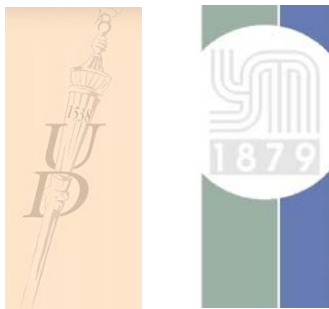




EURÓPAI UNIÓ
STRUKTURÁLIS ALAPOK



M
A
G
S
É
P
Í
T
É
S
I

V
A
S
B
E
T
O
N
S
Z
E
R
K
E
Z
E
T
E
K

STNB 320 segédlet a PTE Pollack Mihály Műszaki Kar hallgatóinak

„Az építész- és az építőmérnök képzés szerkezeti és tartalmi fejlesztése”

Összeállította: Kiss Rita M.

Műszaki rajzoló: Szabó Imre Gábor

ISBN szám: 978-963-7298-15-8

Kézirat lezárva: 2007. december 15.

A tananyagot e-könyvként, ingyen bocsátjuk a hallgatók rendelkezésére.

Tartalomjegyzék és ütemterv

Hét	Előadás anyaga	Gyakorlat	Oldal
1.	Bevezetés, történeti áttekintés	Általános szerkezeti kialakítás	4.
2.	Méretezés, terhek	Közelítő méretfelvételek, csarnokot érő hatások meghatározása	16.
3.	Magasépületek jellegzetes szerkezeti kialakítása	Tetőpanel, rövid főtartó közelítő ellenőrzése	26.
4.	Monolit, lágyvasalású lemezek	Darupályatartó, oszlop közelítő ellenőrzése	34.
5.	Feszített lemezek	Kehelyalap, falvázoszlop közelítő ellenőrzése	66.
6.	Falak szerkezeti kialakítása	Konzultáció	76.
7.	Szünet	Szünet	77.
8.	Függőleges teherviselő szerkezetek I. - Falak	Tervfeladat bevétele	78.
9.	Függőleges teherviselő szerkezetek II. – Kapcsolt, áttört falak, merevítő magok	Részletes erőtani számítás – VEM felépítése	86.
10.	Függőleges teherviselő szerkezetek III. – Keretek	Oszlop méretezése végleges, ideiglenes állapotban, speciális helyek	94.
11.	Függőleges teherviselő szerkezetek IV. – Intermerevítések, kitöltő fallal merevített vasbeton vázak	Kehelyalap méretezése	105.
12.	Függőleges teherviselő szerkezetek V. – Vasbeton fallal merevített vasbeton vázak	Vasalási tervek, zsaluzási tervek	114.
13.	Zárthelyi dolgozat	Konzultáció	121.
14.	Faltartók	Tervfeladat bevétele	122.

Bevezetés

Az oktatási segédlet a Pécsi Tudományegyetem Polláck Mihály Műszaki Kar Építőmérnöki alapképzésében oktatott Magasépítési vasbetonszerkezetek tantárgyhoz készült. Az oktatási segédlet elsősorban gyors áttekintést ad a félévi tananyagról.

A gyakorlati foglalkozásokon bemutatott példákat továbbá a tervezési segédlet
Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek
című tantárgy gyakorlati feladatához.. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke
jegyzet tartalmazza.

1. hét

1. előadás: Bevezetés

Definíciók, osztályozás

Épület: emberi tartózkodásra alkalmas mesterséges objektum.

Magasépület: olyan épület, ahol a vízszintes erőknek (szél, földrengés) jelentős hatása van a tervezésre. A vízszintes terhekből keletkező nyomaték (felborító nyomaték) jelentősen nagyobb, mint a függőleges terhekből származó nyomaték (stabilizáló nyomaték).

Épületek osztályozása:

Rendeltetése szerint lehet

- lakó-célú: lakás, szálloda
- munkahely-célú: iroda, üzem, raktár, piac, bevásárló csarnok
- sportcélú: stadion (a játéktér nyitott), tornacsarnok (a játéktér fedett)
- közösségi: mozi, színház, hangversenyterem, kultikus hely (a vallási, sacrális előírások a döntőbbek)
- vegyes rendeltetésű:
 - azonos csoporton belüli (üzem-raktár)
 - különböző csoporton belül: (lakás-iroda, mozi-bevásárló csarnok, tornacsarnok-zhangverseny terem)
 - átalakított (lakás-iroda, iroda-lakás, raktár-lakás, csarnok-kultikus hely, tornacsarnok-szórakozóhely)

Magassága szerint lehet

- alacsony épület: a vízszintes terhekből keletkező nyomaték (felborító nyomaték) jelentősen kisebb, mint a függőleges terhekből származó nyomaték (stabilizáló nyomaték).
- középmagas épület: a vízszintes terhekből keletkező nyomaték (felborító nyomaték) közel azonos a függőleges terhekből származó nyomatékkal (stabilizáló nyomaték).
- magas épület: a vízszintes terhekből keletkező nyomaték (felborító nyomaték) jelentősen nagyobb, mint a függőleges terhekből származó nyomaték (stabilizáló nyomaték).

Teherviselő szerkezeti elemek:

Modell szerint lehet:

- rúdszerkezetek (gerenda, oszlop)
- felületszerkezetek (lemez, fal, héj)
- keretszerkezetek
- térbeli szerkezetek

Irányuk szerint lehet:

- vízszintes teherviselő elemek: födémek, lemezek, gerendák
- függőleges teherviselő elemek: oszlopok, falak

- kiegészítő teherviselő elemek: lépcsők, rámpák
- alapozási teherviselő elemek: alaptestek, cölöpök

Történelmi áttekintés:

Régi korok



Bábel tornya



Piramisok



gerenda)

