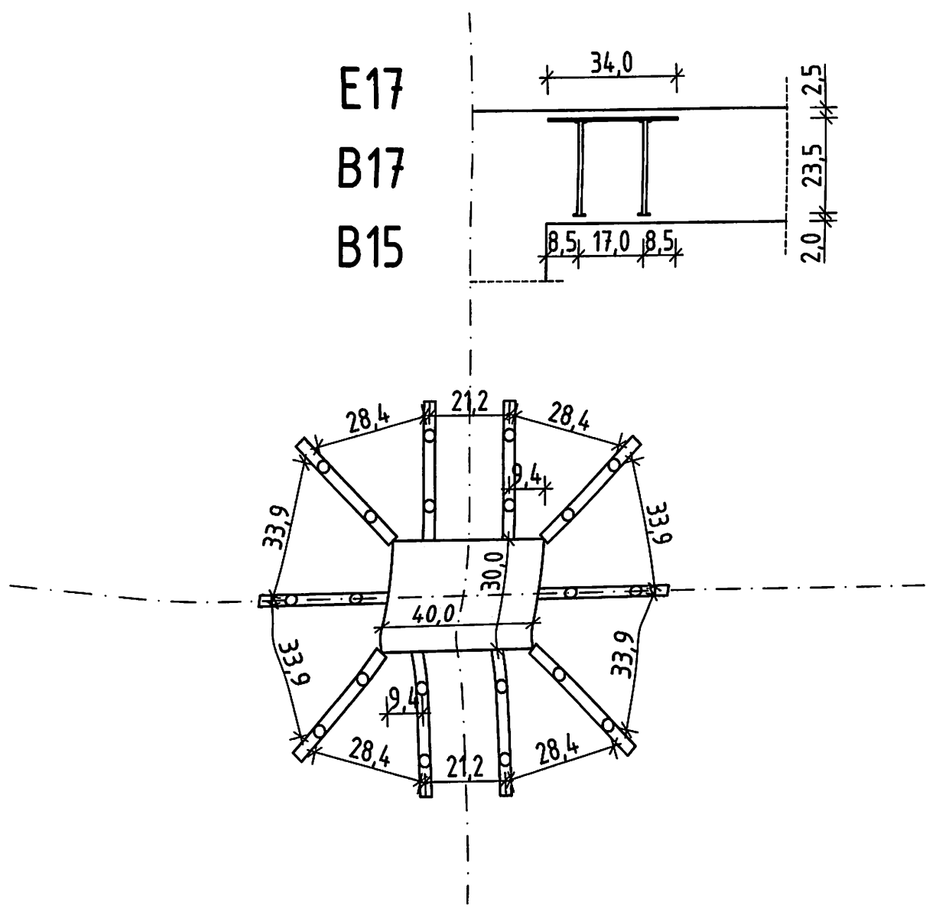
Peikko: 12xPSB-12/235-2/340(85/170/85) +
12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)
Készül: 1 helyen





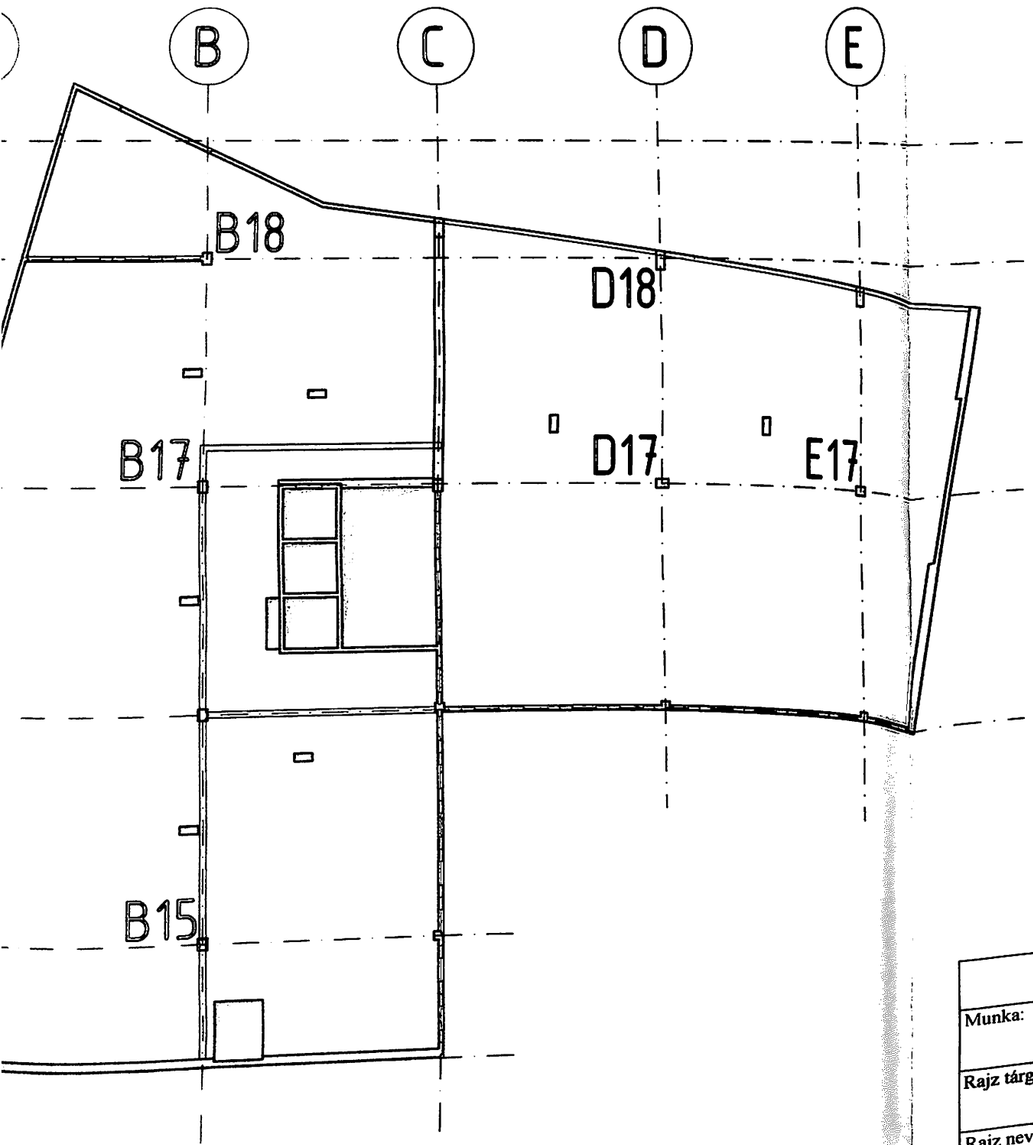
Peikko: 7xPSB-10/235-3/510(85/170/170/85)

Készül: 1 helyen



Peikko: 10xPSB-10/235-2/340(85/170/85)

Készül: 3 helyen



Összes elem 1 födémre:

-- 13xPSB-10/235-3/510(85/170/170/85)

-- 24xPSB-12/235-2/340(85/170/85)

-- 30xPSB-10/235-2/340(85/170/85)

SZIE-YMÉK Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport		Rajzszám: S - 3
Munka: Hotel		
Rajz tárgya: Záródédém (9-es lemez)		Tervlépték: M= 1:15
Rajz neve: Átszúródási vasalás		
Készítette: Szabó István	Konzulens: Tajta István	2015.06.05.

⑥ 16Φ20/10 L=8.20A
820

⑤ 51Φ20/10 L=7.80A
780

② 19Φ16/10 L=4.30A
430

① 97Φ16/10 L=8.20A
820

④ 60Φ16/10 L=4.00A
400

③ 54Φ16/10 L=2.60A
260

16

15

C

D

A

G51 gerenda

G52 gerenda

G53 gerenda

17,82

7,80

6,80

2,62

2,65

2,70

3,95

2,00

3,33

4,10

1,20

1,50

1,76

93,3

97,5

15,30

16,72

8,85

1 12Φ16/20A

25 12Φ12/20F

2 Részlet l = 5.97

1 29Φ16/10A

18 29/20+34/10+27/20+16/10+11/20 Φ16

34 Φ10/25

24 23Φ12/10F

3 22/20+13/10Φ16

2 19Φ16/10A

21 10Φ12/20F

5 10+35 Φ20/10A

1 5+18 Φ16/20A

7 10Φ16/20A

31 10Φ12/20F

8 7Φ16/20A

23 7Φ12/20F

"D" áttörés

1 Részlet l = 6.64

27 20Φ16/10A

28 11Φ12/20F

13 39Φ16/20

11 8+6 Φ16/20

24 18Φ12/20F

4 22+22 Φ16/10A

9 13Φ16/20A

20 13Φ12/20F

12 29/20+34/10+11/20 Φ16

24 19Φ12/20F

3 19Φ16/10A

22 10Φ12/20F

35 468Φ12/400 L=1.40
4db/m^2

A - A Metszet

+4.89
+4.61
+4.09
+3.71

1 Részlet
1:25 Összhossz: 26.28 m
cm falak kitüskézéséhez

34 107x1Φ10/25

34 107Φ10/25 L=1.66

1 Részlet
1:25 Összhossz: 5.97 m
cm fal kitüskézéséhez

37 25x1Φ10/25

37 Φ10/25

7 10Φ16/20 L=9.10A
910

8 7Φ16/20 L=3.90A
390

9 13Φ16/20 L=11.20A
1120

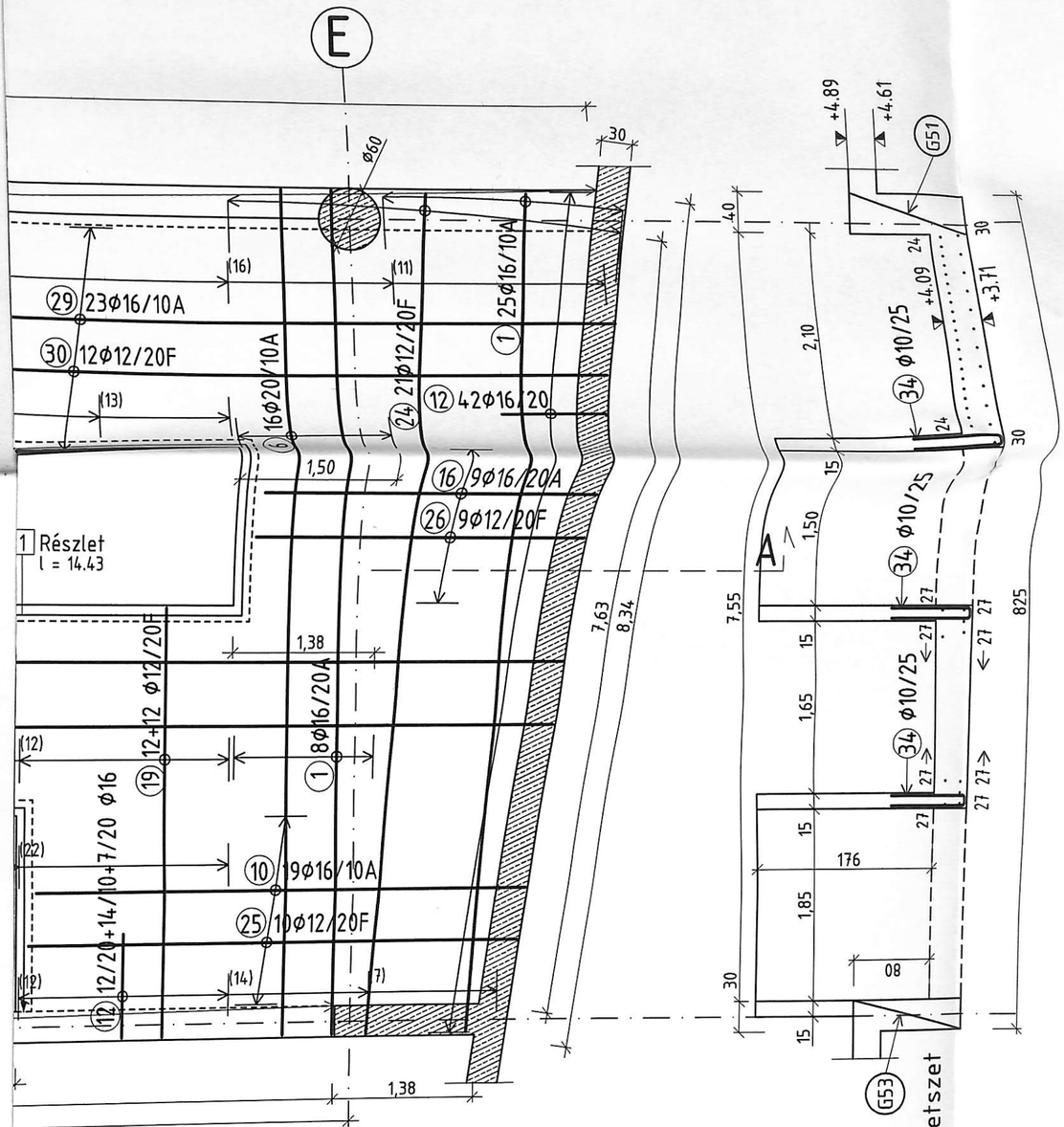
13 59Φ16/20 L=2.23
100

11 14Φ16/20 L=5.00A
500

20 13Φ12/20F L=11.20F
1120

23 7Φ12/20 L=3.90F
390

31 10Φ12/20 L=9.10F
910


E
Ø60
30
(16)
(11)
29 23Ø16/10A
30 12Ø12/20F
(13)
6 16Ø20/10A
24 21Ø12/20F
12 42Ø16/20
1 25Ø16/10A
1,50
16 9Ø16/20A
26 9Ø12/20F
1 Részlet
l = 14.43
1,38
(12)
19 12+12 Ø12/20F
(22)
10 19Ø16/10A
25 10Ø12/20F
(12)
12 12/20+14/10+7/20
(14)
(7)
1,38
7,63
8,34
4,0
+4.89
+4.61
G51
2,10
34 Ø10/25
+4.09
+3.71
24
30
A
1,50
7,55
825
15
1,65
176
1,85
08
30
15
G53
B - B Metszet
26
18 117Ø16/20;10 L=3.00
180
100
21 10Ø12/20 L=4.30F
430
32 28Ø12/20 L=2.60F
260
24 81Ø12/20 L=8.20F
820
16 21Ø16 L=3.20
320
"C" áttörés
16 2x4Ø16
16 2x2Ø16
13 10Ø16/20
1,85
1,20
"D" áttörés
15 10Ø16/20
17 4Ø20 A
14 7Ø16/20
1,80
1,20
4 4Ø16F
15 10Ø16/20
4
14 32Ø
26
36 Ø16/20
120
120
190
L=2.20
405
4Ø12/20 L=4.05F
19 24Ø12/20 L=2.65F
22 10Ø12/20 L=2.65F
265
12 14Ø16/20;10 L=2.20
100
26
17 4Ø20 A
4,00
17 8Ø20 L=4.00A
34 Ø10/25
24
24
24
24
6 1 1
6 1
1
1
15
30
15 72Ø16/20 L=1.70
75
26
33 4Ø16 L=8.00F
800
4 2Ø16F
15 28Ø16/20
"E" áttörés
4 2Ø16F
14 9Ø16/20
17 2Ø20
5 3Ø20A
33 2Ø16F
1,50
5,40
17 2Ø20A
14 9Ø16/20
5 3Ø20A
33 2Ø16F
(12)
(12)
15 12+12 Ø16/20
10 19Ø16/10 L=4.80A
480
25 22Ø12/20 L=4.80F
480
26 9Ø12/20 L=3.20F
320
.=11.80A
=11.80F
L=11.00A
1100
30 12Ø12/20 L=6.80F
680

Alakos vasak részletes kimutatása

12 — 149ø16 L=2.20 m
100 / 26
3.48 kg/db
327.80 m
517.92 kg

13 — 59ø16 L=2.23 m
100 / 29
3.52 kg/db
131.57 m
207.88 kg

14 — 32ø16 L=1.73 m
75 / 29
2.73 kg/db
55.36 m

15 — 72ø16 L=1.70 m
75 / 26
2.69 kg/db
122.40 m
193.39 kg

18 — 117ø16 L=3.00 m
180 / 100 / 26
4.74 kg/db
351.00 m
554.58 kg

34 — 107ø10 L=1.66 m
80 / 10
1.02 kg/db
177.62 m
109.59 kg

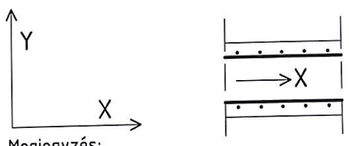
35 — 468ø12 L=1.40 m
30 / 30 / 28 / 30°
1.24 kg/db
655.20 m
581.82 kg

36 — 7ø16 L=4.69 m
120 / 120 / 190 / 26
7.41 kg/db
32.83 m
51.87 kg

37 — 25ø10 L=1.81 m
80 / 25
1.12 kg/db
45.25 m
27.92 kg

Betonacél-kimutatás

Jel	db	ø	Hossz	ø10	ø12	ø16	ø20
		[mm]	[m]				
1	97	16	8.20			795.40	
2	19	16	4.30			81.70	
3	54	16	2.60			140.40	
4	60	16	4.00			240.00	
5	51	20	7.80				397.80
6	16	20	8.20				131.20
7	10	16	9.10			91.00	
8	7	16	3.90			27.30	
9	13	16	11.20			145.60	
10	19	16	4.80			91.20	
12	149	16	2.20			327.80	
13	59	16	2.23			131.57	
14	32	16	1.73			55.36	
15	72	16	1.70			122.40	
16	21	16	3.20			67.20	
17	8	20	4.00				32.00
18	117	16	3.00			351.00	
19	24	12	4.05		97.20		
20	13	12	11.20		145.60		
21	10	12	4.30		43.00		
22	10	12	2.65		26.50		
23	7	12	3.90		27.30		
24	81	12	8.20		664.20		
25	22	12	4.80		105.60		
26	9	12	3.20		28.80		
27	20	16	11.80			236.00	
28	11	12	11.80		129.80		
29	23	16	11.00			253.00	
30	12	12	6.80		81.60		
31	10	12	9.10		91.00		
32	28	12	2.60		72.80		
33	4	16	8.00			32.00	
34	107	10	1.66	177.62			
35	468	12	1.40		655.20		
36	7	16	4.69			32.83	
37	25	10	1.81	45.25			
Összhossz / ø [m]:				222.87	2168.60	3291.76	561.00
Fm. tömeg / ø [kg/m]:				0.617	0.888	1.580	2.470
Össztömeg / ø [kg]:				137.51	1925.72	5200.98	1385.67
Össztömeg [kg]:							8649.88



Fővasalás iránya Y

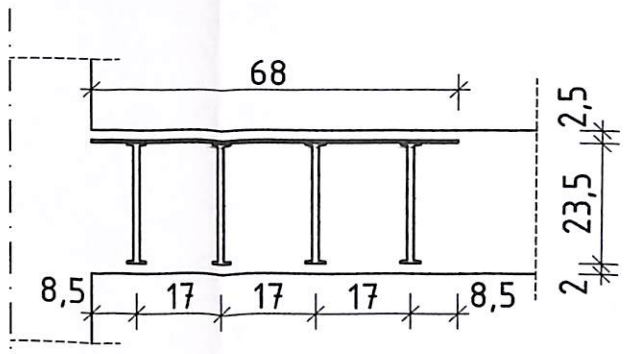
Megjegyzés:
+-0,00 = Földszint felső födémsíkja
Anyagminőség: Beton: C30/37-X1-24-F2
Betonacél: B500B
Beton takarás: 2,5 cm

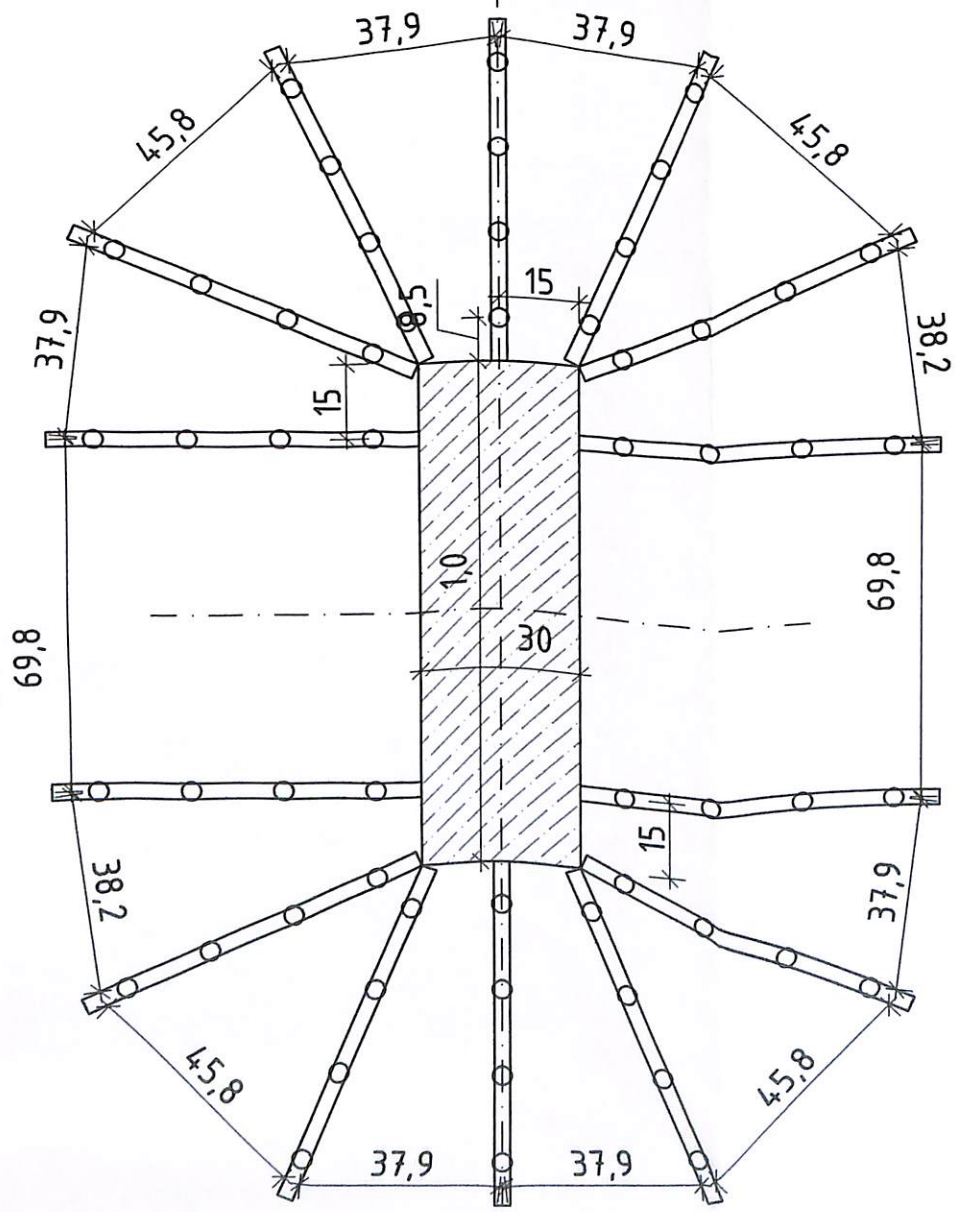
Intenzív zöldtető: (1,1m vtg) 14,0 kN/m²
A vasak méretei külméret!
Kapcsolódó tervekkel együtt kezelendő! : S-60; S-???
A méretek a helyszínen ellenőrizendők!
A betonozást csak a műszaki ellenőr építési naplóba írt engedélyével szabad megkezdeni!