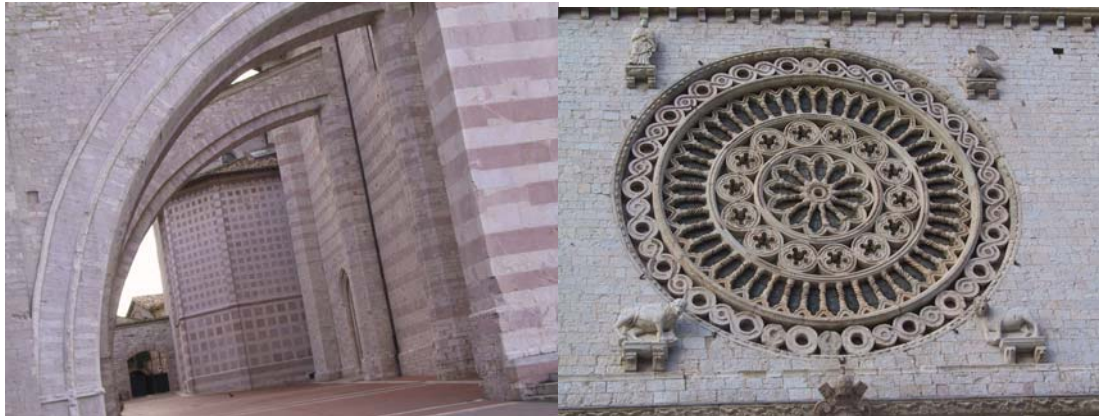
Görög csarnok szerkezet (oszlop,



Pantheon



Középkor-Román stílus



Középkor – faltartó vasak, íves megtámasztás, rózsablak, bejáratok



Lefedések



Előregyártott kőfödém a IX századból



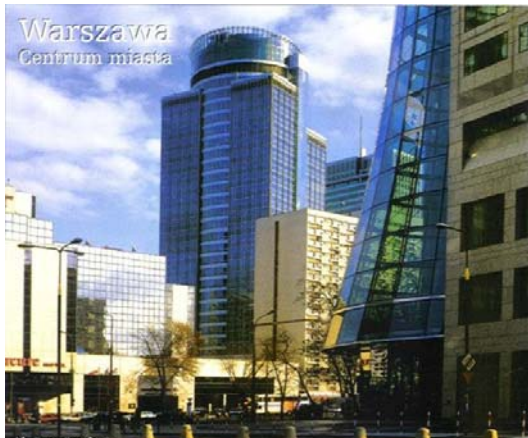
Kínai „magasház” a VIII. századból

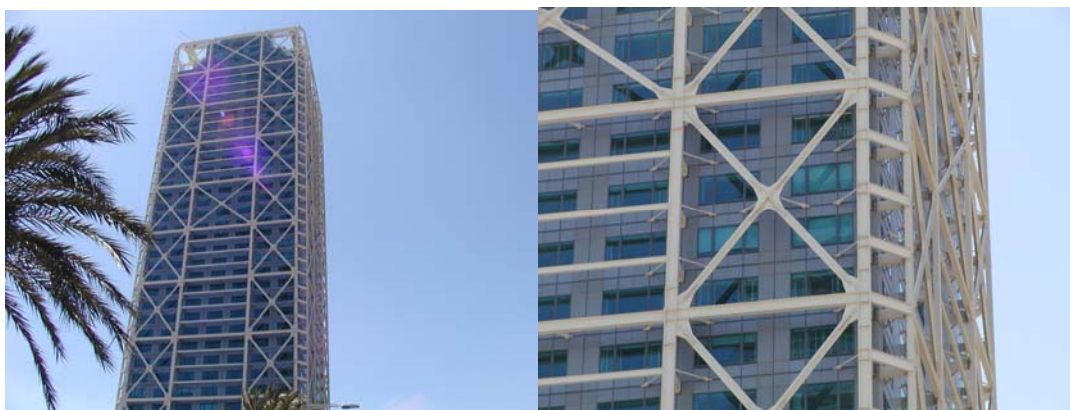
Kupola





Modern kor





Külső merevítések – Sarokmerev váz diagonál merevítéssel



Csarnok lefedések

1. gyakorlat: Általános szerkezeti kialakítás

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (8-12. oldal)

2. hét

2. előadás: Méretezés, terhek

Definíciók:

Méretezés alapelve: statisztikai adatokra alapozott terhelések és szilárdsági jellemzők figyelembevételével a különböző határállapotokkal szemben ésszerű biztonság és az élettartam alatt megfelelő tartósság biztosítása.

Közelítő számítást: a tervezés kezdeti fázisában alkalmazzuk az alternatív javasolható szerkezettypusok viselkedésének összehasonlítására, vagy a kiválasztott szerkezet fő teherviselő szerkezeti elemei igénybevételeinek és alakváltozásainak becslésére. A közelítő számításnak gyorsnak és megbízhatónak kell lennie. Akkor megfelelő, ha a pontos számításához képest nem ad 10-15 %-nál nagyobb mértékben eltérő eredményt. A célja a megfelelő statikai váz kiválasztása, a szerkezetre ható terhek felvétele, meghatározása, a fő szerkezeti elemek méreteinek (vasbetonszerkezeteknél a beton méretek meghatározása).

Végleges számítást a tervezés második szakaszában a szerkezet igénybevételeinek és alakváltozásainak a lehető legpontosabb meghatározásához használjuk. Ez a szerkezetnek az alkalmazott módszertől, vagy a számítógép kapacitásától függő lehető legrészletesebb vizsgálata. Erre általában egy mátrix- elmozdulás módszeren vagy mozaik módszeren alapuló végelem analízis a legalkalmasabb a komplex szerkezetek vizsgálata esetén.

Határállapot: A tartószerkezet olyan állapota, amelyen túl már nem teljesülnek a vonatkozó tervezési követelmények.

Teherbírási határállapot: Összeomlással, töréssel, tönkremenetelnek tekinthető túlzott mértékű alakváltozással, vagy más hasonló jellegű szerkezeti tönkremenetellel járó határállapot. A fentiek általában a tartószerkezet vagy egy elemének teherbírási kimerülését vagy teljes üzemképtelenségét jelentik.

Használhatósági határállapot: A tartószerkezet, vagy egy elemének olyan állapota, amelyen túl a használattal kapcsolatos, előírt követelmények nem teljesülnek.

Hatások kombinációja: A különböző, egyidejűleg működő hatások tervezési értékeinek egy csoportja, amelyet a szerkezet megbízhatóságának igazolására használnak az adott határállapotokban.

Hatás alapértéke: a tervezett fennállási idő alatt fellépő maximális teher várható értéke.

Hatás szélső értéke: az alapértéktől való kedvezőtlen eltérést, a nem rendeltetészerű használatot és esetleges eltérő technológiát veszi figyelembe. Meghatározása a túllépési valószínűség alapján, vagy parciális (biztonsági tényezővel) történhet.

Módosító tényezők:

- dinamikus tényező
- kombinációs (egyidejűségi tényező)
- rendeltetési tényező (átlagostól eltérő jelentőségű, vagy élettartamú épület esetén).

Hatások besorolása:

A hatások besorolása		
Csoportosítási szempont	A hatás típusa	Példák
Időbeli változás	a) állandó ~ (G,P) (=időben állandó)	Önsúly, feszített
	b) esetleges ~ (Q) (=időben állandó)	Raktárteher (tartós~) Meteorológiai teher (rövid idejű~)
	c) rendkívüli ~ (A)	Ütközés, robbanás, tűz
Eredet	a) közvetlen ~ (terhek)	Koncentrált és megoszló terhek, nyomatékok
	b) közvetett ~ (kinematikai terhek)	Kényszer- vagy gátolt alakváltozás (hőmérséklet- és nedvességváltozás, támaszelmozdulás, zsugorodás), kényszergyorsulás (robbanás, földrengés)
Térbeli változás	a) rögzített ~	Önsúly
	b) nem rögzített ~	Hasznos teher, daruteher, meteorológiai teher
Jelleg vagy szerkezeti válasz	a) statikus ~	Önsúly, (nem okoz jelentős szerkezeti gyorsulást)
	b) kvázi-statikuss~	
	c) dinamikus	Földrengés (jelentős gyorsulásokat okoz)

Bizonyos hatások besorolása a körülményektől függően többféle is lehet.

Terhek csoportosítása

Állandó terhek:

A szerkezet saját súlya és a szerkezeten véglegesen és állandóan működő egyéb terhek és hatások

(önsúly, válaszfal, földnyomás, víznyomás, hőmérséklet, felhajló erő, feszítés, stb.)

Önsúlyteher jellemzői:

Időbeli változás szerint	Állandó / Esetleges	
Eredet szerint	Közvetlen	
Térbeli változás szerint	Rögzített / nem rögzített	
Jelleg szerint	Statikus / dinamikus	
Parciális (biztonsági) tényező	$\gamma_G=1,3$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzeteken belül, teherbírasi határállapotban
	$\gamma_G=1,0$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzeteken belül, használati határállapotban
	$\gamma_A=1,0$	Rendkívüli tervezési helyzetekben
Kombinációs (egyidejűségi) tényező Ψ_0	$\gamma_0=$ $\gamma_1=\gamma_2=1,0$	Minden tervezési helyzetben

Esetleges terhek:

Az épületre esetenként működő hatásokból a mértékadó helyeken és fizikailag lehetséges elrendezésben feltételezve. Típusai:

Hasznos terhek:

Födémek, lépcsők, járdák, tárolók, darupályák, egyéb (szállítóberendezések, felvonók, stb.) hasznos terhek.

A hasznos terhek az épület rendeltetésének megfelelő használatából származnak, amelyek magukba foglalják:

- a szokásos emberi használat hatásait,
- bútorok, egyéb mozgatható tárgyak és berendezések terheit a bennük tárolt anyagokkal (pl. könyv, folyadék),
- a járművek okozta terheket,
- ritkán fellépő körülményeket (emberek, bútorok, tárgyak koncentrált elhelyezkedése, mozgatása pl. átrendezés, felújítás során)

Ha reális annak a valószínűsége, hogy az egyébként állandó terhek közé sorolható válaszfalakat, gépészeti berendezéseket át fogják helyezni, akkor ezek súlyát hasznos tehernek kell tekinteni.

A hasznos terhek statikai modelljei:

- felületen egyenletesen megoszló teher
- vonal mentén megoszló teher
- koncentrált teher

vagy ezek kombinációja lehet.

Általános jellemzői:

Időbeli változás szerint	Esetleges	
Eredet szerint	Közvetlen	
Térbeli változás szerint	Rögzített / nem rögzített	
Jelleg szerint	Statikus / kvázi-statikus / dinamikus	
Parciális (biztonsági) tényező	$\gamma_Q=1,5$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzeteken belül, teherbírási határállapotban
	$\gamma_Q=1,0$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzeteken belül, használati határállapotban
	$\gamma_A=1,0$	Rendkívüli tervezési helyzetekben
Kombinációs (egyidejűségi) tényező Ψ_0	Teher fajtától függő tényező	Tartós / ideiglenes tervezési helyzetben
A gyakori teherrészt megadó tényező Ψ_1		
A kvázi-állandó teherrészt megadó tényező Ψ_2		

A hasznos terhek karakterisztikus értéke:

Meghatározásánál az épület földem- vagy tetőterületeit a használati osztályoknak megfelelő részre kell osztani. Táblázatból határozzuk meg.

Meteorológiai terhek:

Hóteher: Intenzitása a tengerszint feletti magasságtól és a tető hajlásától függ -
hózsugok kialakulása, hófelhalmozódás

Hóteher jellemzői:

Időbeli változás szerint	Esetleges / rendkívüli	
Eredet szerint	Közvetlen	
Térbeli változás szerint	Rögzített / nem rögzített	
Jelleg szerint	Statikus / dinamikus	
A teher nagyságától függő körülmények alapján	Szokásos / kivételes	
A hófelhalmozódás szempontjából	Felhalmozódás nélküli / felhalmozódott	
Parciális (biztonsági) tényező	$\gamma_Q=1,5$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzeteken belül, teherbírasi határállapotban
	$\gamma_Q=1,0$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzeteken belül, használati határállapotban
	$\gamma_A=1,0$	Rendkívüli tervezési helyzetekben
Kombinációs (egyidejűségi) tényező	$\Psi_0=0,50$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzetben
A gyakori teherrészt megadó tényező	$\Psi_1=0,20$	
A kvázi-állandó teherrészt megadó tényező	$\Psi_2=0,00$	

A felszíni hóteher karakterisztikus értéke:

A hóteher szempontjából Magyarország területe – a legtöbb európai országgal ellentétben – egyetlen zónának tekinthető. A karakterisztikus érték az alábbiak szerint vehető figyelembe:

400 m tengerszint feletti magasságig: $S_k=1,25 \text{ kN/m}^2$

Ennél magasabb területeken: $S_k=1,25 + \frac{A - 400}{400}$

ahol: A [m] a talaj felszínének magassága az Adria névleges tengerszintje felett,
 S_k a felszíni hóteher karakterisztikus értéke, mint függőlegesen lefelé mutató, vetületi
négyzetméterre vonatkoztatott teher.

A tetők hóterhének karakterisztikus értéke:

A tetők hóterhének karakterisztikus értéke a felszíni hóteher értékéből származtatandó. A hótehernagyságát befolyásoló további tényezők: a tető alakja, hőtani jellemzői, felszínének érdessége, a tető alatti térben keletkező hó mennyisége, a szomszédos épületek távolsága, a környező terepviszonyok, valamint a helyi meteorológiai viszonyok, különösen a széljárás, a hőmérsékletingadozás és a csapadék előfordulási valószínűsége.

$$S = C_e \cdot C_t \cdot \mu_i \cdot S_k$$

ahol: S a tető hóterhének karakterisztikus értéke
 C_e a szél hatását figyelembe vevő (terep-) tényező, értéke általában 1,0
 C_t hőmérsékleti tényező, értéke általában 1,0
 μ_i a hóteher alakú tényezője a különböző tetőformáknak és teherelrendezésnek megfelelően
 S_k a felszíni hóteher karakterisztikus értéke

Szélteher:

Hatása 10 szintnél magasabb épületeknél válik különösen jelentőssé. A szél hatását általában egyenértékű statikus teherként veszik figyelembe. Ekkor úgy tekintik, hogy az épület a szél útjában álló rögzített merev test.