A leszabási rajzoknál az össz darabszám látható.
A = alsó réteg vasalása; F = felső réteg vasalása,
Jel nélküli = alakos vas

SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Kar	Rajzszám: S-4
Munka: Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel	
Rajz tárgya: Földszint feletti födém (L5A)	Tervlépték: M= 1:50
Rajz neve: L5A lemez zsaluzási és vasalási terve	
Készítette: Szabó István / Konzulens: Tajta István	2015.06.05.

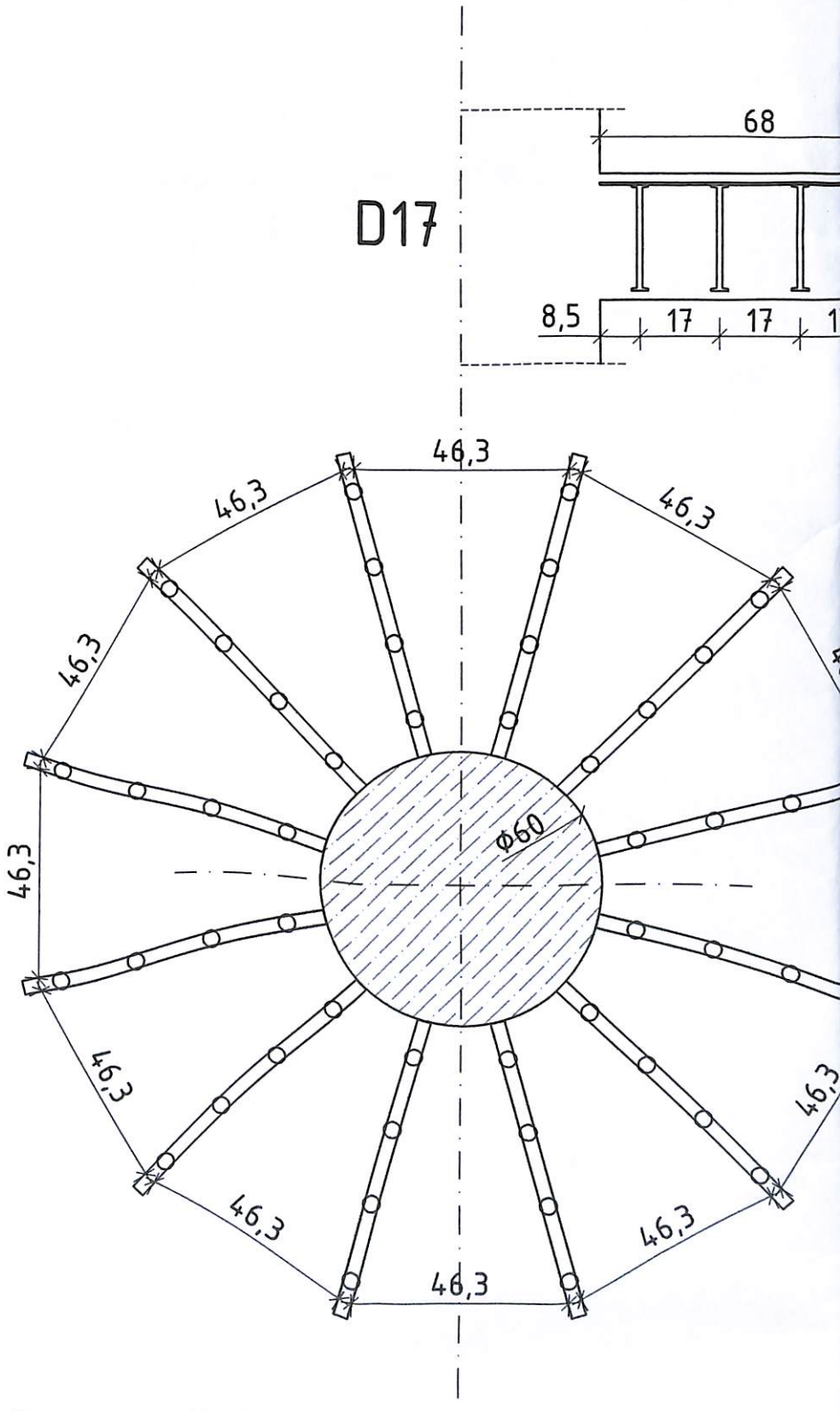
B15





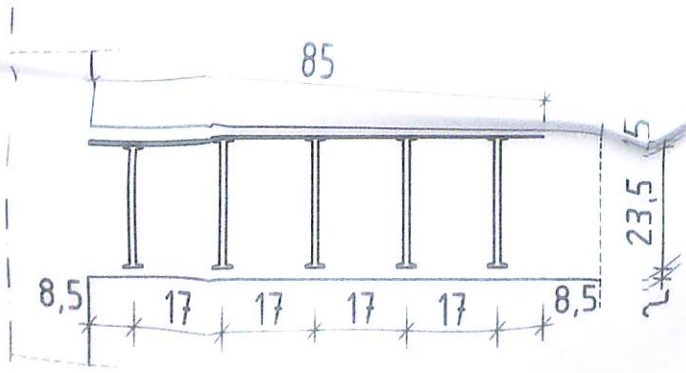
Peikko : 14xPSB-12/235-2/340(85/170/85) +
14xPSB-12/235-2/340(85/170/85)

D17

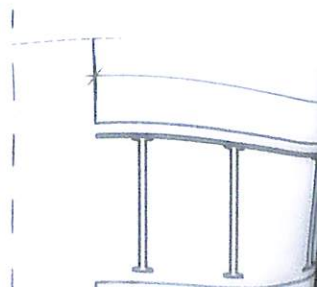


Peikko : 12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)
12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)

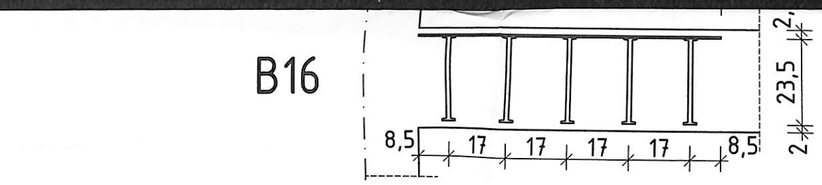
B16

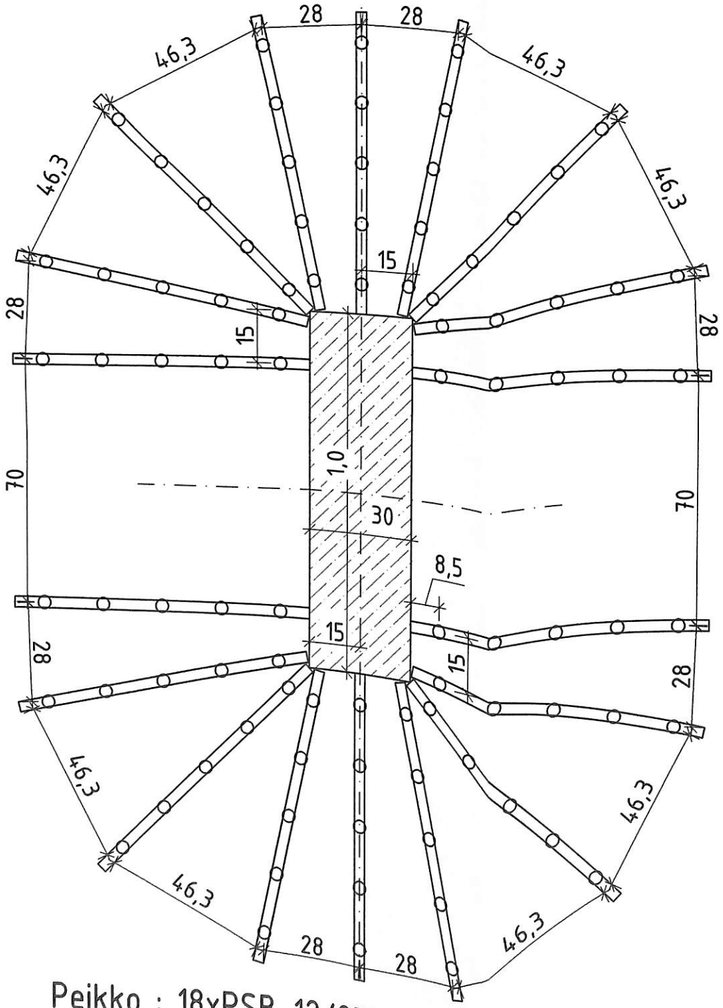


C17



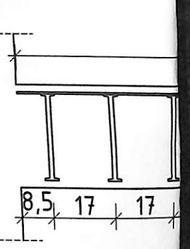
B16

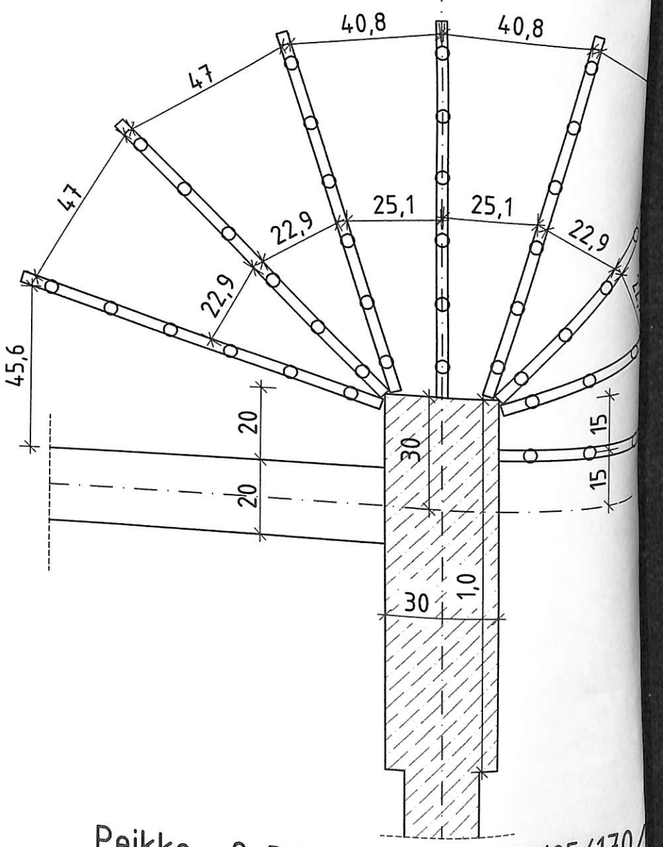




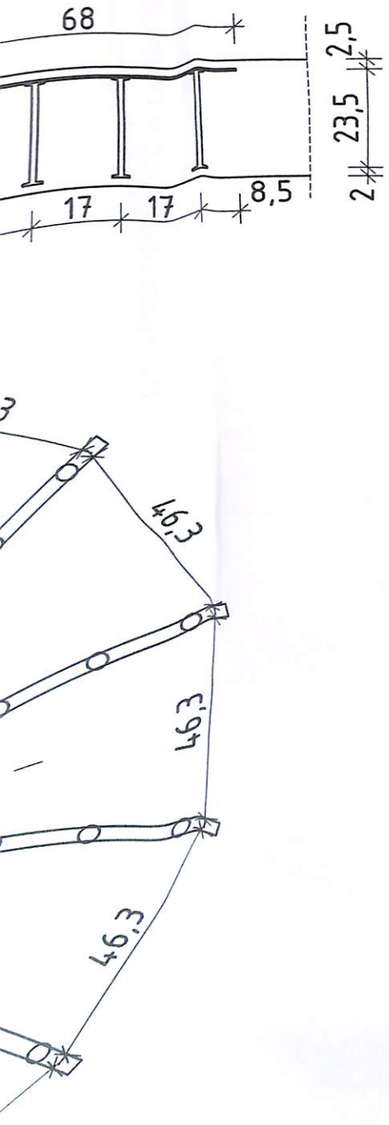
Peikko : 18xPSB-12/235-2/340(85/170/85) +
18xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85)

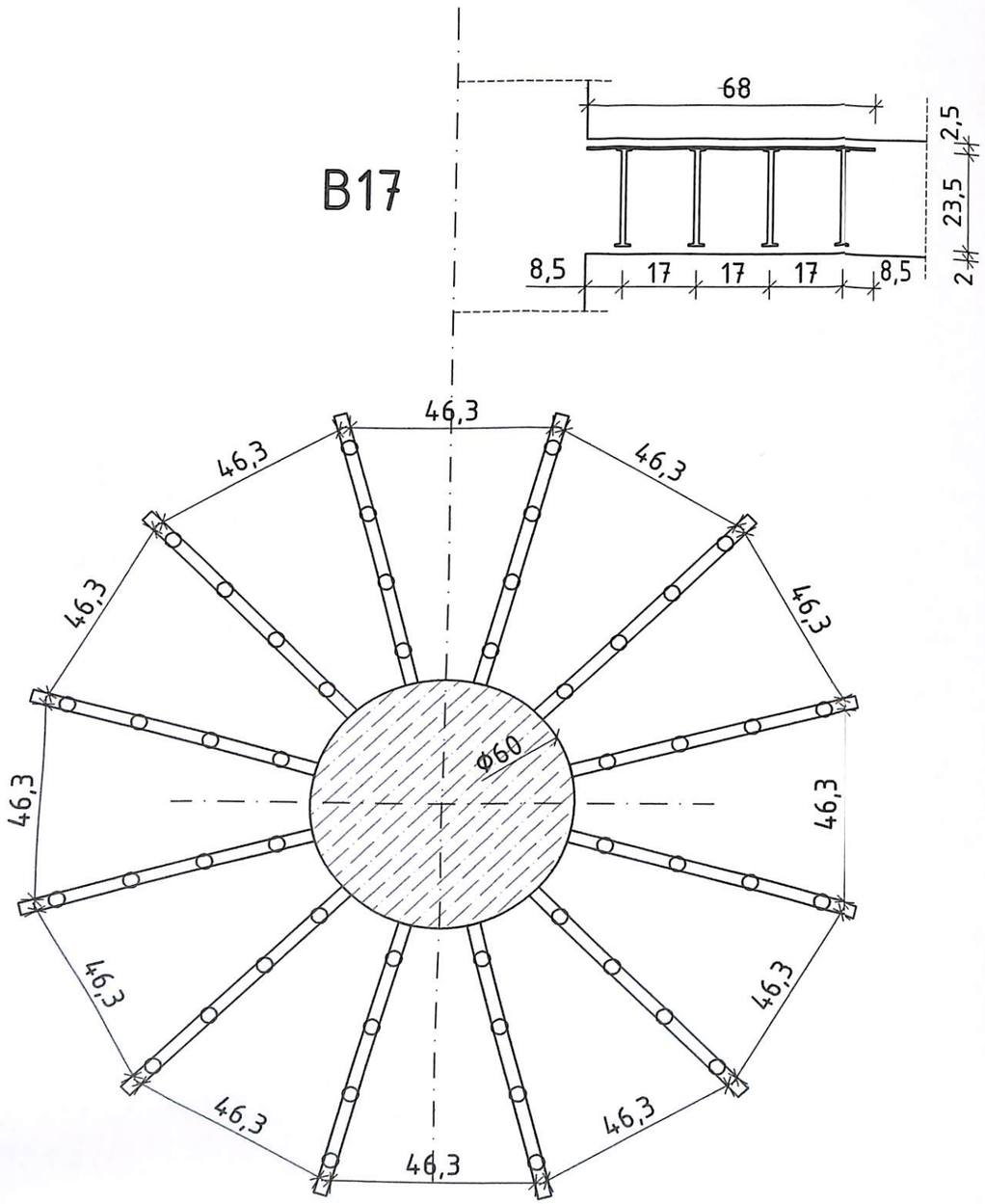
C17



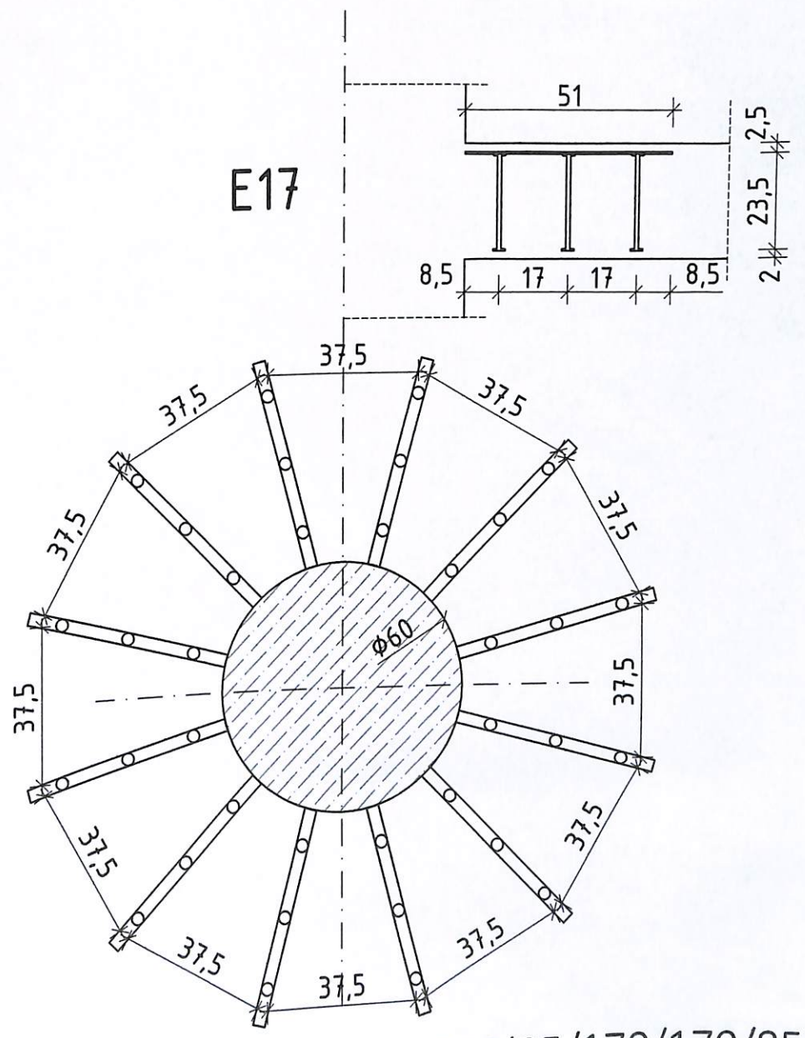


Peikko : 9xPSB-12/235-3/510(85/170/
9xPSB-12/235-3/510(85/170/1

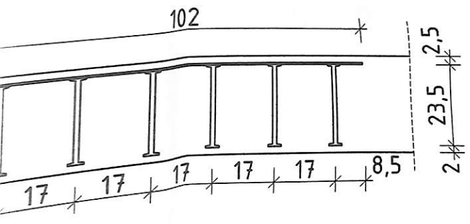


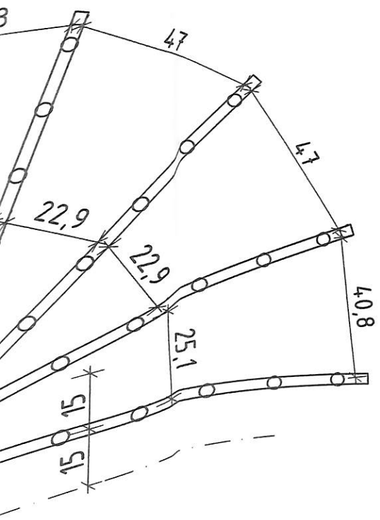


Peikko : 12xPSB-12/235-2/340(85/170/85) +
12xPSB-12/235-2/340(85/170/85)

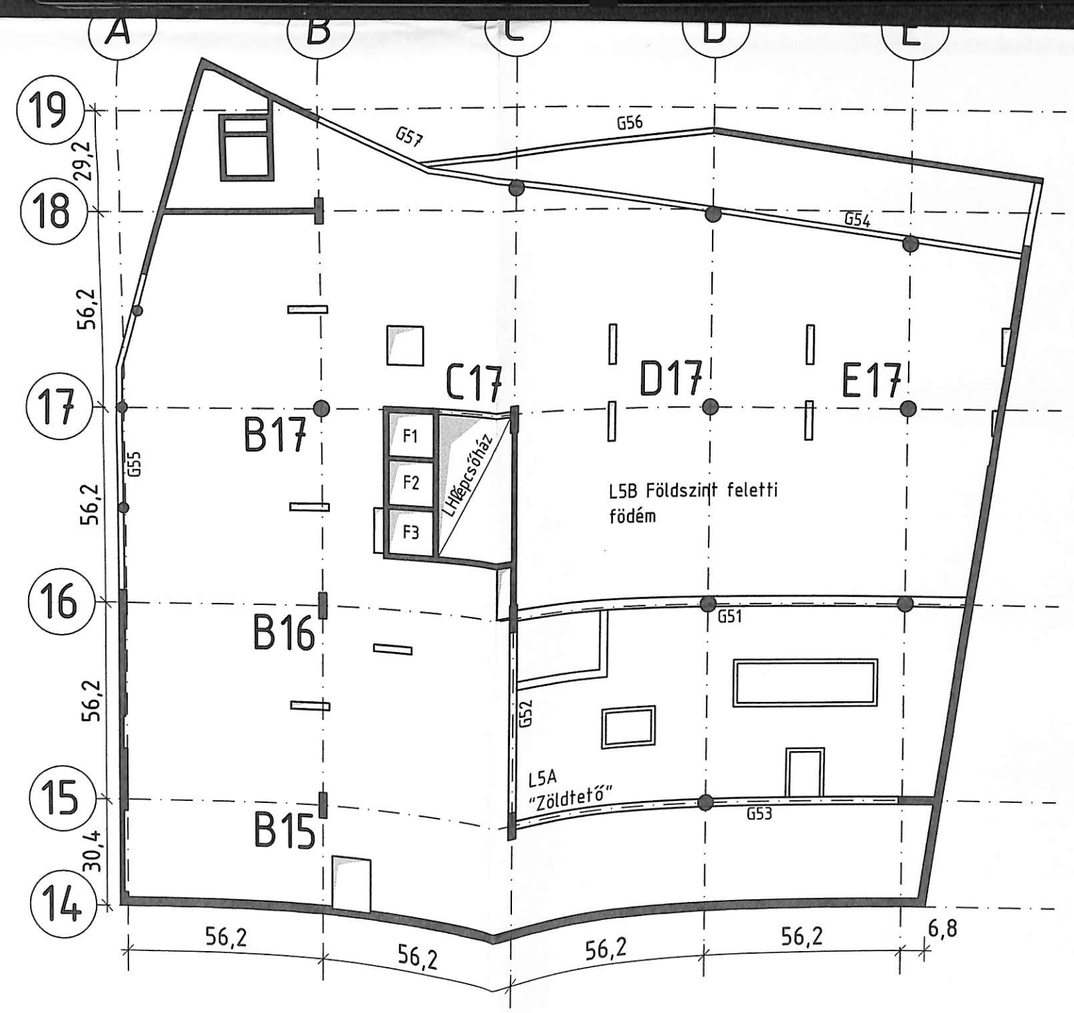


Peikko : 12xPSB-10/235-3/510(85/170/170/85)