A szélhatást egyszerűsített módon az áramló, turbulens szél hatásaival egyenértékű kvázi-statisztikus nyomásokkal vagy erőkkel modellezzük.

A számított szélhatások karakterisztikus értékek, egy éven belüli előfordulási valószínűségük 0,02.

Szélteher jellemzői:

Időbeli változás szerint	Esetleges / rendkívüli	
Eredet szerint	Közvetlen	
Térbeli változás szerint	Rögzített / nem rögzített	Hacsak külön intézkedés nincs, a szélteher rögzített hatás
Jelleg szerint	Statikus / dinamikus	
Parciális (biztonsági) tényező	$\gamma_Q=1,5$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzeteken belül, teherbírás határállapotban
	$\gamma_Q=1,0$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzeteken belül, használati határállapotban
	$\gamma_A=1,0$	Rendkívüli tervezési helyzetekben
Kombinációs (egyidejűségi) tényező	$\Psi_0=0,60$	Tartós / ideiglenes tervezési helyzetben
A gyakori teherrészt megadó tényező	$\Psi_1=0,50$	
A kvázi-állandó teherrészt megadó tényező	$\Psi_2=0,00$	

A szélhatások karakterisztikus értékének meghatározása:

A szélteher összetevői:

Egy épületre, szerkezetre vagy szerkezeti elemre ható szélteher az egyes felületrészekben működő szélerők vektoriális összege. Az erőtani számításokban figyelembe veendő szélerők:

- a külső felületekre merőlegesen ható szélerők,
- a belső felületekre merőlegesen ható szélerők,

- a külső felületeken párhuzamosan súrlódási tényező

Egy adott hatáskombináció szerinti vizsgálatban ezek az erők csak egyszerre fellépő, egyidejű hatások lehetnek, azokat közös biztonsági és egyidejűségi tényezővel kell számításba venni.

Hőmérsékleti hatás:

A tartószerkezeteket érő közvetett hatás – a közvetlen hatásokkal ellentétben – nem erő vagy nyomaték jellegű teher, hanem olyan egyéb fizikai hatás, amelynek következtében a szerkezet alakja, mérete, térfogata megváltozik. Ilyen közvetett hatás pl. a hőmérsékletváltozás, a nedvességváltozás és a nem rendkívüli hatásokból származó talajmozgás. Ezek a hatások egyidejűleg is felléphetnek, és összegződésük is lehetséges.

A hőmérsékleti hatás összetevői:

A teljes épületet vagy szerkezeti részeit érő hőmérsékleti hatások következtében az épület kialakításának (tájolás, tömeg, burkolat, fűtés és szellőzési rendszer, hőszigetelés) függvényében a tartószerkezet elemeiben a hőmérséklet-eloszlás térben és időben folyamatosan változik.

Rendkívüli terhek:

- súlyos üzemzavar
- földrengés
- robbanás
- ütközés stb.

A rendkívüli terhek hatását általában teherbírási állapotban kell vizsgálni, a terhek szélső értékének figyelembevételével.

A földrengés a földkéregben felszabaduló energia következtében keletkező alternáló mozgás a talajban. Ennek következtében a szerkezetre működő tehetetlenségi erők dinamikus igénybevételeket okoznak, amelyek térbeli erők.

Különböző intenzitású földrengésekkel szemben eltérő követelmények szabhatók meg:

- Kis intenzitásnál a szerkezet ne károsodjon
- Közepesnél a nem teherviselő szerkezetek károsodhatnak, de a teherviselők nem
- Erős földrengésnél a teherviselő elemek is károsodhatnak, de a szerkezet tönkremenetele, törése nélkül

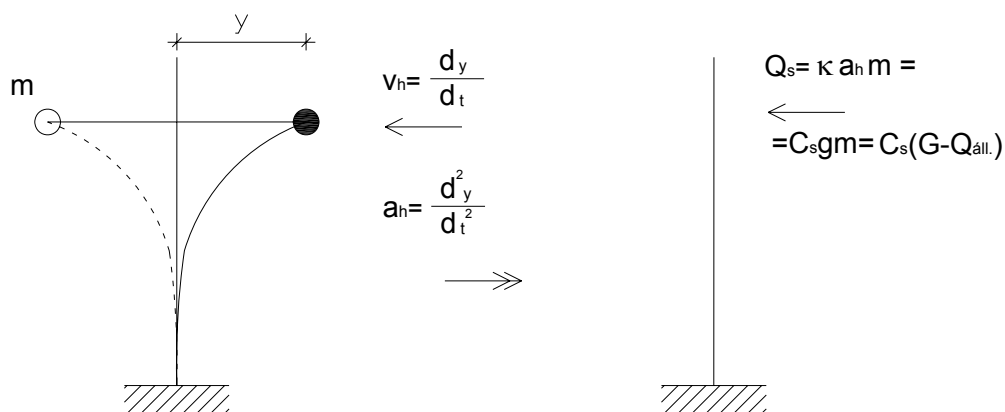
A szerkezet válasza a földrengésre sok tényezőtől függ:

- A földrengés intenzitásától és időtartamától;
- Az altalaj tömörségétől és fajtájától;
- A szerkezet statikai rendszerétől és az alkalmazott anyagoktól;
- A szerkezet saját frekvenciájától.

A földrengés hatása általában dinamikus vizsgálattal elemezhető, de gyakran elegendő a helyettesítő egyenértékű statikus terhek alkalmazásának módszere is.

A módszer általában 50 m-nél magasabb, szabályos alaprajzi elrendezésű és folytonos merevítésű épületeknél alkalmazható. Az egyenértékű statikus teher abból a feltételből határozható meg, hogy annak hatására a földrengésből azonos alakváltozások keletkezzenek.

Az egyenértékű terhek módszerénél a dinamikus terhelésből keletkező igénybevételeket statikusan működő tehetetlenségi erők hatására számítjuk az ábrán mutatott elvek szerint.



Földrengés teher helyettesítő értékének számítása

ahol - Q_s a helyettesítő egyenértékű teher

$$Q_s = C_s (G + Q_{all})$$

- G a szerkezet önsúlya

- Q_{all} az állandó terhek, illetve a hasznos terhek tartós részének összege

- C_s a földrengés hatását figyelembe vevő tényező

$$C_s = \frac{a_h}{g} \kappa$$

- a_h a földrengésből keletkező vízszintes gyorsulás

- g a nehézségi gyorsulás

- κ a szerkezet típusától és az energia elnyelő képességétől függő tényező, értéke $0,3 \leq \kappa \leq 0,7$ vasbeton merevítő falakkal merevített épület esetén.

A C_s tényező a fentiek szerint igen sok tényezőtől függ, átlagos értéke 0,05 ~ 0,10, maximális értéke 0,10 ~ 0,25 között változik. Konkrét értéke a helyi adottságok figyelembevételével határozható meg.

Épületeknél a földrengés hatását helyettesítő vízszintes egyenértékű teher eloszlása a magasság függvényében az alábbi összefüggéssel számítható:

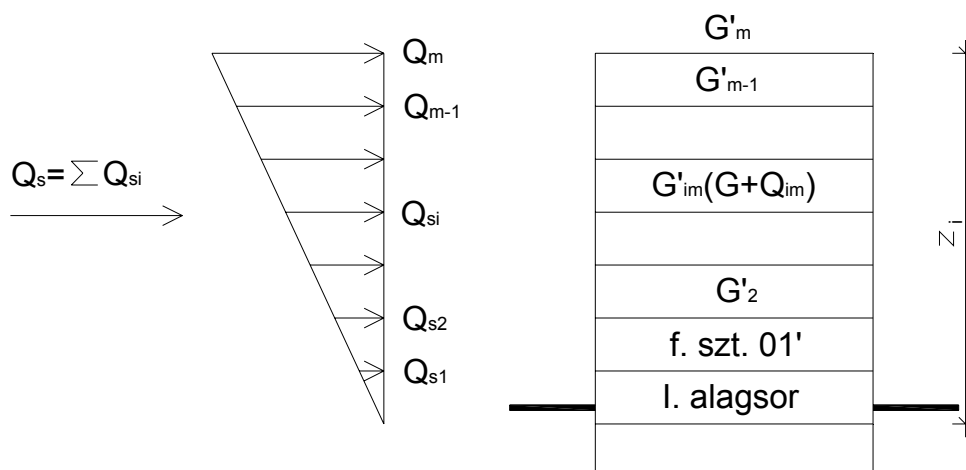
$$Q_{si} = Q_s \frac{(G + Q_{all}) z_i}{\sum (G + Q_{all}) z_i}$$

ahol

Q_{si} a Z_i magasságban működő vízszintes egyenértékű teher

Z_i az i . szint magassága a befogástól, vagy az első alagsori szinttől számítva

Az ábrából látható, hogy a földrengéssel egyenértékű statikus teher a magassággal arányosan nő.



Helyettesítő teher eloszlása a magasság mentén

Az igénybevételek általában rugalmas elmélettel határozzuk meg.

Néhány gondolat a szélteher és a földrengés teher összehasonlításához:

Paraméterek	Szélteher	Földrengés teher
Időbeli változás	Esetleges (meteorológiai)	Rendkívüli, rövididejű
Eredet	Közvetlen (külső) Levegő nyomása	Közvetett (talaj gyorsulása) (belső) Épület tömege
Térbeli változás	Nem rögzített	Nem rögzített
Irányok	2 irányú vízszintes	3 irányú (térbeli), a vízszintes a domináns
Szerkezet válasza	Dinamikus	Dinamikus

Hatáskombinációk

Teherbírési határállapotban: A terhek szélső értékükkel kell figyelembe venni. Ha a mértékadó tehercsoportosításban több esetleges teher szerepel, akkor a vizsgálat szempontjából a legkedvezőtlenebb esetleges terhet, mint kiemelt esetleges terhet teljes értékkel, a többi esetleges terhet egyidejűségi tényezővel szorozva kell számításba venni. Vizsgálatainkhoz teherbírési határállapotban legtöbbször az *alapkombinációt* alkalmazzuk

$$E_d = \gamma_{sd} \left[\sum \gamma_{Gi} G_{ki} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \Psi_{0,i} Q_{ki} \right], \text{ ahol}$$

+ a hatások általánosított összegzése (Csak azonos mértékegységgel rendelkező terheket és hatásokat lehet és kell

	összegezni. Különböző mértékegységű terhek esetén a terhekből igénybevételeket kell számolni és az igénybevételeket kell a fentiek alapján összegezni.),
γ_{sd}	a számítási modell megbízhatóságát figyelembe vevő módosító tényező, amely általában 1
$\gamma_{Gi}, \gamma_{Q1}, \gamma_{Qi}$	állandó (általában 1,35), kiemelt esetleges vagy a többi esetleges hatás (általában 1,5) parciális (biztonsági) tényezője
G_{ki}	az „i” állandó hatás karakterisztikus értéke,
Q_{k1}	a kiemelt esetleges hatás karakterisztikus értéke,
Q_{ki}	az „i” további (nem kiemelt) esetleges hatás karakterisztikus értéke,
$\Psi_{0,i}$	az esetleges hatás kombinációs (egyidejűségi) tényezője a teherbírasi határállapotban (A kombinációs tényező értéke függ az esetleges hatás típusától – födémteher, hőteher, szélteher, stb. – és a kombináció fajtájától, a értékeit a Szabályzatok tartalmazzák).

A használhatósági határállapot vizsgálatokor a feladatnak megfelelően mindhárom hatáskombinációt alkalmazzuk.

Karakterisztikus (ritka) kombináció alkalmazása a repedésmentesség, a beton nyomófeszültségének (keresztirányú repedések elkerülése miatt) és az acél húzófeszültségének korlátozásának ellenőrzésekor. Az állandó terheket és a domináns esetleges hatást karakterisztikus értékével, a többi esetleges hatást a ψ_o egyidejűségi tényezővel csökkentett karakterisztikus értékével kell számításba venni:

$$E_{ser(a)} = \sum G_{ki} + Q_{k1} + \sum \Psi_{0,i} Q_{ki} .$$

Gyakori kombináció alkalmazása az épületek alakváltozásának korlátozása és térbeli merevségének és a feszített tartók repedéskorlátozásának ellenőrzésekor. Az állandó terheket karakterisztikus értékükkel, a domináns esetleges hatást gyakori értékével, a többi esetleges hatást kvázi-állandó értékével kell számításba venni:

$$E_{ser(b)} = \sum G_{ki} + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \sum \Psi_{2,i} Q_{ki} .$$

Kvázi-állandó kombináció alkalmazása a vasbetonszerkezetek repedéstágasság, a lehajlások, továbbá a beton nyomófeszültségek kúszási ellenőrzéshez szükséges korlátozásának ellenőrzésekor. Ez a leggyakoribb hatáskombináció. Az állandó terheket karakterisztikus értékükkel, míg az összes esetleges hatást kvázi-állandó értékével kell számításba venni:

$$E_{ser(c)} = E_{qp} = \sum G_{ki} + \sum \Psi_{2,i} Q_{ki} .$$

2. gyakorlat: Közelítő méretfelvételek, a csarnokot érő hatások meghatározása

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához.. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (13-57. oldal)