(85/170/170/85) +
5/170/170/85)

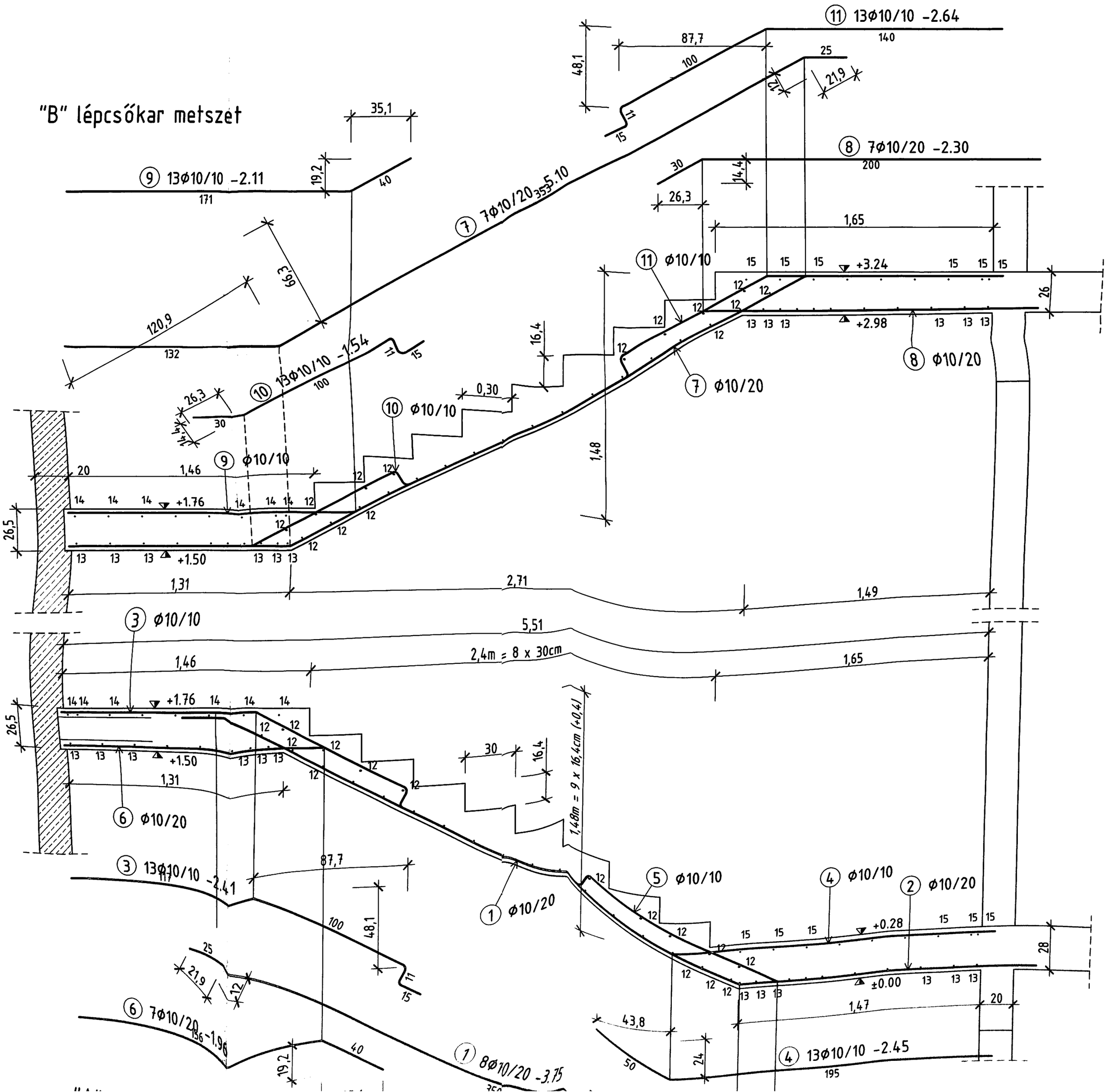


Összes elem 1 födémre:

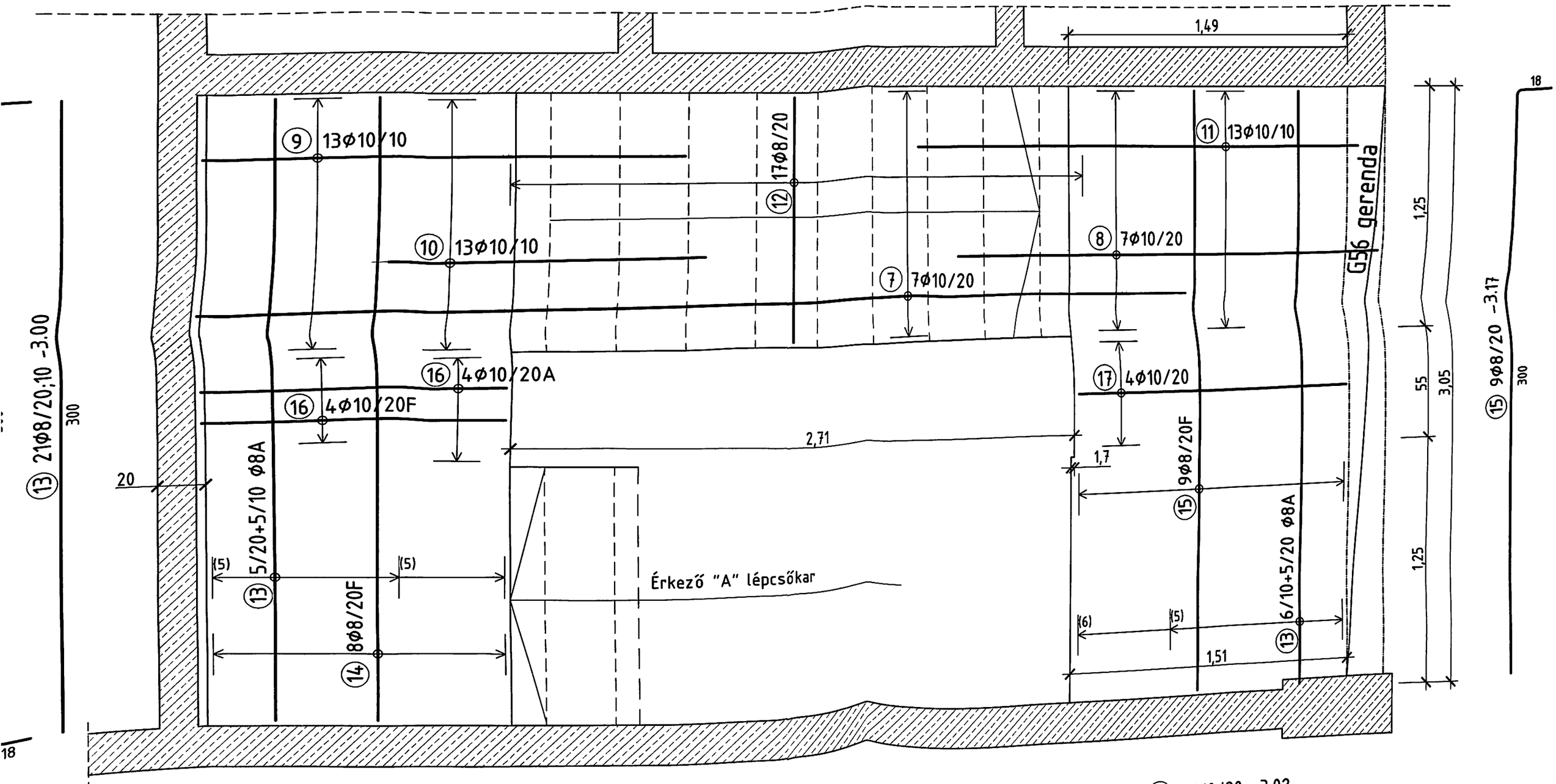
-- 36xPSB-12/235-3/510(85/170/170/85)
-- 94xPSB-12/235-2/340(85/170/85)
-- 12xPSB-10/235-3/510(85/170/170/85)

SZIE-YMÉK Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport		Rajzszám: S-7
Munka: Hotel		
Rajz tárgya: Földszint feletti födém (L5)		Tervlépték: M= 1:15
Rajz neve: Átszúródási vasalás		
Készítette: Szabó István	Konzulens: Tajta István	2015.06.07.

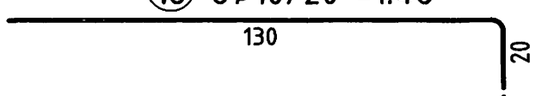
"B" lépcsőkar metszet



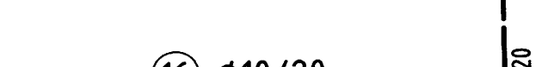
"B" lépcsőkar alulnézet



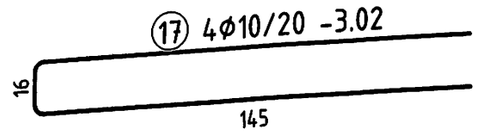
⑯ 8Φ10/20 -1.48

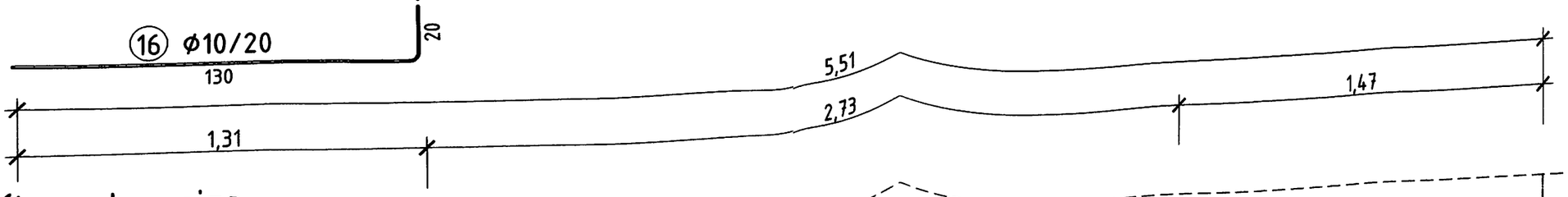


⑯ Φ10/20

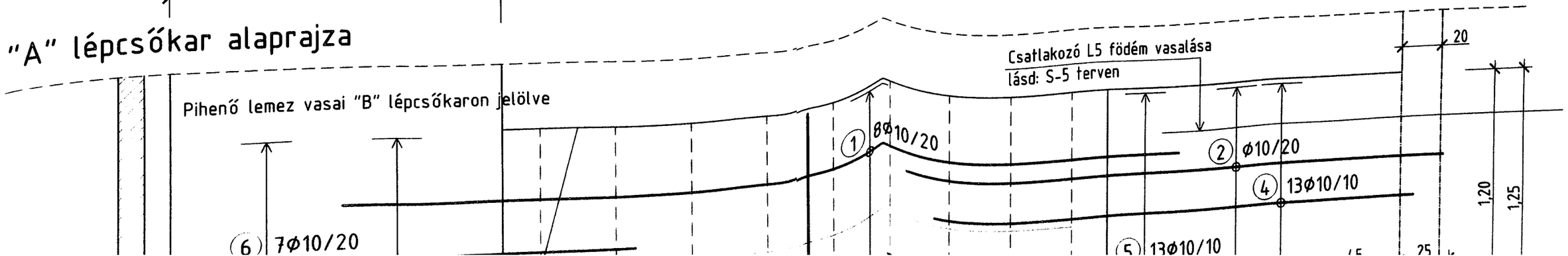


⑰ 4Φ10/20 -3.02

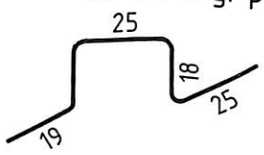




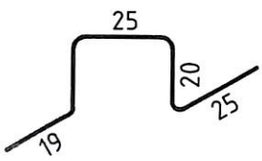
"A" lépcsőkar alaprajza



⑱ 24Ø10/300 -1.00
26 cm vtg. pihenő khöz. 3db/m^2



⑲ 5Ø10/300 -1.04
"A" jelű kar pihenőjéhez (28 cm vtg.)
3 db/m^2



Betonacél-kimutatás

Jel	db	Ø	Hossz	Ø8	Ø10
		[mm]	[m]		
1	8	10	3.75		30.00
2	8	10	2.80		22.40
3	13	10	2.41		31.33
4	13	10	2.45		31.85
5	13	10	1.84		23.92
6	7	10	1.96		13.72
7	7	10	5.10		35.70
8	7	10	2.30		16.10
9	13	10	2.11		27.43
10	13	10	1.54		20.02
11	13	10	2.64		34.32
12	52	8	1.20	62.40	
13	21	8	3.00	63.00	
14	8	8	3.33	26.64	
15	9	8	3.17	28.53	
16	8	10	1.48		11.84
17	4	10	3.02		12.08
18	24	10	1.00		24.00
19	5	10	1.04		5.20
Összhossz / Ø [m]:				180.57	339.91
Fm. tömeg / Ø [kg/m]:				0.395	0.617
Össztömeg / Ø [kg]:				71.33	209.72
Össztömeg [kg]:					281.05

Megjegyzés:
+-0,00 = Földszint feletti födém (L5) alsó síkja
Anyagminőség: Beton: C30/37-X1-24-F2
Betonacél: B500B
Beton takarás: 2,5 cm

Hasznos teher: 3,0 kN/m²
A vasak méretei külméret!

Kapcsolódó tervekkel együtt kezelendő! : S-5; S-6; S-30; S-41; S-42
A méretek a helyszínen ellenőrizendők!
A betonozást csak a műszaki ellenőr építési naplóba írt engedélyével szabad megkezdeni!

A leszabási rajzoknál az összdarabszám látható.

SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Kar

Munka: Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel

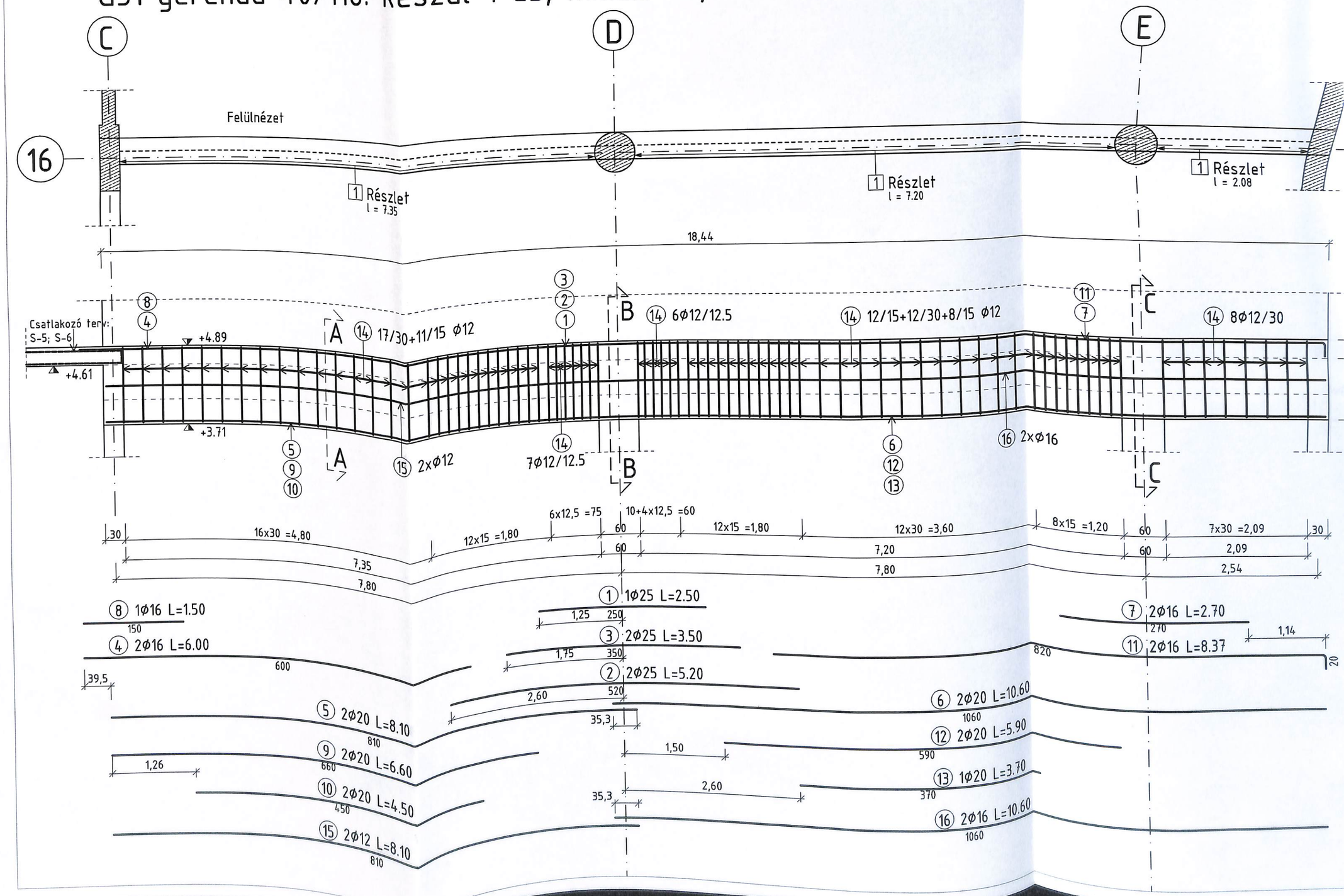
Rajz tárgya: LH-2 lépcsőház

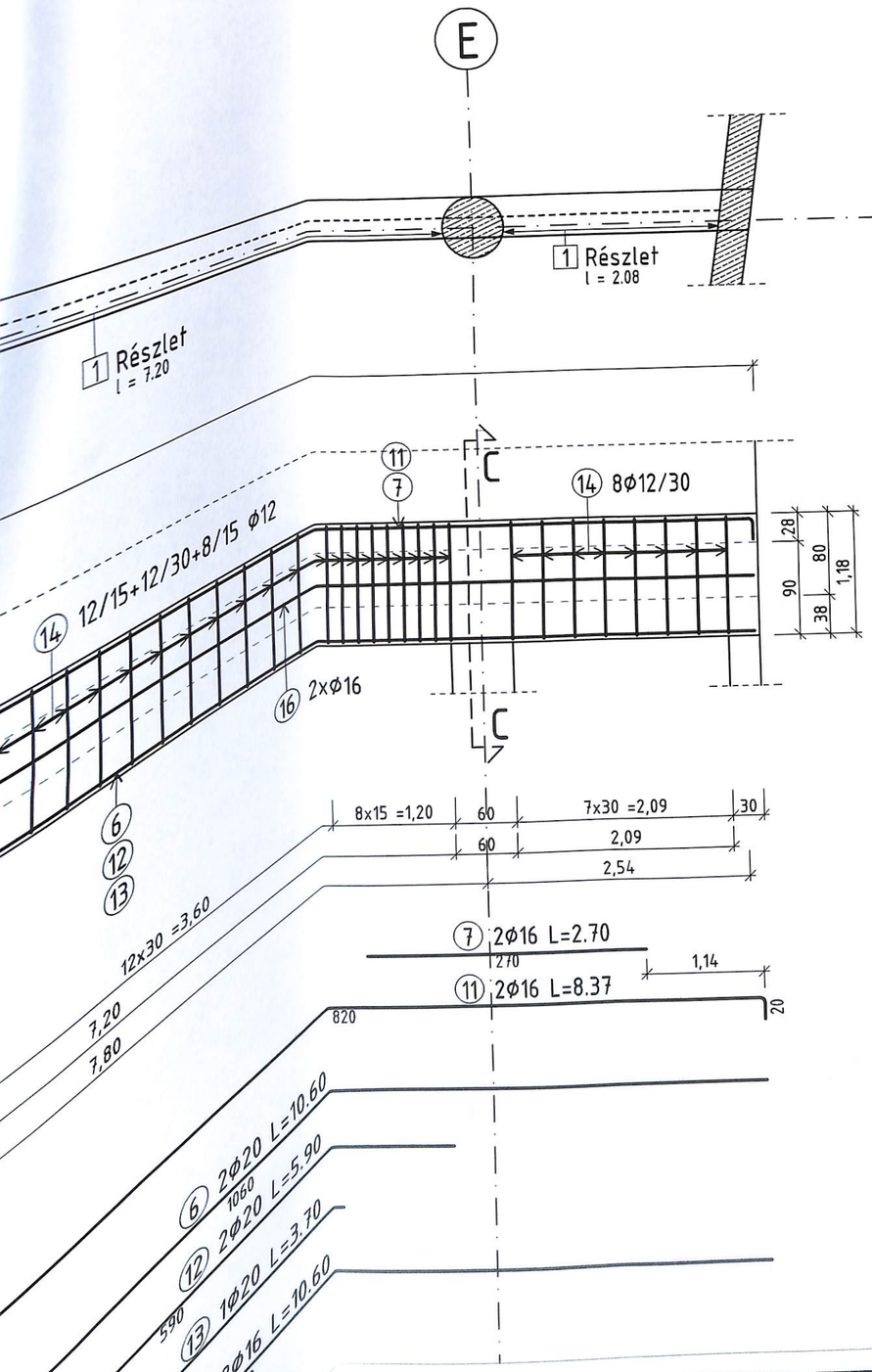
Rajz neve: LH-2,3 lépcs...

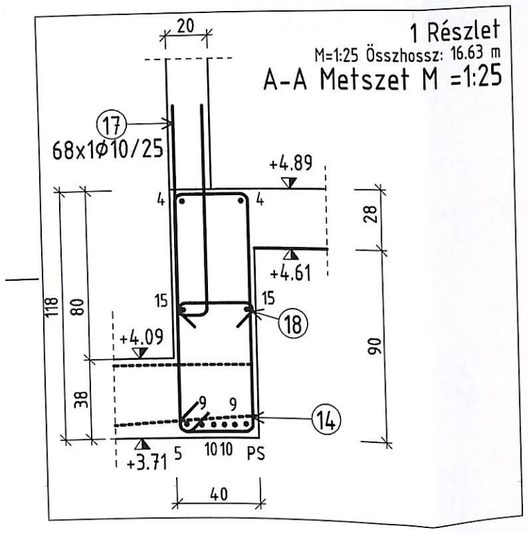
Rajzszám: S-11

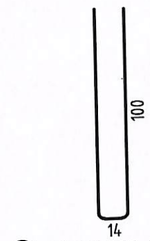
Terv léptéke: M=1:20

G51 gerenda 40/118: készül 1 db; hossz: 18,44 m

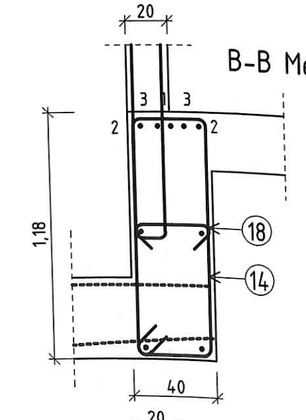




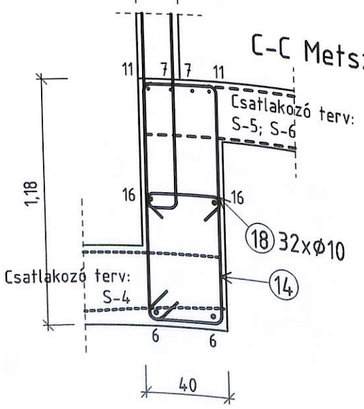




17 68Ø10/25 L=2.10



14 32Ø12/15;30;12,5 L=3.16

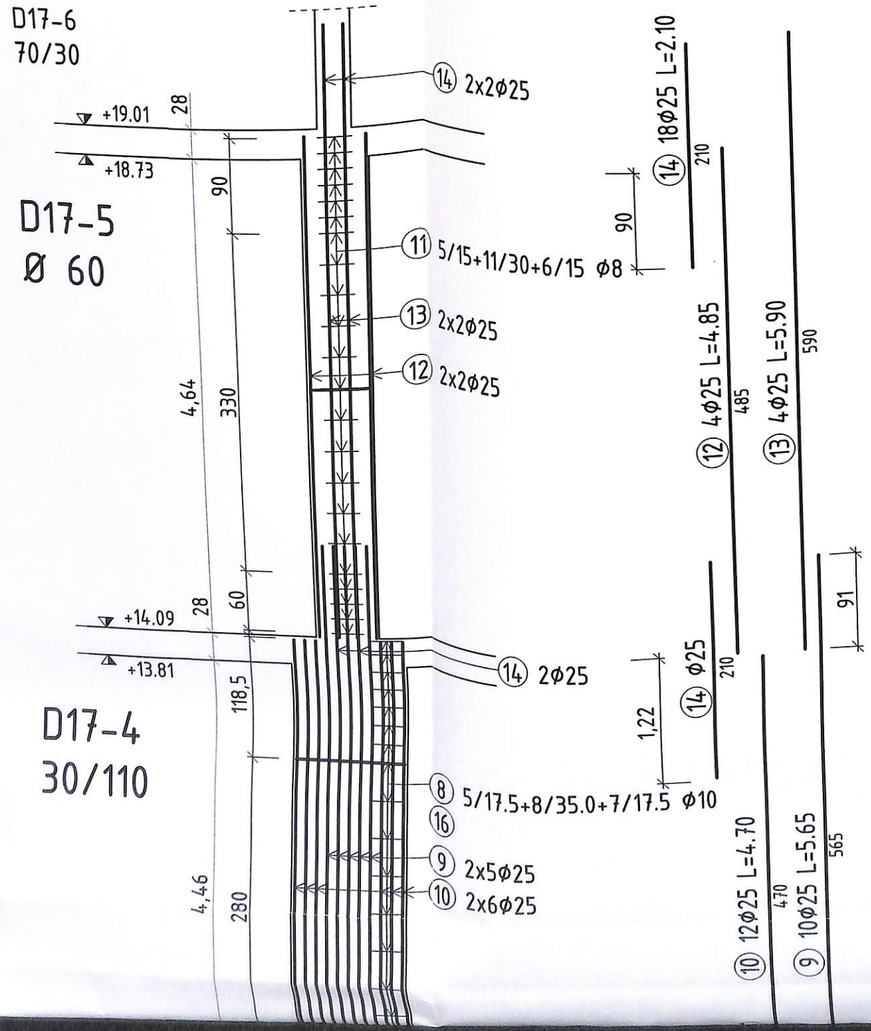


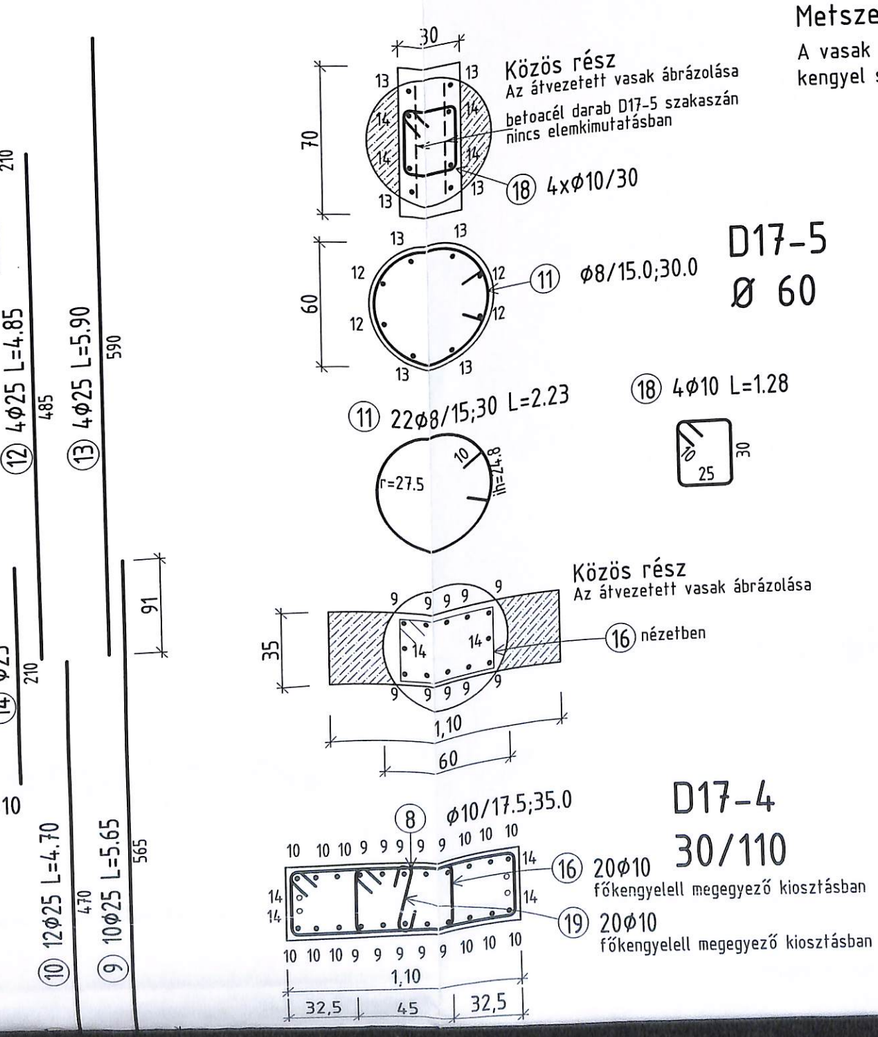
Betonacél-kimutatás

Jel	db	ø	Hossz	ø10	ø12	ø16	ø20	ø25
		[mm]	[m]					
1	1	25	2.50					2.50
2	2	25	5.20					10.40
3	2	25	3.50					7.00
4	2	16	6.00			12.00		
5	2	20	8.10				16.20	
6	2	20	10.60				21.20	
7	2	16	2.70			5.40		
8	1	16	1.50			1.50		
9	2	20	6.60				13.20	
10	2	20	4.50				9.00	
11	2	16	8.37			16.74		
12	2	20	5.90				11.80	
13	1	20	3.70				3.70	
14	81	12	3.16		255.96			
15	2	12	8.10		16.20			
16	2	16	10.60			21.20		
17	68	10	2.10	142.80				
18	32	10	0.59	18.88				
Összhossz / ø [m]:				161.68	272.16	56.84	75.10	19.90
Fm. tömeg / ø [kg/m]:				0.617	0.888	1.580	2.470	3.850
Össztömeg / ø [kg]:				99.76	241.68	89.81	185.50	76.61
Össztömeg [kg]:								693.35

Megjegyzés:
+-0,00 = Földszint felső födémsíkja
Anyagminőség: Beton: C30/37-X1-24-F2
Betonacél: B500B
Beton takarás kengyelen: felül és oldalt 4,0 cm
alul 4,5 cm
A vasak méretei külméret!
Kapcsolódó tervekkel együtt kezelendő! : S-4; S-5; S-6
A méretek a helyszínen ellenőrizendők!
A betonozást csak a műszaki ellenőr építési naplóba írt engedélyével szabad megkezdeni!

	SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Kar	Rajzszám: S-12
Munka:	Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel	
Rajz tárgya:	G51 gerenda	Tervlépték: M= 1:50 M= 1:25
Rajz neve:	G51 gerenda zsaluzási és vasalási terve	
Készítette:	Szabó István	2015.06.05.

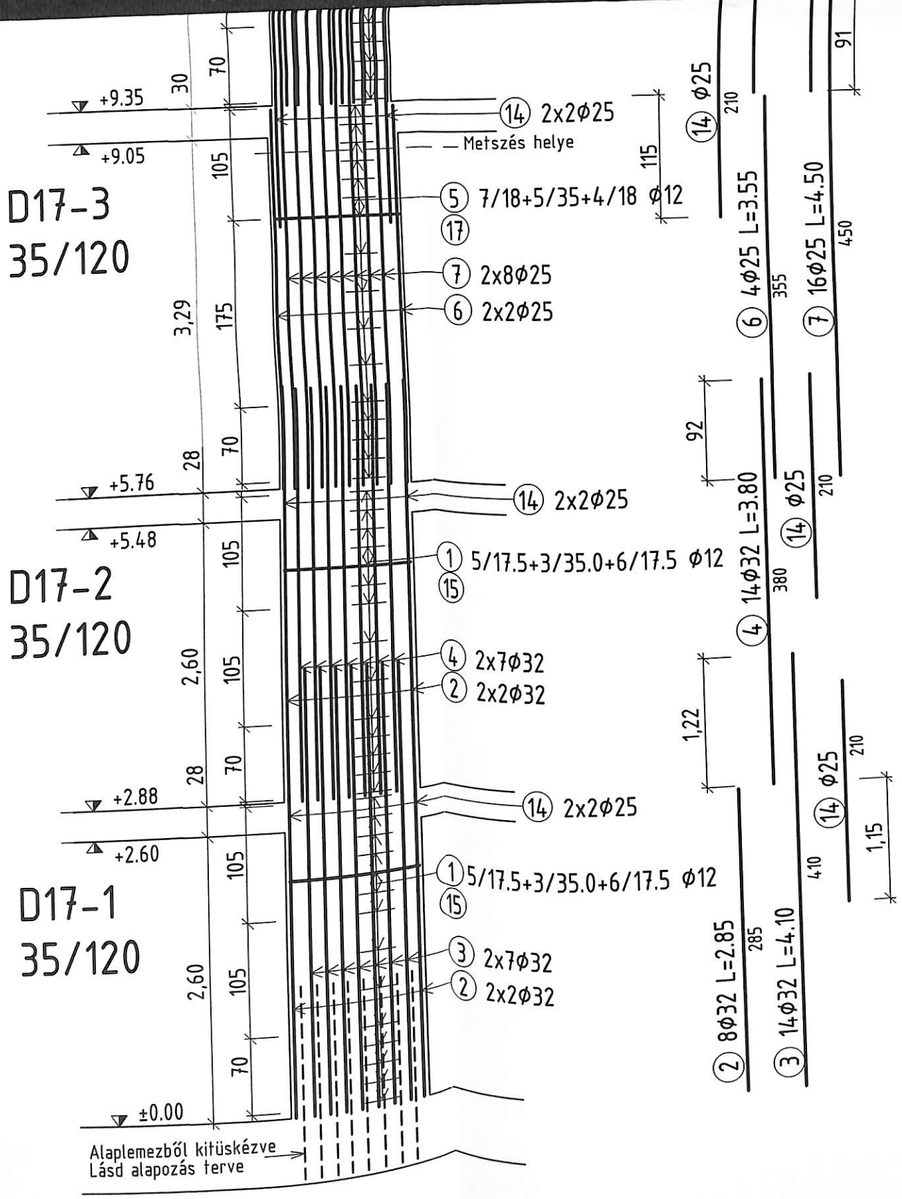


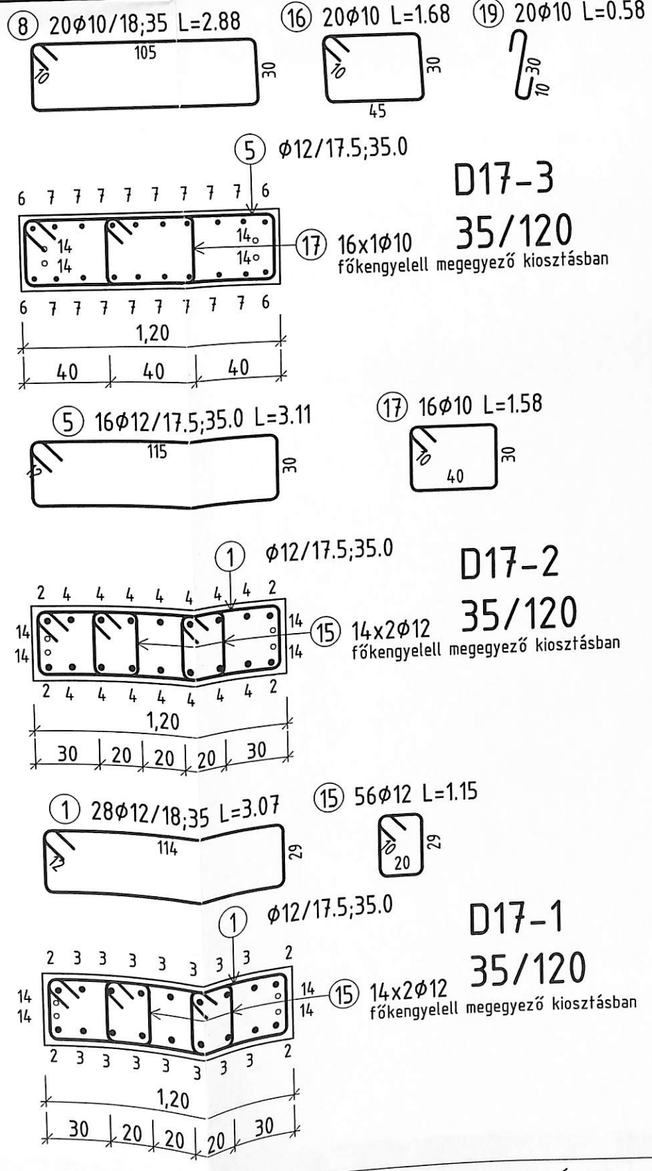


Metszetek M = 1:25

A vasak minden esetben egyenlő részre osztják a kengyel szakaszt

Betonacél-kimutatás





Jel	db	Φ	Hossz	Φ8	Φ10	Φ12	Φ25	Φ32
		[mm]	[m]					
1	28	12	3.07			85.96		
2	8	32	2.85					22.80
3	14	32	4.10					57.40
4	14	32	3.80					53.20
5	16	12	3.11			49.76		
6	4	25	3.55				14.20	
7	16	25	4.50				72.00	
8	20	10	2.88		57.60			
9	10	25	5.65				56.50	
10	12	25	4.70				56.40	
11	22	8	2.23	49.06				
12	4	25	4.85				19.40	
13	4	25	5.90				23.60	
14	18	25	2.10				37.80	
15	56	12	1.15			64.40		
16	20	10	1.68		33.60			
17	16	10	1.58		25.28			
18	4	10	1.28		5.12			
19	20	10	0.58		11.60			
Összhossz / Φ [m]:				49.06	133.20	200.12	279.90	133.40
Fm. tömeg / Φ [kg/m]:				0.395	0.617	0.888	3.850	6.310
Össztömeg / Φ [kg]:				19.38	82.18	177.71	1077.62	841.75
Össztömeg [kg]:								2198.64

Megjegyzés:
+-0,00 = Lemezalap felső síkja = +112,0 mBf.
Anyagminőség: Beton: C30/37-X1-24-F2
Betonacél: B500B
Beton takarás kengyelken: 1. kengyel - 3,0 cm
többi - 2,5 cm

A vasak méretei külméret!
Az ideiglenes kengyelek nincsenek feltüntetve, a kitüskézések helyén, és a betonacél-kimutatásban sem szerepel.
Kapcsolódó tervekkel együtt kezelendő! : S-33
A méretek a helyszínen ellenőrizendők!
A betonozást csak a műszaki ellenőr építési naplóba írt engedélyével szabad megkezdeni!

SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Kar		Rajzszám: S-13
Munka: Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel		
Rajz tárgya: D17 Pillérsor 1-5. szintig		Tervlépték: M= 1:50 M= 1:25
Rajz neve: D17 Pillérek vasalási terve		
Készítette: Szabó István	Konzulens: Tajta István	2015.06.05.

A

B

19

18

17

(69) 14ϕ10/18

(69) 4ϕ10/18

(41) 12ϕ10/18

(69) 7ϕ10/18

(36) 6ϕ10/18

lépcsőkar alsó sík megtörése

(46) 28ϕ16/18

(42) 16ϕ10/18

(67) 24ϕ16/18

55

1,37

(59) 6ϕ10/18

(47) 4ϕ16

(69) 6ϕ10/18

2,94

(64) 25ϕ16/18

2,10

(69) 6ϕ10/18

(69) 22ϕ10/18

lépcsőkar alsó sík megtörése

57

57

(47) 8ϕ16/18

(47) 8ϕ16/18

(44) 2ϕ10

(45) 2ϕ16

(44) 2ϕ10

(48) 29ϕ

44

(36) 13ϕ10/18

(69) 13ϕ10/18

(57) 35ϕ10/9 L=4.10

410

(57) 23ϕ10/9

(35) 18+6 ϕ10/18

(58) 12ϕ10/18

(56) 12ϕ10/18

(55) 30ϕ10/18

(18)

(6)

2,50

(71) 45ϕ10/18

(69) 45ϕ10/18

(68) 7ϕ16/18 L=9.80

980

(35) 45ϕ10/18

81

(46) 11ϕ16/18

(47) 11ϕ16/18

1,25

(64) 28ϕ16/18

2,10

(47) 7ϕ16/18

A

16

15

68 7Ø16/18
83

34 43Ø10/18

66 39Ø16/18
1,25

50 75Ø16/18
2,35

64 33Ø16/18

64 28Ø

1,94

49 71Ø16/18

2,80

46 11Ø16/18
90

47 11Ø16/18

66 33Ø16/18
2,63
3,26

64 25Ø16/18

2,43

69 98Ø10/18

35 98Ø10/18

71 68Ø10/18

71 171Ø10/18
38

64 25Ø16/18

46 9Ø16/18
2,08

47 11Ø16/18

2,19

48 30Ø16/18

69 25Ø16/18

2,16

48 26Ø16/18

15

14

64

47 11ϕ16/18

2,19

48 30ϕ16/18

64

2,16

48 26ϕ16/18

69 176ϕ10/18

35 167ϕ10/18 L=4.00
400

36 19ϕ10/18 L=3.00
300

34 75ϕ10/18 L=8.50
850

42 16ϕ10/18 L=4.80
480

46 204ϕ16/18 L=3.20
320

45 12ϕ16 L=2.80
280

47 149ϕ16/18 L=2.50
250

50 75ϕ16/18 L=5.60
560

71 460ϕ10/18 L=8.20
820

48 271ϕ16/1
430

49 71ϕ16/18
370

B

C

D

69 14ϕ10/18

69 4ϕ10/18

41 12ϕ10/18

7ϕ10/18

36 6ϕ10/18

alsó sík

28ϕ16/18

42 16ϕ10/18

55

1,37

59 6ϕ10/18

47 4ϕ16

69 6ϕ10/18

69 6ϕ10/18

47 8ϕ16/18

47 8ϕ16/18

44

44 2ϕ10

45 2ϕ16

44 2ϕ10

2,94

64 25ϕ16/18

2,10

66

49 5ϕ16/18

2,08

47 10ϕ16/18

11

48 29ϕ16/18

71 13ϕ10/18

69 145ϕ10/18

1,46

1,73

64 25ϕ16/18

2,00

2,08

48 26ϕ16/18

55 30ϕ10/18

56 44ϕ10/18

56 12ϕ10/18

(6)