3. hét

3. előadás: Magas épületek jellegzetes kialakítása

Magasépületek jellegzetes kialakítása

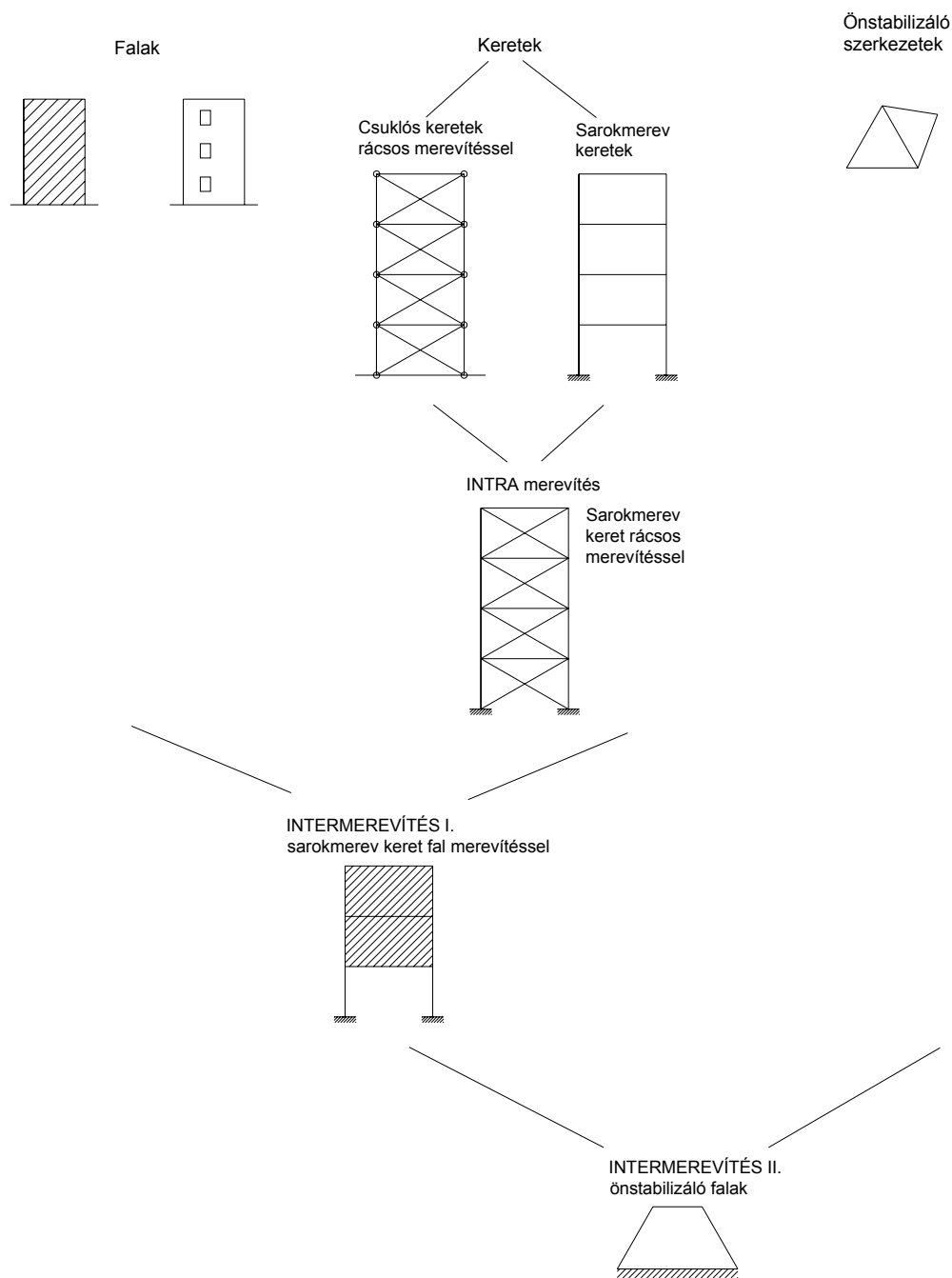
A szerkezet megválasztását elsősorban a funkció befolyásolja. A teherbírasi és használhatósági állapotok követelményeit a lehető leggazdaságosabb szerkezettel kell teljesíteni. A tervezésnél általában a funkcionális és építészeti követelmények elsődlegesek. A szerkezetet ezeknek kell alárendelni. Igen magas épületeknél a szerkezet megválasztása elsődleges lehet. Cél a funkcionális és esztétikai követelményeket kielégítő, megfelelő teherbírású, gazdaságos szerkezet.

Lakóépületeknél, szállodáknál az alaprajzi elrendezés emeletről emeletre ismétlődik, az alátámasztó szerkezetekkel ehhez lehet igazodni. A korszerű irodaépületek nagy szabad tereket igényelnek, ezért a függőleges teherviselő elemeket az épület centrumába, vagy a homlokzatához célszerű koncentrálni.

A magasépületek kialakításánál elsődleges szempont a vízszintes terheket (szél, földrengés, véletlen ferdeség) viselő merevítő szerkezetek elhelyezkedése és elhelyezése. Az épületek szerkezeti kialakítása, csoportosítása is általában ezek szerint történik.

A merevítő rendszerek alapján a következő csoportosítás az elterjedt:

- Falak
- Keretek
- Önstabilizáló szerkezetek
- Intramerevítések: rácsos rudakkal merevített sarokmerv keretek
- Intermerevítések I: falakkal merevített sarokmerv keretek
- Intermerevítések II: Önstabilizáló falak



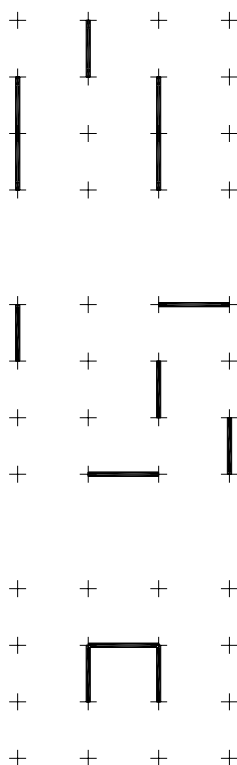
Merevítőrendszerek osztályozása

Falak

A vízszintes terheket a falak veszik fel, amelyek a vízszintes terhekre alul befogott függőleges konzolként viselkednek. A falak kialakításuk szerint lehetnek tömör és nyílássoros kialakításúak. Anyaguk szerint fa, vasbeton vasalt falazott szerkezet. Minden esetben olyan anyagot kell alkalmazni, hogy a hajlításból keletkező húzóerőt el tudja viselni. Ritkán alkalmazunk falazott szerkezeteket, amelyeknél törekedni kell arra, hogy a külpontos nyomóerő a belső magon belül helyezkedjen el. Ennek

kivédésére alkalmazzák a vasalt falazott szerkezeteket, ahol a húzóerőket – a vasbetonszerkezetekhez hasonlóan – a betonacél háló veszi fel.