2,50

81

46 11ϕ16/18

47 11ϕ16/18

1,25

2,10

47 7ϕ16/18

47 10ϕ16/18

64 28ϕ/18

1,93

48 32ϕ16/18

83

46 11ϕ16/18

2,73

47 14ϕ16/18

1,08

48 33ϕ16/18

1,25

75⌀16/18

1,94

64 33⌀16/18

64 28⌀

1,93

54 182⌀10/18

48 33⌀16/18

2,80

60

49 71⌀16/18

46 11⌀16/18

90

47 11⌀16/18

2,63

3,26

64 25⌀16/18

1,93

34

47 10⌀16/18

2,43

54 176⌀10/18

48 32⌀16/18

2,79

90

46 11⌀16/18

2,73

47 14⌀16/18

48 33⌀16/18

71 171⌀10/18

38

40

71 163⌀10/18

46 9⌀16/18

2,08

47 11⌀16/18

30⌀16/18

64 25⌀16/18

46 9⌀16/18

2,08

47 10⌀16/18

2,16

48 26⌀16/18

176⌀10/18

46 9⌀16/18

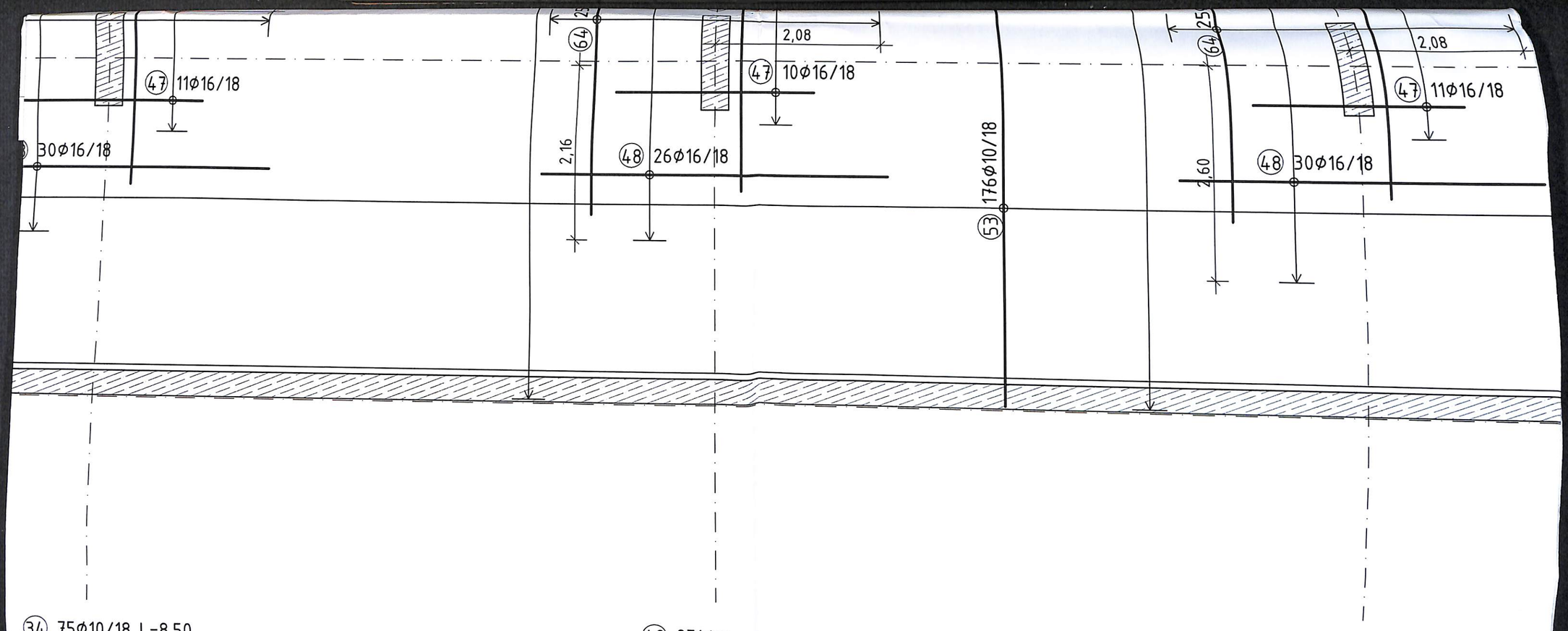
64 25⌀16/18

2,08

47 11⌀16/18

2,60

48 30⌀16/18



34 75φ10/18 L=8.50
850

42 16φ10/18 L=4.80
480

46 204φ16/18 L=3.20
320

45 12φ16 L=2.80
280

47 149φ16/18 L=2.50
250

50 75φ16/18 L=5.60
560

71 460φ10/18 L=8.20
820

48 271φ16/18 L=4.30
430

49 71φ16/18 L=3.70
370

E

41 25ϕ10/18 L=9.40
940

41 13ϕ10/18
67

63 17ϕ10/18

61 13ϕ10/18

60 45ϕ10/18

2,20

62

34 13ϕ10/18

40 45ϕ10/18

46 59ϕ16/18

46 ϕ16/18

1,40

1,51

69 83ϕ10/18

55 30ϕ10/18 L=8.80
880

56 56ϕ10/18 L=8.00
800

58 12ϕ10/18 L=4.60
460

59 6ϕ10/18 L=3.70
370

60 45ϕ10/18 L=6.90
690

61 13ϕ10/18 L=6.00
600

17
61

69 675ϕ10/18 L=1.35
M =125

90
55
17

70 38ϕ16/18 L=1.55

(46) 1,40

1,51

(69) 83Ø10/18

(39) 43Ø10/18

A

(34) 19Ø10/18

55

(46) 9Ø16/18

(70) 28Ø16/18

(64) 25Ø16/18

2,08

(47) 10Ø16/18

79

(51) 28Ø16/18

2,87

(38) 45Ø10/18

(57) 12Ø10/18

(69) 18Ø10/18

(70) 10Ø16/18

(45) 10Ø16/18

(69) 14Ø10/9

(46) 9Ø16/18

(70) 38Ø16/18 L=1.55
M=1:25

17
55

(44) 4Ø10 L=2.70
M=1:25

202
17
55

(54) 358Ø10/18 L=8.40

840

(66) 72Ø16/18 L=4.80

480

(53) 176Ø10/18 L=8.10

810

(64) 236Ø16/18 L=8.80

380

Alakos vasak leszabási rajza

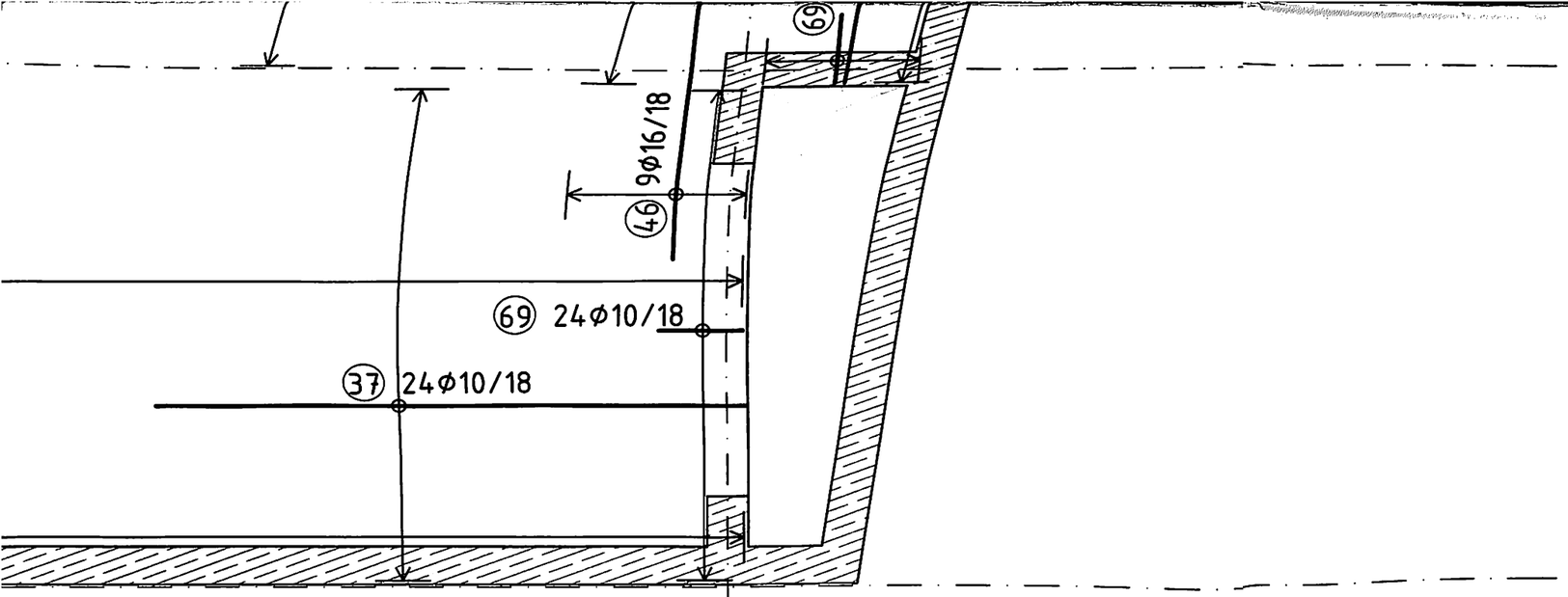
44 4Ø10 L=2.70 m

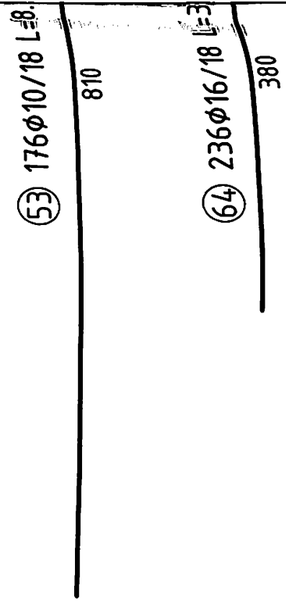
1.67 kg/db
10.80 m

6.66 kg
B 500 B

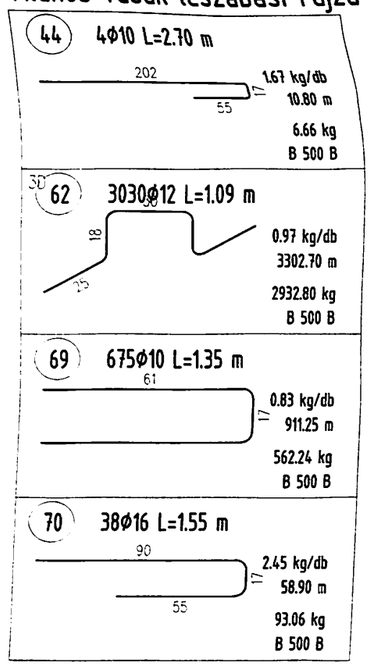
62 3030Ø12 L=1.09 m

0.97 kg/db
3302.70 m





Alakos vasak leszabási rajza



37 24ϕ10/18 L=4.30

430

38 45ϕ10/18 L=6.50

650

39 43ϕ10/18 L=7.70

770

40 45ϕ10/18 L=8.90

890

51 28ϕ16/18 L=4.40

440

(63) 17Ø10/18 L=5.60

560

(67) 24Ø16/18 L=3.40

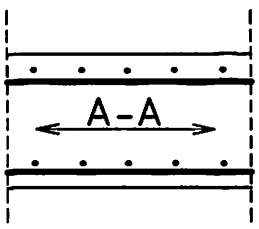
340

Betonacél-kimutatás

Felső réteg vasalása

Jel	db	ø	Hossz	ø10	ø12	ø16
		[mm]	[m]			
34	75	10	8.50	637.50		
35	167	10	4.00	668.00		
36	19	10	3.00	57.00		
37	24	10	4.30	103.20		
38	45	10	6.50	292.50		
39	43	10	7.70	331.10		
40	45	10	8.90	400.50		
41	25	10	9.40	235.00		
42	16	10	4.80	76.80		
44	4	10	2.70	10.80		
45	12	16	2.80			33.60
46	204	16	3.20			652.80
47	149	16	2.50			372.50
48	271	16	4.30			1165.30
49	71	16	3.70			262.70
50	75	16	5.60			+20.00
51	28	16	4.40			123.20
53	176	10	8.10	1425.60		
54	358	10	8.40	3007.20		
55	30	10	8.80	264.00		
56	56	10	8.00	448.00		
57	35	10	4.10	143.50		
58	12	10	4.60	55.20		
59	6	10	3.70	22.20		
60	45	10	6.90	310.50		

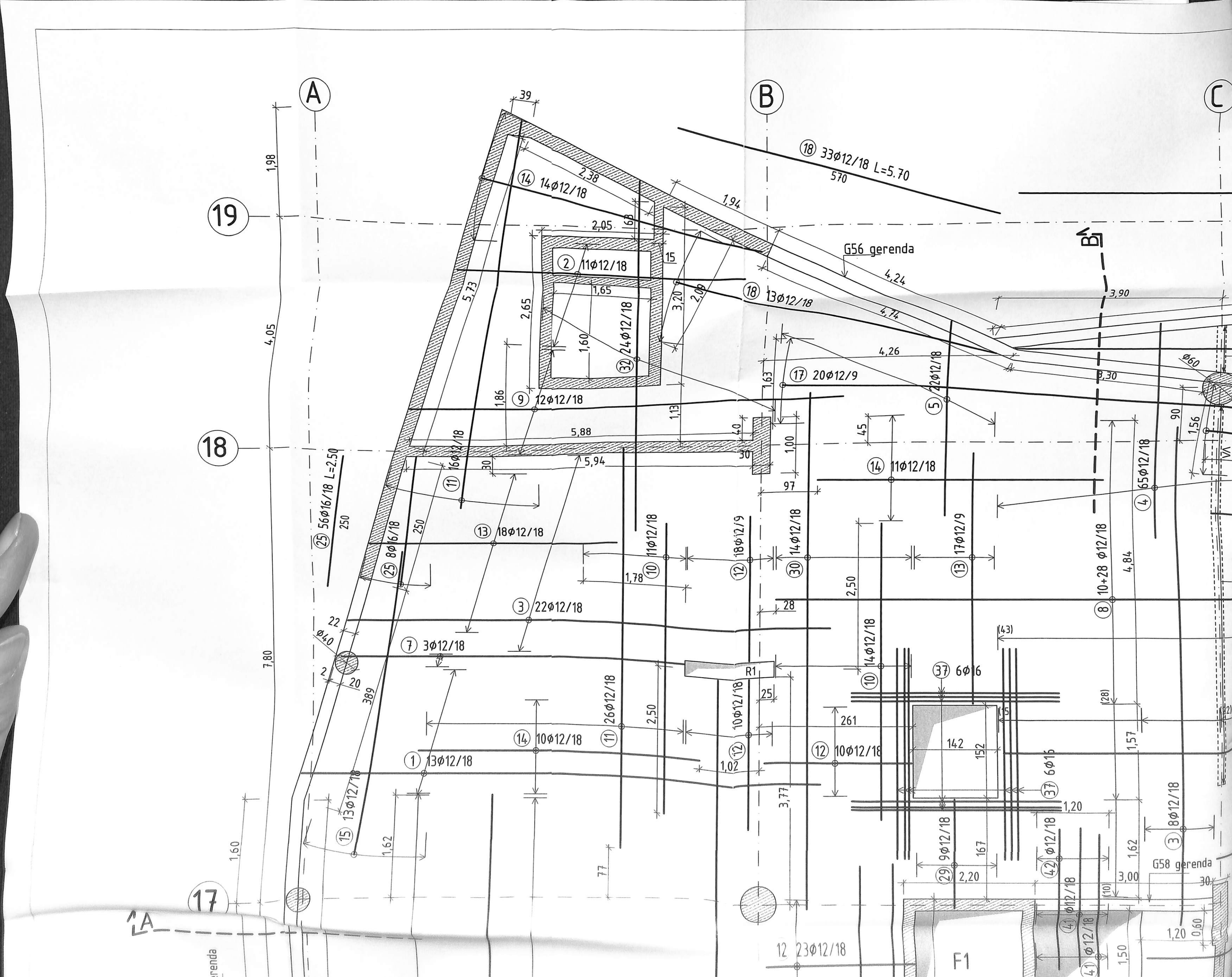
51	28	16	4.40			123.20
53	176	10	8.10	1425.60		
54	358	10	8.40	3007.20		
55	30	10	8.80	264.00		
56	56	10	8.00	448.00		
57	35	10	4.10	143.50		
58	12	10	4.60	55.20		
59	6	10	3.70	22.20		
60	45	10	6.90	310.50		
61	13	10	6.00	78.00		
62	3030	12	1.09		3302.70	
63	17	10	5.60	95.20		
64	236	16	3.80			896.80
66	72	16	4.80			345.60
67	24	16	3.40			81.60
68	7	16	9.80			68.60
69	675	10	1.35	911.25		
70	38	16	1.55			58.90
71	460	10	8.20	3772.00		
Összhossz / ϕ [m]:				13345.05	3302.70	4481.60
Fm. tömeg / ϕ [kg/m]:				0.617	0.888	1.580
Össztömeg / ϕ [kg]:				8233.90	2932.80	7080.93
Össztömeg [kg]:						18247.62



Vasrétegek iránya
A-A metszet szerint

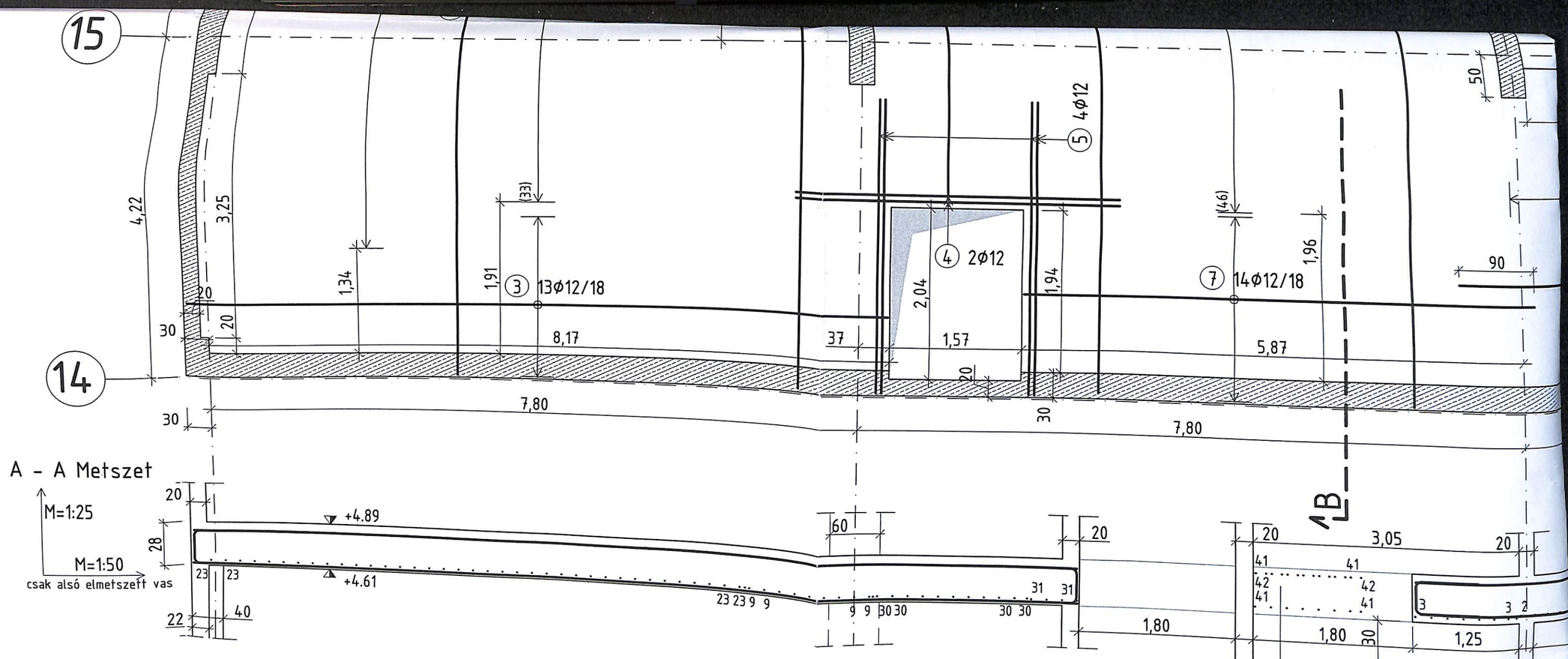
Megjegyzés:
+-0,00 = L1 lemez felső síkja
Anyagminőség: Beton: C30/37-X2-24-F2
Betonacél: B500B
Beton takarás: alul: 3,0 cm
felül: 4,5 cm
Hasznos teher: 2,5 kN/m^2
A vasak méretei külméret!
Kapcsolódó tervekkel együtt kezelendő! : S-8
A méretek a helyszínen ellenőrizendők!
A betonozást csak a műszaki ellenőr építési naplóba írt engedélyével szabad megkezdeni!

SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Kar		Rajzszám: S-9
Munka: Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel		
Rajz tárgya: Garázsfödém (L2)		Tervlépték: M= 1:50
Rajz neve: Felső vasalási terve		2015.06.05.
Készítette: Szabó István	Konzulens: Tajta István	


A
B
C
19
18
17
B1
A
39
1,98
4,05
7,80
1,60
2,38
14 14ø12/18
1,94
2,05
1,63
15
2 11ø12/18
1,65
5,73
2,65
1,60
32 24ø12/18
3,20
2,09
18 33ø12/18 L=5.70
570
G56 gerenda
4,24
18 13ø12/18
4,74
3,90
4,26
17 20ø12/9
1,63
5 22ø12/18
ø60
3,30
1,86
9 12ø12/18
1,13
5,88
40
30
1,00
97
45
14 11ø12/18
90
1,56
4 65ø12/18
11 16ø12/18
30
5,94
25 56ø16/18 L=2.50
250
25 8ø16/18
250
13 18ø12/18
10 11ø12/18
1,78
12 18ø12/9
30 14ø12/18
13 17ø12/9
2,50
28
8 10+28 ø12/18
4,84
3 22ø12/18
22
ø40
2
20
389
7 3ø12/18
(43)
10 14ø12/18
37 6ø16
R1
25
261
(28)
(15)
142
152
1,57
12 10ø12/18
1,02
3,77
37 6ø16
1,20
3 8ø12/18
1,62
G58 gerenda
30
29 9ø12/18
167
2,20
42 ø12/18
3,00
(10)
41 ø12/18
1,20
0,60
1,50
41 ø12/18
F1
12 23ø12/18
14 10ø12/18
11 26ø12/18
2,50
1 13ø12/18
15 13ø12/18
1,62
77
1,60

LH2 lépcsőház
egyúttt szerelt vasalásl
lásd: S-13 tervek

F1
F2
F3
R1
R1
R1
R1
A"
G55 gerenda
16
15
1,25
1,25
1,50
3,96
1,75
1,39
2,05
1,96
3,00
3,77
4,06
1,00
1,00
5,25
2,50
3,25
8,86
7,80
7,80
3,30
4,00
4,22
4,68
1,49
1,94
87
39
53
55
50
30
25
25
30
22
70
(9)
(43)
(17)
(17)
(33)
(31)
(41)
(38)
(39)
(23)
(23)
(19)
(26)
(24)
(5) 2ϕ12
(12) 2ϕ12
(12) 9ϕ12/18
(11) 13ϕ12/18
(13) 3ϕ12/18
(6) 46+9 ϕ12/18
(19) 24ϕ12/18
(5) 4ϕ12
(12) 2ϕ12
(4) 2ϕ12
(5) 29ϕ12/18
(31) 4ϕ12/18
(30) 11ϕ12/18
(12) 23ϕ12/18
(39) 3ϕ12/18
(12) 10ϕ12/18
(12) 3ϕ12/18
(10) 17+17 ϕ12/18
(26) 10ϕ12/18
(23) 11ϕ12/18
(9) 10ϕ12/18
(9) 10ϕ12/18
(12) 10ϕ12/18
(12) 10ϕ12/18
(24) 10ϕ12/18
(1) 33+43+31 ϕ12/18
(23) 38ϕ12/18
(16) 3ϕ12/18
(16) 112ϕ12/18
(16) 3ϕ12/18
(9) 39ϕ12/18



① 120Ø12/18 L=9.00
900

③ 77Ø12/18 L=8.40
840

⑯ 118Ø12/18 L=6.75
675

④ 134Ø12 L=3.85
385

⑥ 55Ø12/18 L=7.65
765

⑫ 120Ø12/18 L=2.50
250

⑦ 26Ø12/18 L=6.00
600

⑪ 69Ø12/18 L=7.00
700

⑰ 20Ø12/9 L=8.00
800

㊲ 12Ø16 L=3.50
350

㊳ 2Ø12 L=1.60
160

㊴ 3Ø12/18 L=1.75
175

D

E

⑲ 81ø12/18 L=12.00

1200

⑳ 12ø16/18 L=8.40

840

G57 gerenda

11,78

20

20

⑳ 12ø16/18

⑲ 18ø12/18

≤70

≤70

1,10

2,91

④ 65ø12/18

㉑ 13ø16/18 L=5.20

520

1,43

+-70

66

㉑ 13ø16/18

⑦ 9ø12/18

3. Részlet
l = 2.59

2,59

10ø12/18

③ 14ø12/18

+-70

22

ø60

G54 gerenda

⑧ 23ø12/18

≤70

≤70

③ 10ø12/18

1,55

1,30

⑮ 10ø12/18

ø60

30

⑮ 9ø12/18

1,38

≤75

30

4ø12/9

⑩

43+43+43 ø12/18

⑧ 17ø12/18

3ø12/18

⑩

33

(43)