Elhelyezkedésük szerint lehet egymással párhuzamosan vagy egymással párhuzamosan és egymásra merőlegesen elhelyezkedő egyedi falak. Az egymással párhuzamos elhelyezkedésű egyedi falakat merev gerendával összekapcsolhatjuk ezek a kapcsolt falak. Az egymásra merőlegesen elhelyezkedő falakat sarokmerev kapcsolattal is összekapcsolhatjuk, ezek a belső magok.



Falak osztályozása: Egemással párhuzamos, egymással párhuzamos és egymásra merőleges falelrendezés, magszerkezetek (belső magok)

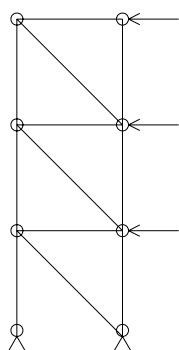
Magszerkezetnél egyetlen mag hordja a teljes függőleges és vízszintes terhelést. A födémek vagy szintenként kialakított konzolokra támaszkodhatnak, vagy a magra és oszlopokra. Ekkor több szint oszlopterhét egy a magról kinyúló nagyobb méretű konzol hordja. Elsődleges előnye építészeti (szabadon hagyható földszint). Szerkezeti jellegű hátrányai jelentősek, kis vízszintes merevség, nagy, konzolos födémtartó gerendák.

Keretek

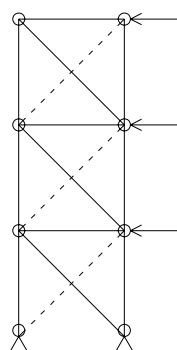
A keretek további két csoportra oszthatók. Az egyik csoport a csuklós keretek rácozóással merevítve, a másik csoport a sarokmerev keretek.

A *csuklós keret* nem képes a vízszintes teher felvételére, külön merevítést kell alkalmazni. Ez lehet egyirányban dolgozó rácozat (egyszerű diagonál). Ekkor

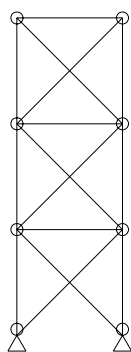
kétirányú szélteher esetén egyszer a diagonal húzott, másik irányú szélteher esetén nyomott, amelynek kihajlását ellenőrizni kell. A módosított egyszerű diagonálnál a nyomásra könnyen kihajló kötél szerkezetet alkalmaznak, amely a húzóerőt képes felvenni, a nyomóerőt nem. A másik megoldás a kétirányú rácsozat (kettős diagonal), ahol a nyomott és a húzott rácsrúd egyaránt dolgozik. Ebben az esetben a nyomott rácsrudat kihajlásra ellenőrizni kell. A kihajlás elkerülésére középen csomólemezt iktatnak be. A keretszerkezet lehet előregyártott vasbetonszerkezet, vagy csavaros kapcsolatú acélszerkezet. A rácsozat minden esetben acélszerkezet. A tervezésnél külön gondot kell fordítani a vasbetonszerkezet és a hozzá kapcsolódó acélszerkezet kapcsolatának kialakítására (kihúzóadás vizsgálat).



Egyszerű diagonal



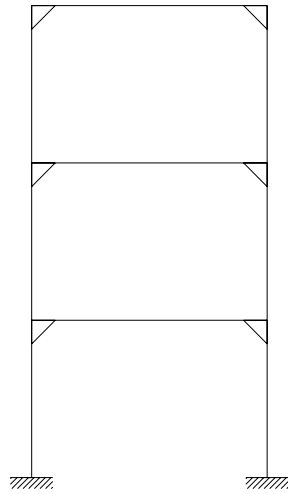
Kétirányban dolgozó egyszerű diagonal



Kettős diagonal

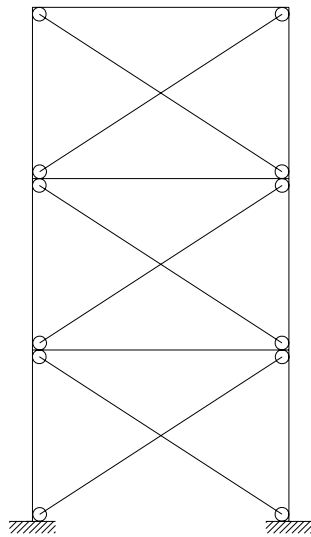
Csuklós keretek merevítése: egyszerű diagonal, módosított egyszerű diagonal, kettős diagonal

A sarokmerev keret nyomatékbiró kapcsolatai révén képes a vízszintes teher felvételére. Nagy terhek esetén a tetőponti elmozdulás igen nagy. A keret anyaga szerint lehet monolit vasbetonszerkezet, nyomatékbiró kapcsolattal kialakított előregyártott vasbetonszerkezet, hegesztett acélszerkezet, nyomatékbiró kapcsolattal kialakított acélszerkezet.



Sarokmerev keret

A keretek csoportján belül találkozunk sarokmerev keretek ráncsozással történő merevítésével, melyet *intramerevítésnek* neveznek. A ráncsozás következtében a szerkezet tetőponti elmozdulásai, alakváltozásai lényegesen csökkennek, a kialakuló erőjáték kedvezőbb. Alkalmazásának a hátránya a bonyolult számítás, valamint az acél ráncsozat és vasbetonszerkezet kapcsolat kialakítás bonyolultsága.



Intramerevítés: Sarokmerev keret merevítése kettős diagonállal

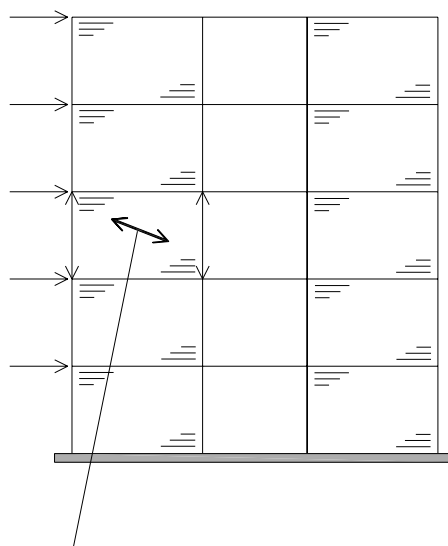
Megjegyezzük, hogy a ráncsozatot elsősorban ipari épületek, tornacsarnokok esetén használják, a funkcionális építészetben iroda- és lakóépületeknél is találkozhatunk vele (San Francisco-Embarcadaro Center, Barcelona-vízi sportok központja).