(43)

2,74

⑮ 12ø12/18

⑬ 6ø12/18

⑬ 6ø12/18

37

⑨ 10ø12/18

⑨ 10ø12/18

⑤ 2ø12

1,47

1,54

3,29

⑱ 10ø12/18

1,05

1,05

⑱ 10ø12/18

1,05

⑭ 11ø12/18

16

25

⑧ 10ø12/18

⑧ 10ø12/18

2x2ø12

⑩ 10ø12/18

⑩ 10ø12/18

⑨ 10ø12/18

ø60

ø60

⑤ 2ø12

1,85

5,55

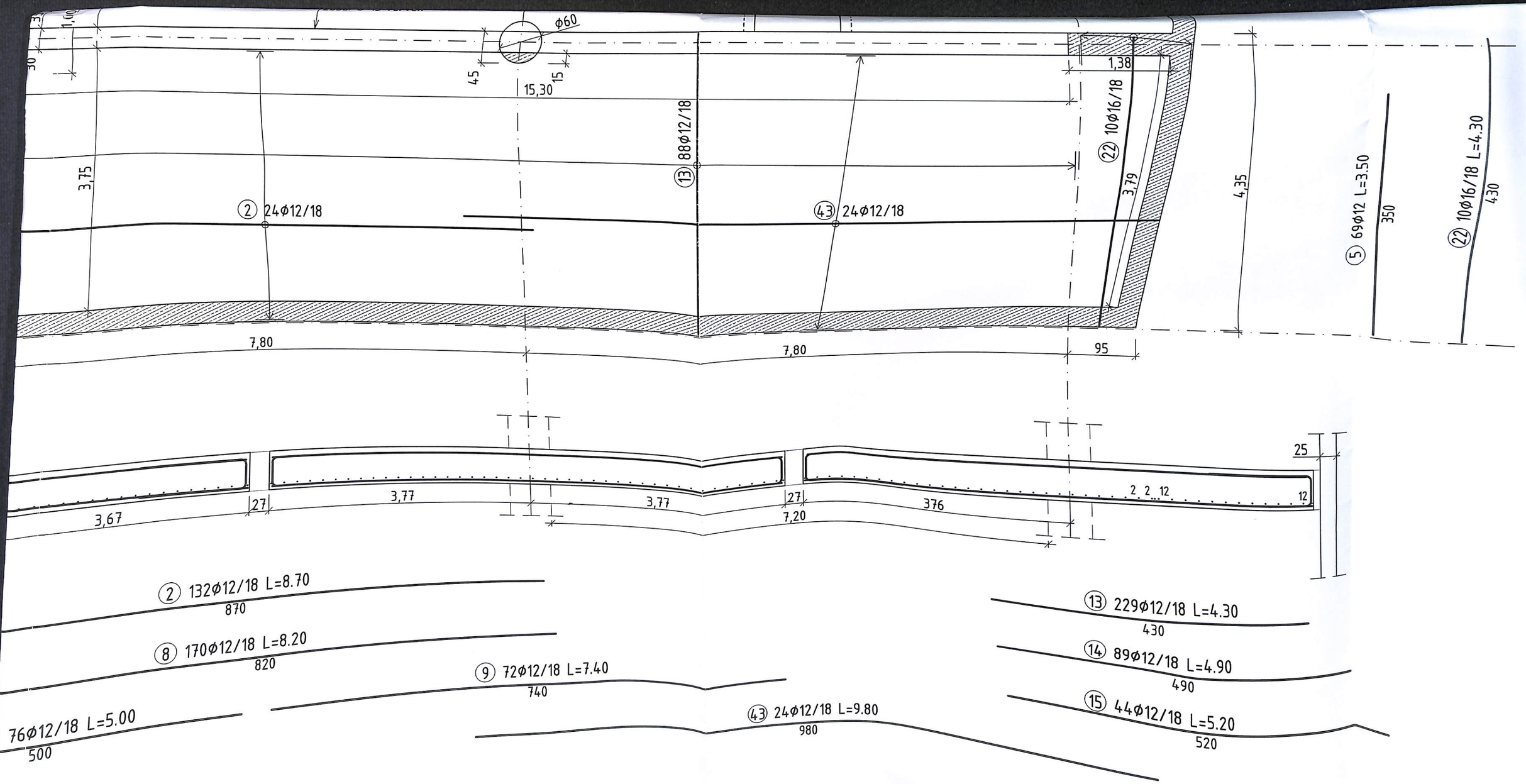
22

75

13ø12/18

A

⑩ 10Φ12/18
⑪
1,5
3,77
⑨ 10Φ12/18
3,77
⑪
⑪ 10Φ12/18
⑫
1,0
A
⑦
25 12Φ16
25 12Φ16
13 12Φ12/18
2,15
13 9Φ12/18
2,15
28 15Φ16/18
1,20
30
33Φ12/18
13
2,92
13 37Φ12/18
8 36Φ12/18
8 36Φ12/18
65
33 3Φ12/18
2 23+43+29 Φ12/18
33 3Φ12/18
5,33
1,16
(43)
(29)
28 15Φ16/18 L=6.90
690
1,60
Φ60
2,43
20
4,0
1,00
17,82
Φ60
G51 gerenda
Lásd: S-12 terven
L5A "Zöldtető"
Lásd: S-4 terven
6,80
7,55
G52 gerenda
Lásd: S-14
G53 gerenda
Lásd: S-15 terven
35
1,00
30
Φ60
45
15
15,30
1,38
22 10Φ16/18
88Φ12/18
L=4.30


ϕ60
45
15
15,30
1,38
88ϕ12/18
13
10ϕ16/18
22
3,79
4,35
3,75
2 24ϕ12/18
43 24ϕ12/18
5 69ϕ12 L=3.50
350
22 10ϕ16/18 L=4.30
430
7,80
7,80
95
25
2 2 12
12
3,67
27
3,77
3,77
27
7,20
376
2 132ϕ12/18 L=8.70
870
8 170ϕ12/18 L=8.20
820
9 72ϕ12/18 L=7.40
740
76ϕ12/18 L=5.00
500
43 24ϕ12/18 L=9.80
980
13 229ϕ12/18 L=4.30
430
14 89ϕ12/18 L=4.90
490
15 44ϕ12/18 L=5.20
520

1. Részlet (4x)
M=1:50
Födémáttörés körüli alsó vasak

2. Részlet
M=1:20 Összhossz: 7.39 m
Födém - Fal kapcsolata

3. Részlet
M=1:20 Összhossz: 2.59 m
Födém - Szélső Fal kapcsolata

㉞ 26ϕ12/30 L=1.56

㊱ 2ϕ16 L=3.00
tüske sarkokba

300

㉟ 12ϕ12/25 L=1.71

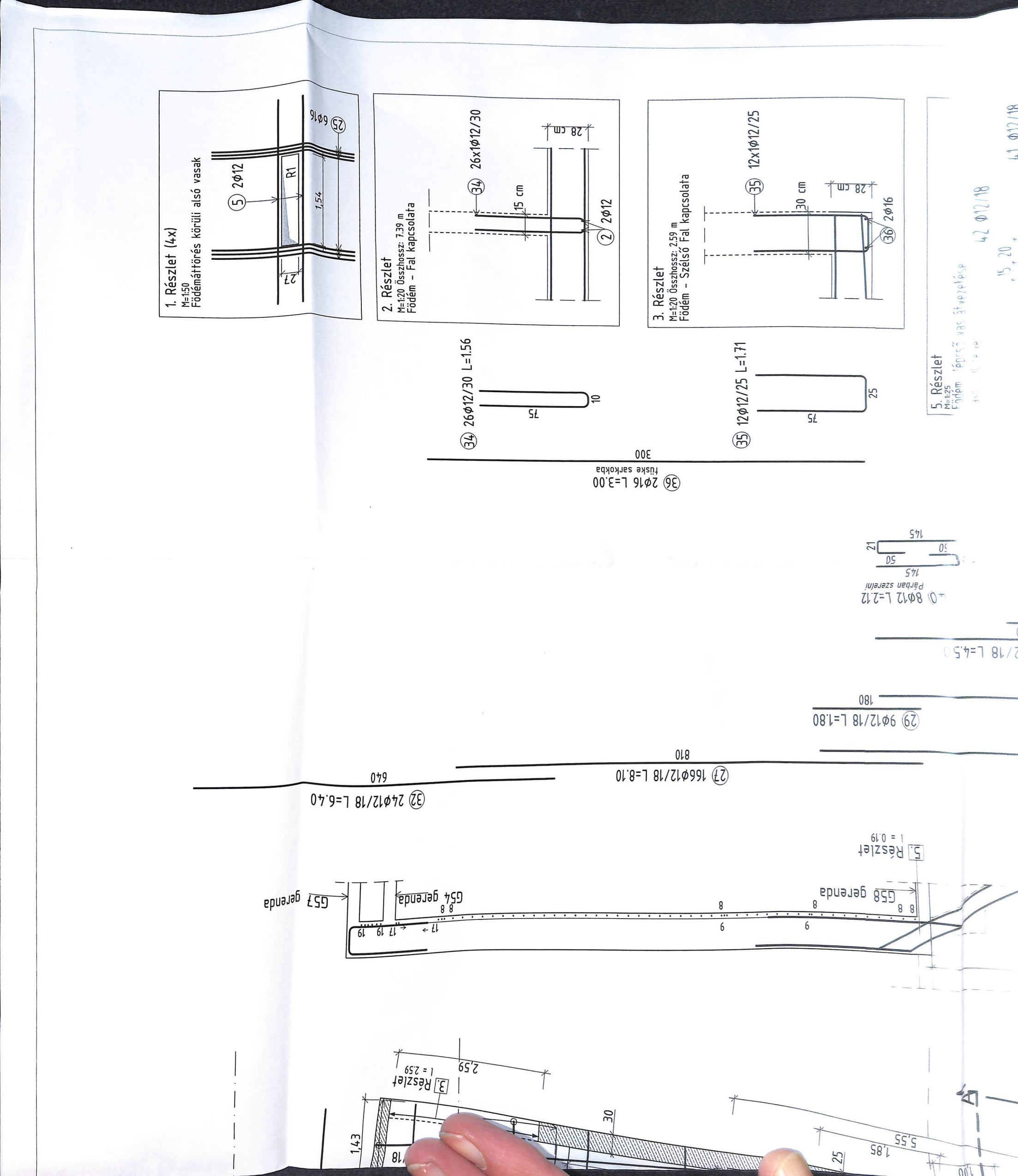
5. Részlet
M=1:25
Födém lépcső vas átvezetése

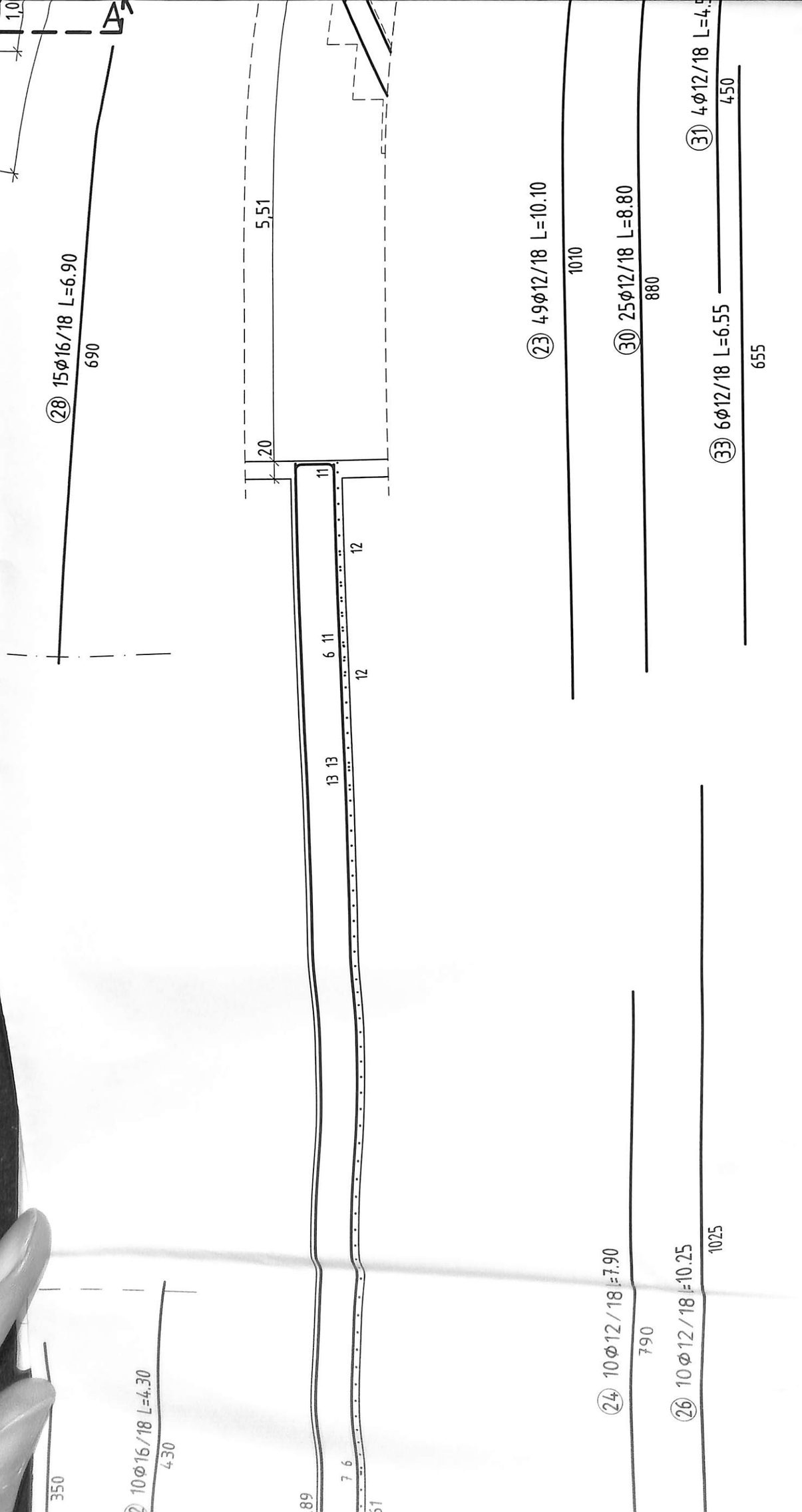
42 ϕ12/18

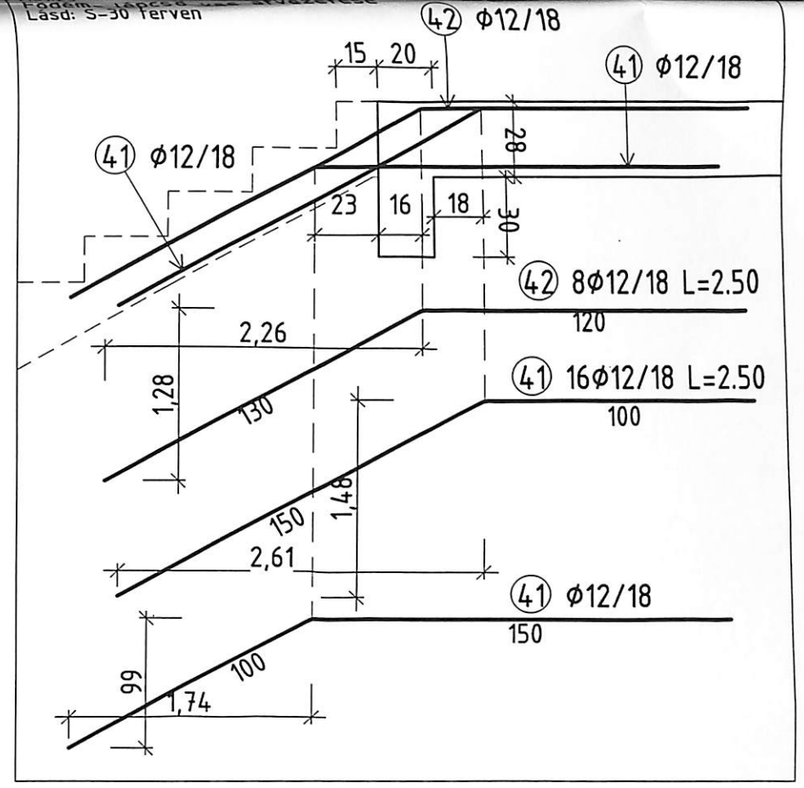
41 ϕ12/18

15, 20

㉛ 8ϕ12 L=2.12
Párban szerelni







Betonacél-kimutatás

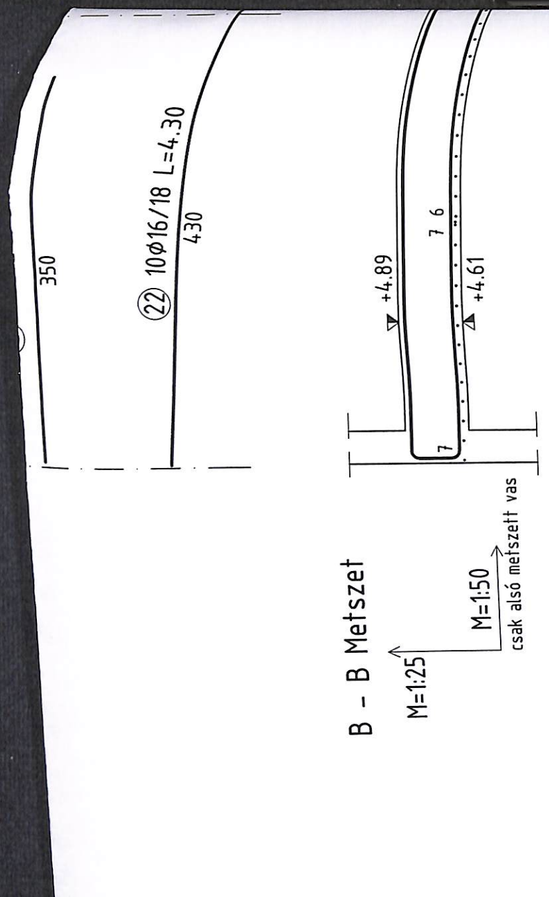
Alsó réteg vasalása

Jel	db	ø	Hossz	ø12	ø16
		[mm]	[m]		
1	120	12	9.00	1080.00	
2	132	12	8.70	1148.40	
3	77	12	8.40	646.80	
4	134	12	3.85	515.90	
5	69	12	3.50	241.50	
6	55	12	7.65	420.75	
7	26	12	6.00	156.00	
8	170	12	8.20	1394.00	
9	72	12	7.40	532.80	
10	76	12	5.00	380.00	
11	69	12	7.00	483.00	
12	120	12	2.50	300.00	
13	229	12	4.30	984.70	
14	89	12	4.90	436.10	
15	44	12	5.20	228.80	
16	118	12	6.75	796.50	
17	20	12	8.00	160.00	
18	33	12	5.70	188.10	
19	81	12	12.00	972.00	
20	12	16	8.40		100.80
21	13	16	5.20		67.60
22	10	16	4.30		43.00
23	49	12	10.10	494.90	
24	10	12	7.90	79.00	
25	56	16	2.50		140.00
26	10	12	10.25	102.50	
27	166	12	8.10	1344.60	
28	15	16	6.90		103.50
29	9	12	1.80	16.20	
30	25	12	8.80	220.00	
31	4	12	4.50	18.00	
32	24	12	6.40	153.60	
33	6	12	6.55	39.30	

Alakos vasak részletes kimutatása

34 26ø12 L=1.56 m
1.39 kg/db
40.56 m
36.02 kg
75

35 12ø12 L=1.71 m



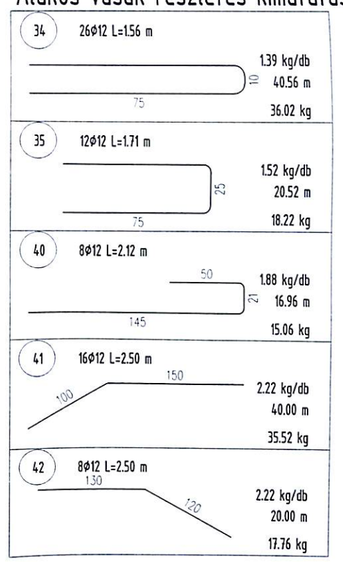
B - B Metszet

M=1:25

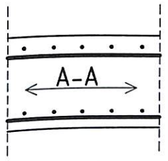
M=1:50

csak alsó metszett vas

Alakos vasak részletes kimutatása



26	10	12	10.25	102.50	
27	166	12	8.10	1344.60	
28	15	16	6.90		103.50
29	9	12	1.80	16.20	
30	25	12	8.80	220.00	
31	4	12	4.50	18.00	
32	24	12	6.40	153.60	
33	6	12	6.55	39.30	
34	26	12	1.56	40.56	
35	12	12	1.71	20.52	
36	2	16	3.00		6.00
37	12	16	3.50		42.00
38	2	12	1.60	3.20	
39	3	12	1.75	5.25	
40	8	12	2.12	16.96	
41	16	12	2.50	40.00	
42	8	12	2.50	20.00	
43	24	12	9.80	235.20	
Összhossz / Φ [m]:				13915.14	502.90
Fm. tömeg / Φ [kg/m]:				0.888	1.580
Össztömeg / Φ [kg]:				12356.64	794.58
Össztömeg [kg]:					13151.23



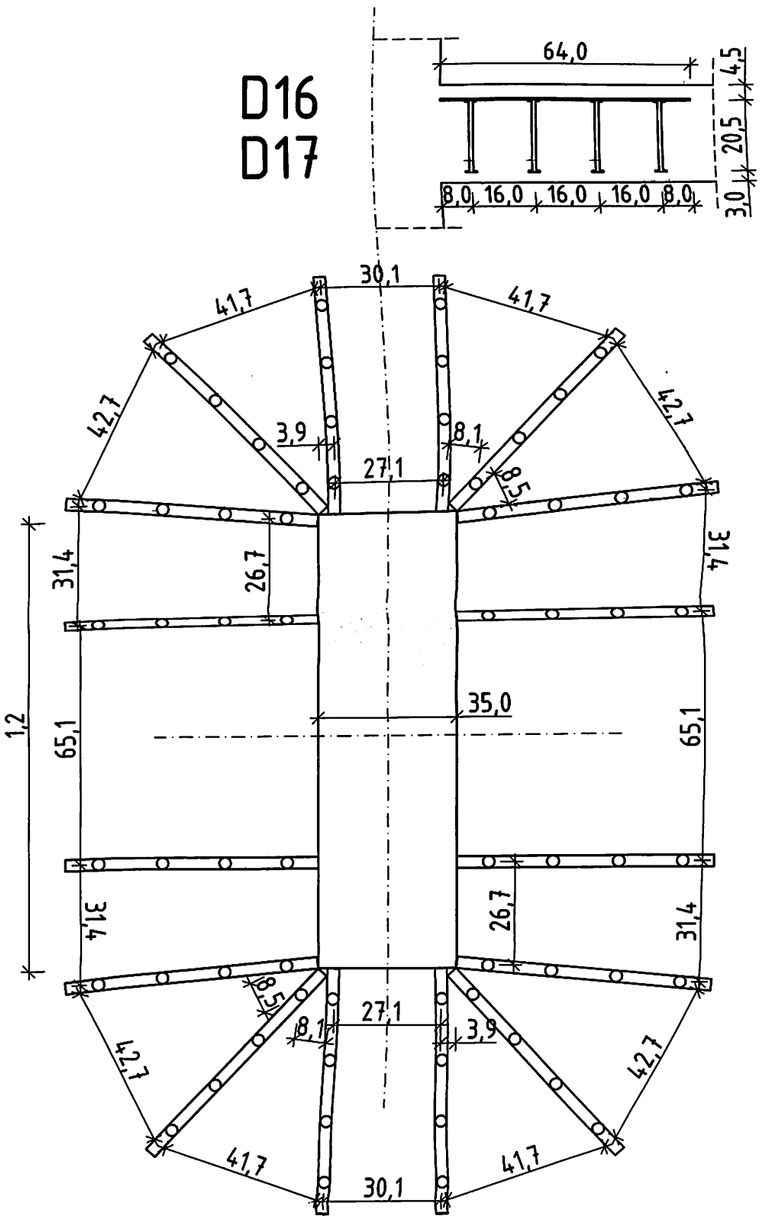
Vasrétegek iránya
A-A metszet szerint

Megjegyzés:
+-0,00 = földszint lemez tervezett felső síkja
Anyagminőség: Beton: C30/37-X1-24-F2
Betonacél: B500B
Beton takarás: 2,5 cm

Hasznos teher: 2,0 kN/m²
A vasak méretei külméret!
Kapcsolódó tervekkel együtt kezelendő! : S-12 - S-19
A méretek a helyszínen ellenőrizendők!
A betonozást csak a műszaki ellenőr építési naplóba írt engedélyével szabad megkezdeni!
A leszabási rajzoknál az össz darabszám látható.

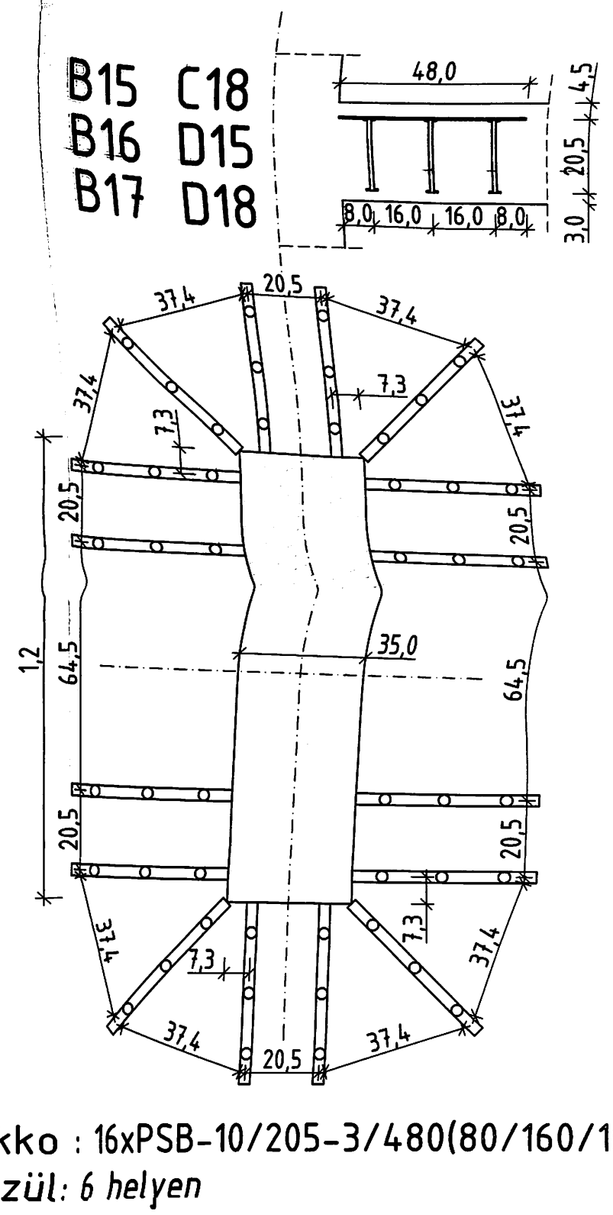
SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Kar	Rajzszám: S-5
Munka: Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel	
Rajz tárgya: Földszint feletti födém (L5B)	Tervlépték: M= 1:50
Rajz neve: Zsaluzási terv és alsó vasalás terve	
Készítette: Szabó István / Konzulens: Tajta István	2015.06.05.

D16
D17



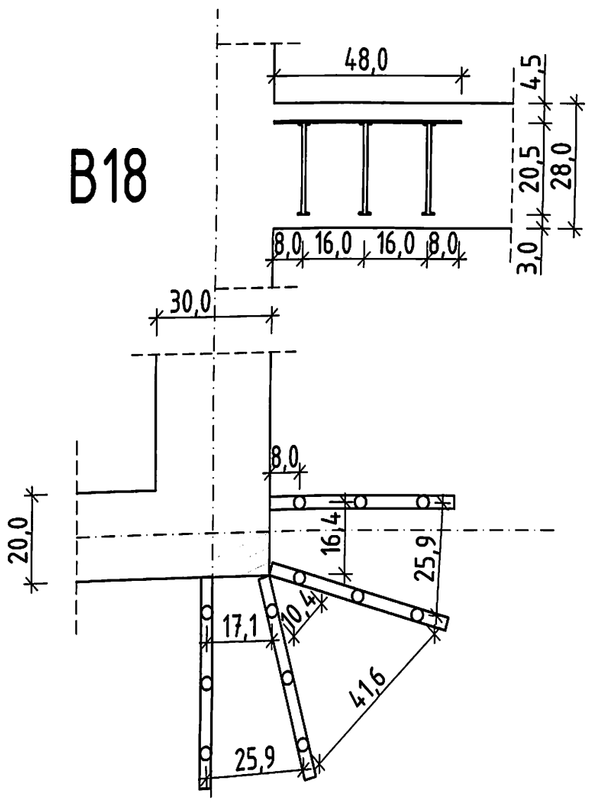
Peikko : 16xPSB-10/205-2/320(80/160/80) +
16xPSB-10/205-2/320(80/160/80)
Készül: 2 helyen

B15 C18
B16 D15
B17 D18



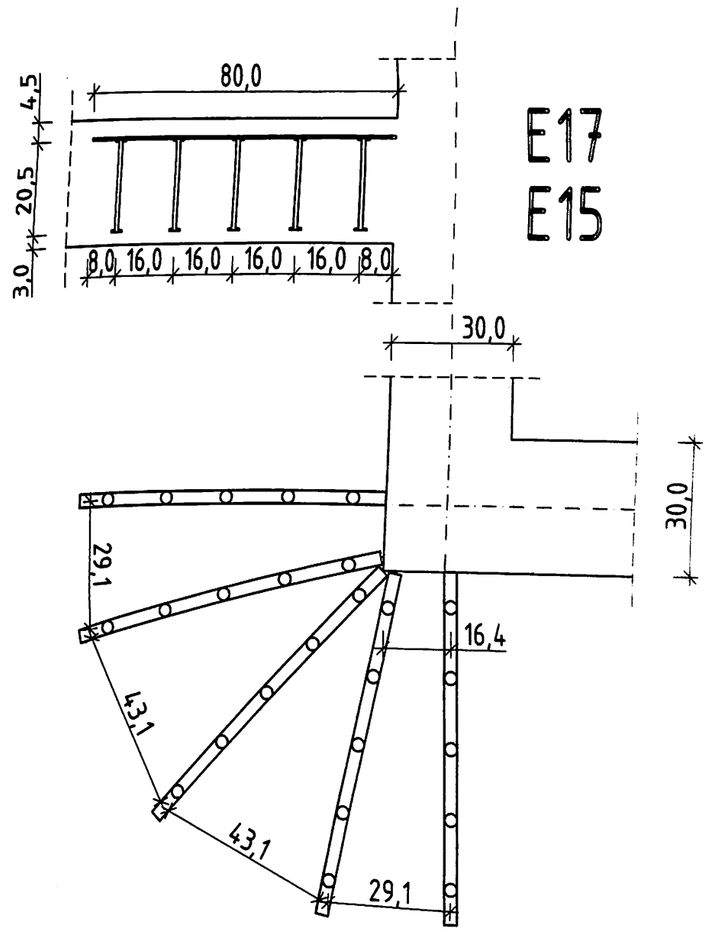
Peikko : 16xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)
Készül: 6 helyen

B18

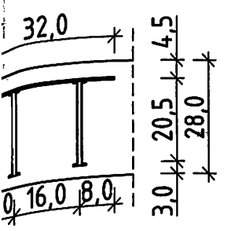


Peikko : 4xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)
Készül: 1 helyen

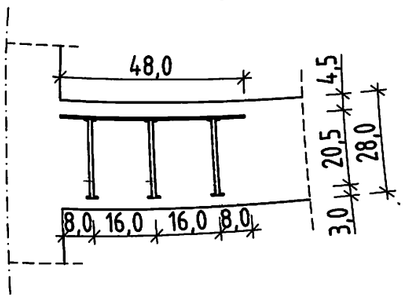
E17
E15

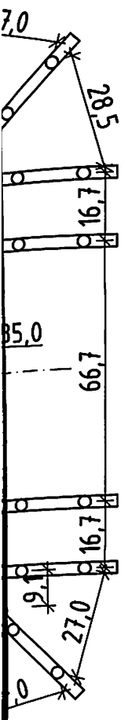


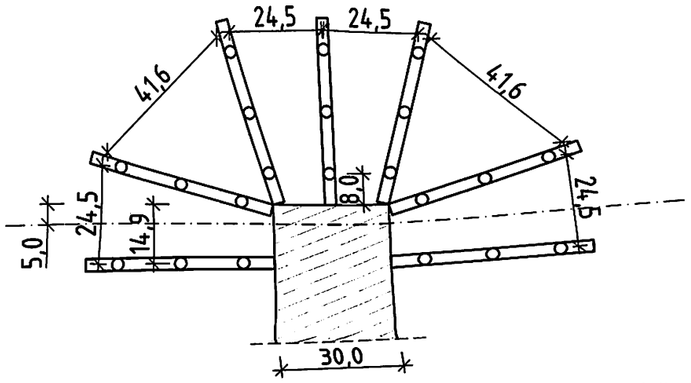
Peikko : 5xPSB-10/205-2/320(80/160/80) +
5xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)
Készül: 2 helyen



BC17



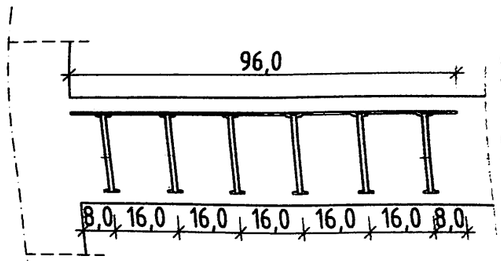


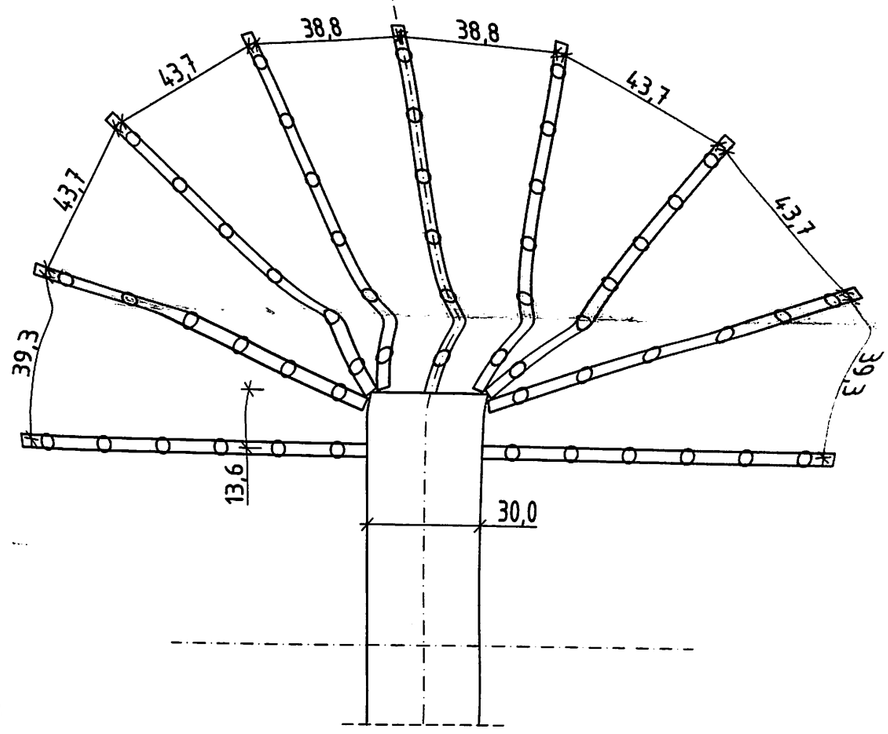


Peikko : 7xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)
Készül: 1 helyen

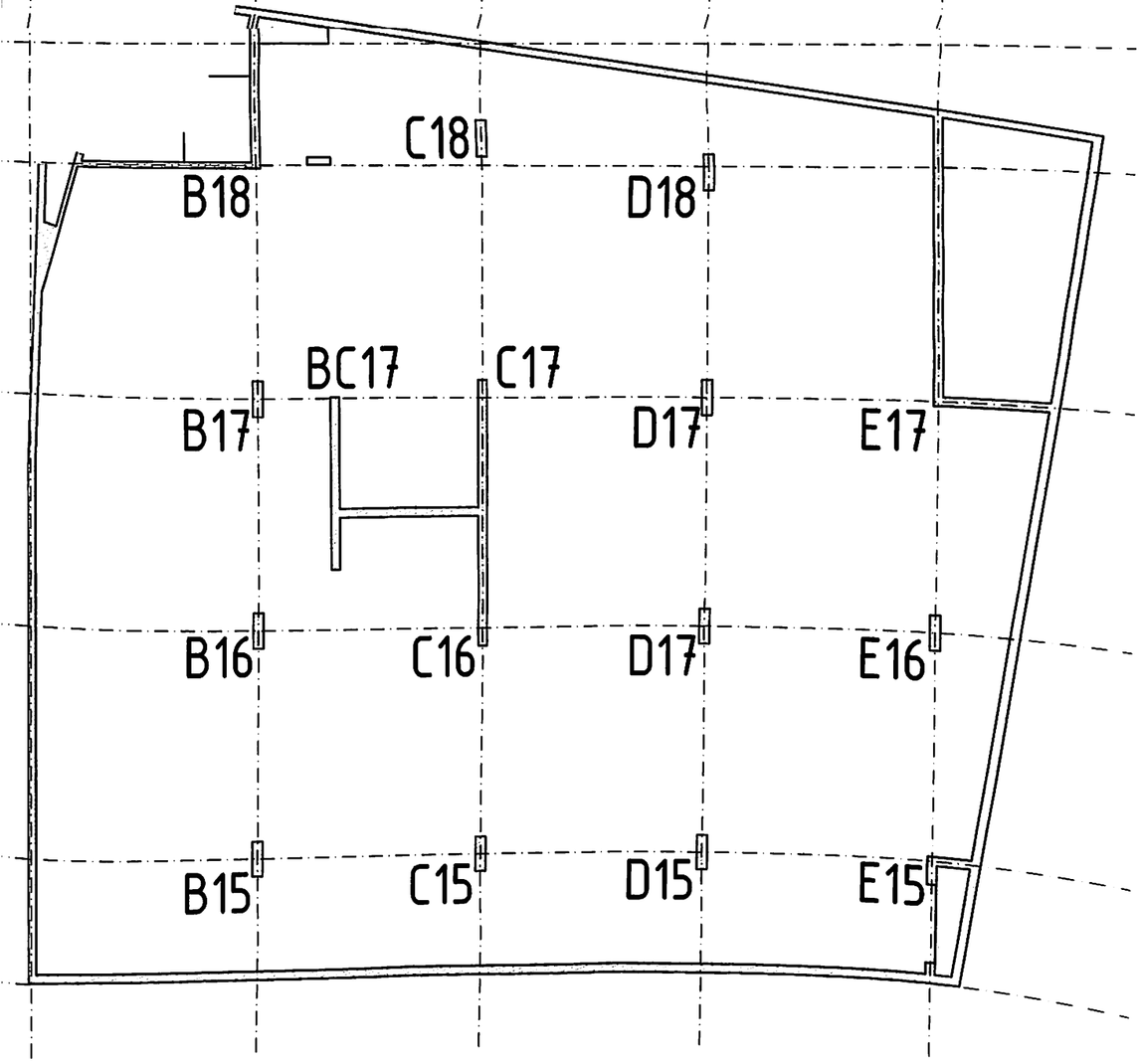
-2/320(80/160/80)

C17
C16





Peikko: 9xPSB-12/205-3/480(80/160/160/80) +
9xPSB-12/205-3/480(80/160/160/80)
Készül: 2 helyen



Összes elem 1 födémre:
-- 106xPSB-10/205-2/320(80/160/80)
-- 113xPSB-10/205-3/480(80/160/160/80)
-- 36xPSB-12/205-3/480(80/160/80)

SZIE-YMÉK Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport		Rajzszám: S - 1
Munka: Hotel		
Rajz tárgya: Garázsfödém (L2)		Tervlépték: M= 1:
Rajz neve: Átszúródási vasalás		
Készítette: Szabó István	Konzulens: Tajta István	2015.06

33 2ϕ10 L=3.80
380
6 3ϕ10 L=2.80
280
13 6ϕ10/18 L=4.10
410
A
B
B'
C
19
18
1,82
4,39
4,05
91
2,39
57
13 6ϕ10/18
1 7ϕ10/18
33 2ϕ10
16ϕ10/18
24
4,15
2,89
Csatlakozás lépcsőház lemeze: pihenő vasalata együtt szerelendő
Lásd: S-33 terven
4 16ϕ10/18
31 4ϕ10
25 30ϕ10/18
12
63
2,34
22
7 4ϕ10/9
90
15
10
6 3ϕ10
1,75
0,80
5 10+22 ϕ10/18
(10)
6,31
3 13ϕ10/18
2,14
21 13ϕ10/18
4,44
1,72
18 25ϕ10/18
18 135ϕ10/18
23 11ϕ10/18 L=4.80
480
6,93
7,80
23 11ϕ10/18
32 123ϕ10/18
(19)
20 19+6 ϕ10/18
(6)
1 45ϕ10/18
5,88
5,87
2 65
5 15
1,40
60

60

60

1,60

(30) 40+33+34 ϕ10/18

(22) 17ϕ10/18

4,85

(33)

5

3,76

30

1,75

2,04

5,81

1,25

(40)

2,37

(1) 45ϕ10/18

(14) 134ϕ10/18

4,38

1,65

(22) 12ϕ10/18

5,87

17,06

7,80

7,80

17,37

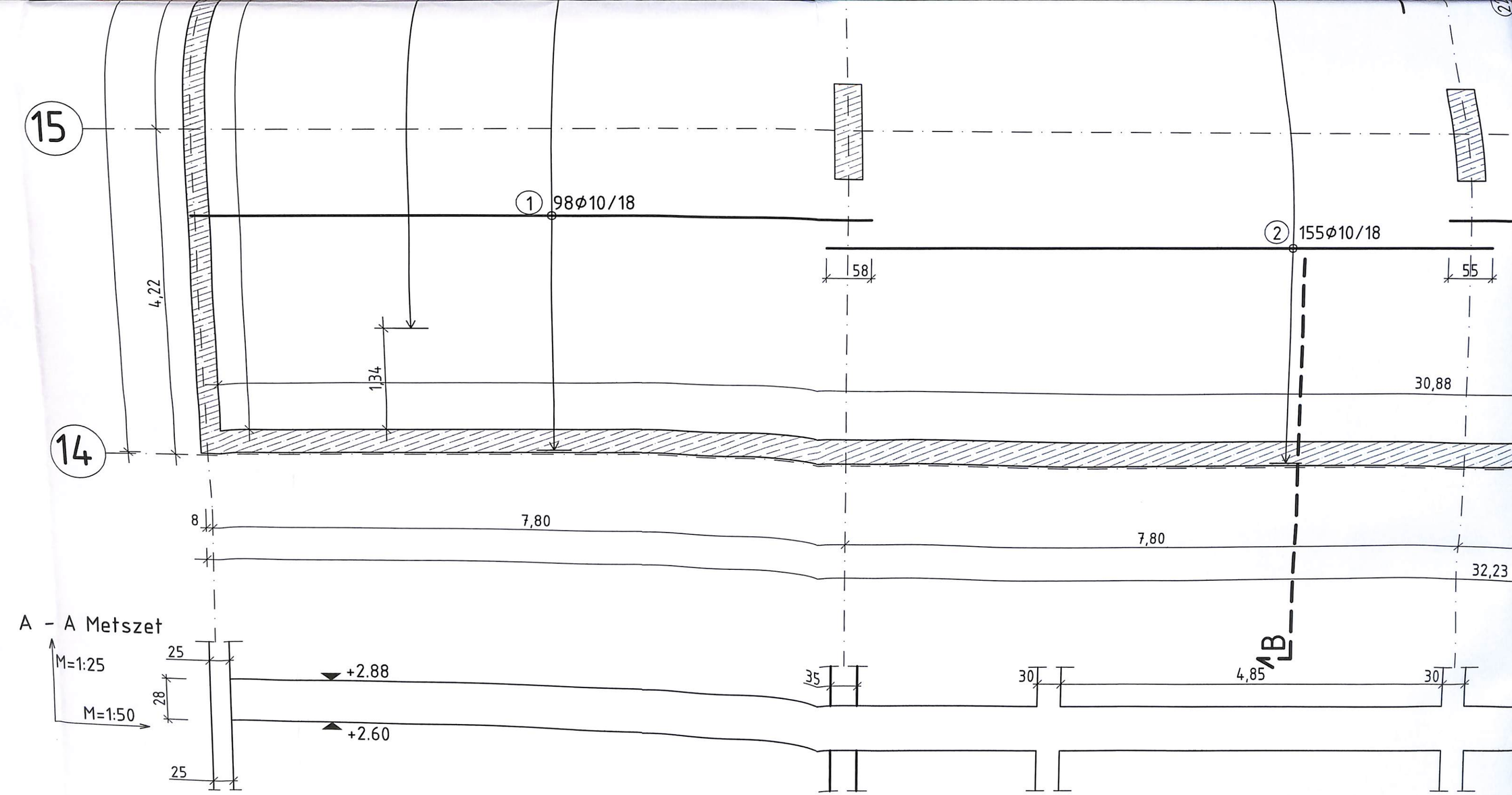
5,88

17

16

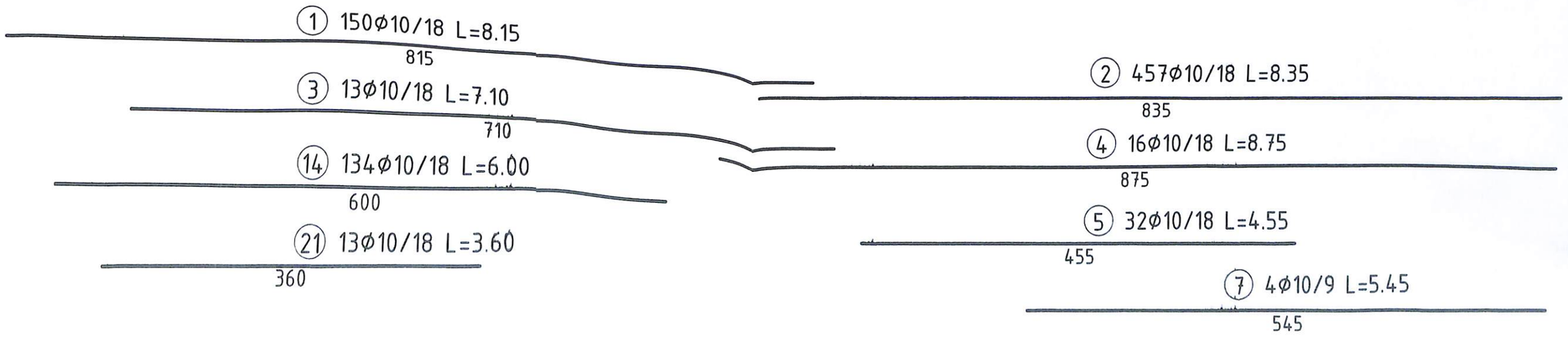
15

1A


15
14
1 98ϕ10/18
2 155ϕ10/18
4,22
1,34
58
55
30,88
8
7,80
7,80
32,23
LB
4,85
35
30
30

A - A Metszet

M=1:25
M=1:50
25
28
25
+2.88
+2.60


1 150ϕ10/18 L=8.15
815
3 13ϕ10/18 L=7.10
710
14 134ϕ10/18 L=6.00
600
21 13ϕ10/18 L=3.60
360
2 457ϕ10/18 L=8.35
835
4 16ϕ10/18 L=8.75
875
5 32ϕ10/18 L=4.55
455
7 4ϕ10/9 L=5.45
545

D

E

⑫ 26ϕ10/18 L=8.50

850

⑲ 13ϕ10/18 L=5.20

520

33,35

23,33

10/18

⑫ 10ϕ10/18

64

⑯ 44ϕ10/18

⑰ 45ϕ10/18

1,53

⑲ 13ϕ10/18

⑲ 17ϕ10/18

4,68

20

⑱ 11ϕ10/18

⑨ 44ϕ10/18

2,13

9,64

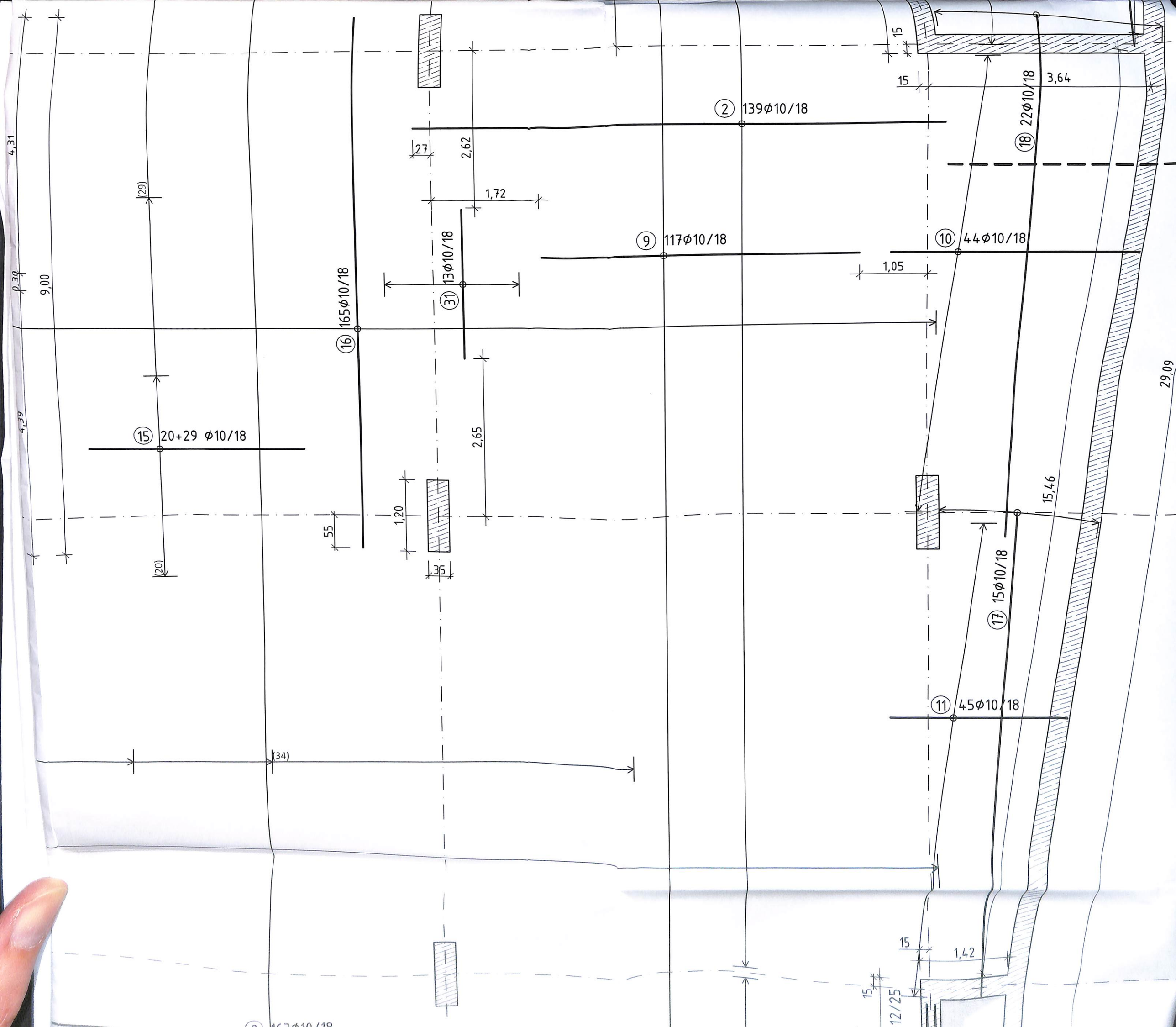
3,30

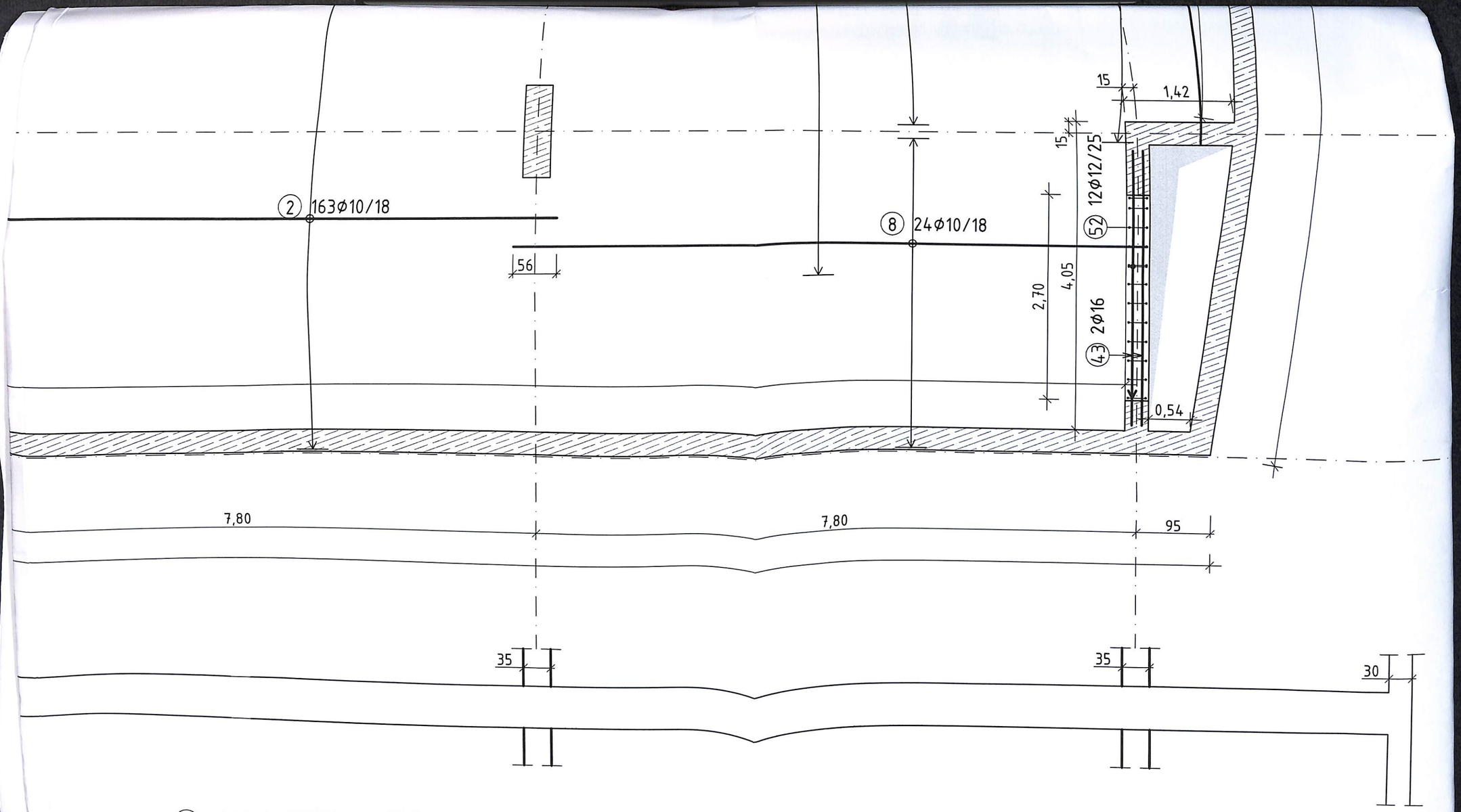
8,73

3,34

15

3,64


4,31
9,00
0,30
(29)
4,39
(20)
15
15
3,64
② 139Φ10/18
18 22Φ10/18
27
2,62
1,72
⑨ 117Φ10/18
⑩ 44Φ10/18
1,05
13Φ10/18
31
165Φ10/18
16
29,09
15 20+29 Φ10/18
2,65
55
1,20
35
15,46
17 15Φ10/18
11 45Φ10/18
(34)
15
1,42
15
12/25



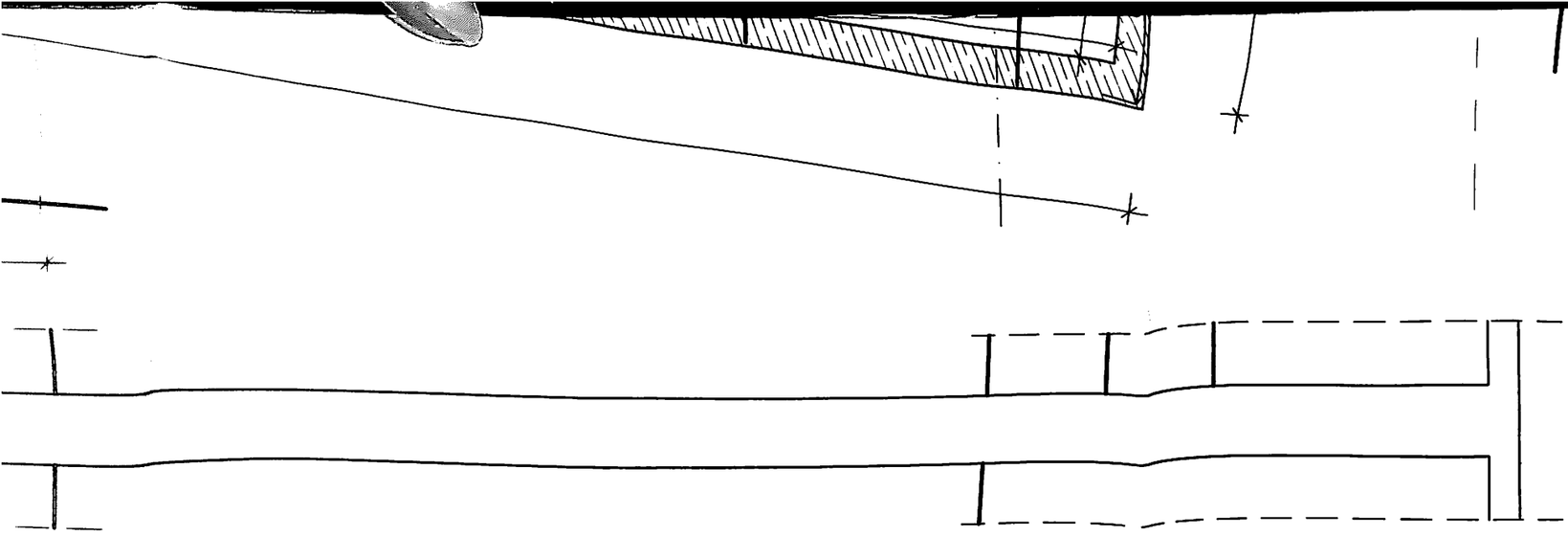
15 49Φ10/18 L=3.50
350

8 24Φ10/18 L=8.20
820

9 161Φ10/18 L=5.00
500

10 44Φ10/18 L=3.85
385

11 45Φ10/18 L=2.75
275



(20) 25Φ10/18 L=7.85

785

(24) 16Φ10/18 L=3.70

370

(25) 30Φ10/18 L=4.30

430

(26) 44Φ10/18 L=3.55

355

(27) 45Φ10/18 L=2.45

245

(28) 11Φ10/18 L=9.15

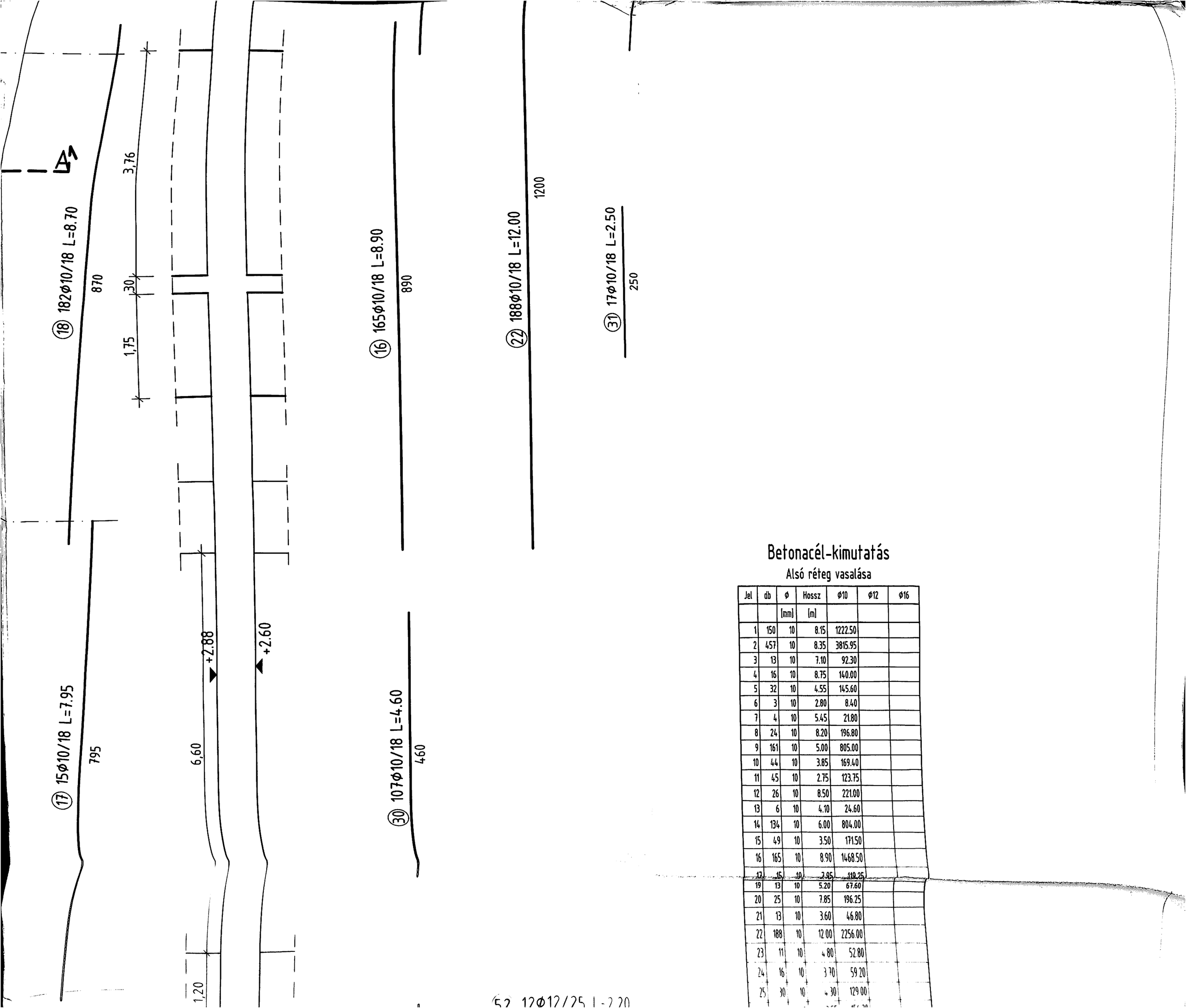
915

(32) 123Φ10/18 L=5.90

590

(29) 17Φ10/18 L=1.35

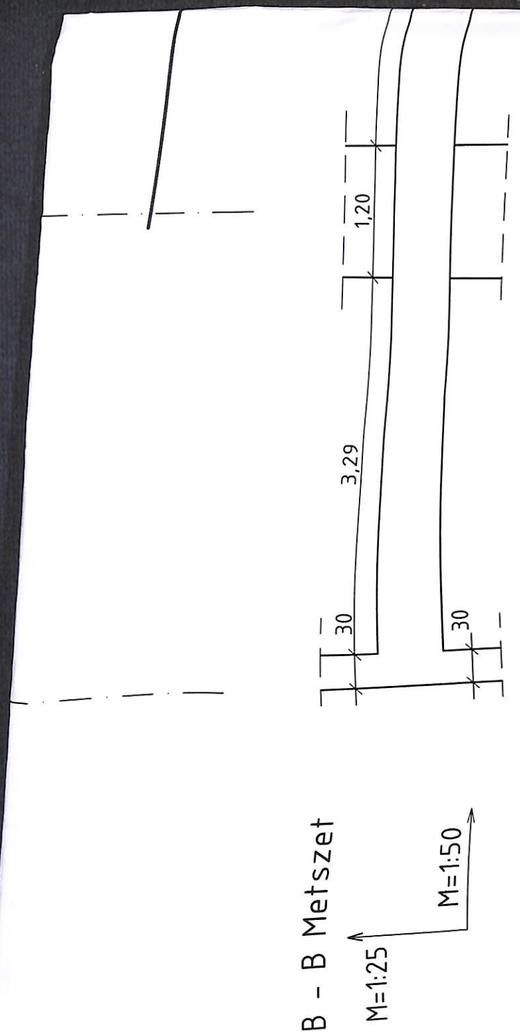
135



Betonacél-kimutatás

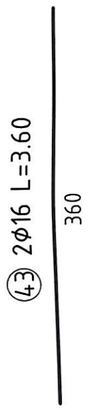
Alsó réteg vasalása

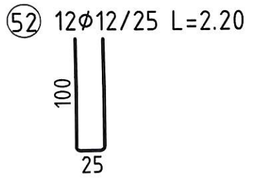
Jel	db	ø	Hossz	ø10	ø12	ø16
		[mm]	[m]			
1	150	10	8.15	1222.50		
2	457	10	8.35	3815.95		
3	13	10	7.10	92.30		
4	16	10	8.75	140.00		
5	32	10	4.55	145.60		
6	3	10	2.80	8.40		
7	4	10	5.45	21.80		
8	24	10	8.20	196.80		
9	161	10	5.00	805.00		
10	44	10	3.85	169.40		
11	45	10	2.75	123.75		
12	26	10	8.50	221.00		
13	6	10	4.10	24.60		
14	134	10	6.00	804.00		
15	49	10	3.50	171.50		
16	165	10	8.90	1468.50		
17	15	10	7.95	119.25		
19	13	10	5.20	67.60		
20	25	10	7.85	196.25		
21	13	10	3.60	46.80		
22	188	10	12.00	2256.00		
23	11	10	4.80	52.80		
24	16	10	3.70	59.20		
25	30	10	4.30	129.00		

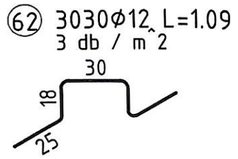


B - B Metszet

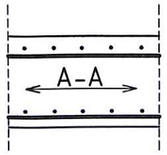
M=1:25 M=1:50







18	182	10	8.70	1583.40		
19	13	10	5.20	67.60		
20	25	10	7.85	196.25		
21	13	10	3.60	46.80		
22	188	10	12.00	2256.00		
23	11	10	4.80	52.80		
24	16	10	3.70	59.20		
25	30	10	4.30	129.00		
26	44	10	3.55	156.20		
27	45	10	2.45	110.25		
28	11	10	9.15	100.65		
29	17	10	1.35	22.95		
30	107	10	4.60	492.20		
31	17	10	2.50	42.50		
32	123	10	5.90	725.70		
33	2	10	3.80	7.60		
43	2	16	3.60			7.20
52	12	12	2.20		26.40	
Összhossz / ø [m]:				15599.45	26.40	7.20
Fm. tömeg / ø [kg/m]:				0.617	0.888	1.580
Össztömeg / ø [kg]:				9624.86	23.44	11.38
Össztömeg [kg]:						9659.68



Vasrétegek iránya
A-A metszet szerint

Megjegyzés:
+-0,00 = L1 lemez tervezett felső síkja
Anyagminőség: Beton: C30/37-X1-24-F2
Betonacél: B500B
Beton takarás: alul: 3,0 cm
felül: 4,5 cm

Hasznos teher: 2,5 kN/m²
A vasak méretei külméret!
A méretek a helyszínen ellenőrizendők!
A betonozást csak a műszaki ellenőr építési naplóba írt engedélyével szabad megkezdeni!
A leszabási rajzoknál az össz darabszám látható.

SZIE Ybl Miklós Építéstudományi Kar		Rajzszám: S-8
Munka: Vasbeton szerkezetű 10 szintes hotel		
Rajz tárgya: Garázsfödém (L2)		Tervlépték: M= 1:50
Rajz neve: Zsaluzási terv és alsó vasalási terv		
Készítette: Szabó István	Konzulens: Tajta István	2015.06.05.