Önstabilizáló szerkezetek

Önstabilizáló szerkezetek lényege, hogy külpontos nyomás minden esetben a belső magon belül helyezkedik el. Legszébb példái a Babel-i torony, a piramisok, vagy a középkori várfalak. Ma ezeket a szerkezeteket elsősorban zászlórudaknál használjuk.

Intermervítések

Az intermervítések két csoport sajátosságainak összekapcsolásával jönnek létre. A legelterjedtebb intermervítés a fal-keretszerkezet. Egyik típusa a vázkitöltő falak alkalmazása. A kitöltő fal lehet téglafalazat, blokk. A falnak térelválasztó szerepe is van, ezért alkalmazása gazdaságos. A vízszintes terheket az ábrán látható módon kialakuló átlós nyomott rudak veszik fel. A falnak térelválasztó szerepe is van, ezért gazdaságos. A váz és a fal együttműködése és a falazat bizonytalan kivitelezése miatt a tényleges merevség nehezen becsülhető. Általában a sarokmerv vázrendszer merevségének növelésére alkalmazzák a kitöltő falakat.

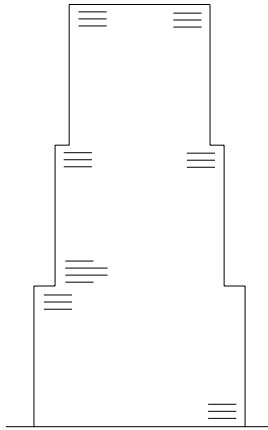


a kitöltő fal átlós
mervítő hatása

Vázkitöltő falakkal merevített keret

A vasbeton falszerkezetet sarokmerv váz együttes alkalmazáskor a földémsíkokban kialakuló merev kapcsolat miatt a két elem alakváltozása azonos. A falak és keretváz egymásra hatása merevebb és masszívabb szerkezetet eredményez. Megfelelően tervezett fal-keret szerkezetnél a váz nyíróereje a magasság mentén közel állandó, így a gerendák szintenként azonosak lehetnek.

Az intermervítések másik nagy csoportja az önstabilizáló falszerkezetek alkalmazása. E szerkezetekkel 50-60 éves középmagas házainál talákoztunk. A téglafalazatból készült merevítő falak esetén arra kell törekedni, hogy a külpontos nyomóerő a belső magon belül maradjon, ennek megfelelően a falszerkezetet lefelé szélesíteni kellett.



Intermervítés II. Önstabilizáló fal

3. gyakorlat: Tetőpanel és rövid főtartók közelítő számítása

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (57-63. oldal)

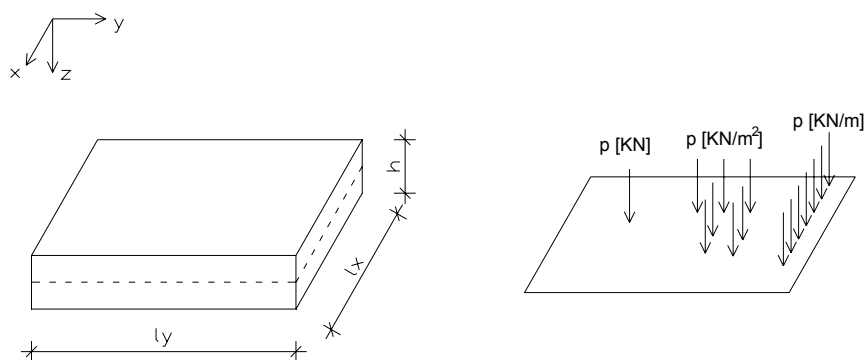
4. hét

4. előadás: Födémszerkezetek

Vasbeton födémszerkezetek kialakítása

A födémszerkezet megfelelő megválasztása igen lényeges szempont az épületek tervezésénél. Ez elsősorban gazdasági, de gyakran építészeti kérdés is. Lakóépületeknél például kisebb, modern irodaépületeknél nagyobb fesztávolságú födémszerkezetek építése javasolt. Egyéb tényezők is befolyásolhatják a födémtípus megválasztását, úgymint a vízszintes terhek viselésében való részvétel, vagy a kivitelezéssel kapcsolatos szempontok.

Lemez definíciója: A lemez sík tartószerkezet, vastagsága lényegesen kisebb, mint a másik két kiterjedése (szélessége és hossza), azaz $h < l_{min}/5$, ahol h a vastagság, l_{min} a legkisebb oldalszélesség. Emiatt a lemezt középsíkijával modellezhetjük. A lemezre ható terhek (pontoszerű, vonal menti, felületen megoszló terhek) merőlegesek a lemez középsíkijára.



Lemez definíciója és az arra ható terhek

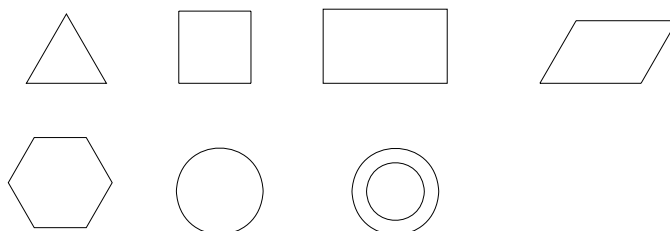
Előnyei:

- A lemez fajlagos teherbírása kétirányú teherviselés miatt nagyobb, mint a gerendaszerkezetek vagy a gerendarácsok fajlagos teherbírása;
- Keresztirányú merevsége miatt a kis felületen megoszló terhekből (pld. koncentrált terhek, kis felületen megoszló, pontoszerű terhek) keletkező igénybevételei kedvezőbbek (jobb teherelosztás);
- Vastagsága kicsi ($l_{max}/20$ - $l_{max}/40$ – magasépítésben; $l_{max}/12$ - $l_{max}/20$ – hídszerkezeteknél, ahol l_{max} a lemez nagyobbik fesztávolsága);
- Lemezek zsaluzása könnyű, gyors, előregyártható;
- Lemezek vasalása egyszerű, hálós kialakítású, előregyártható (betonacél hálók, hegesztett hálók). Az acélbetétek közötti távolság deciméter nagyságrendű, azaz a betonozás könnyű.

Osztályozása:

Alak szerint:

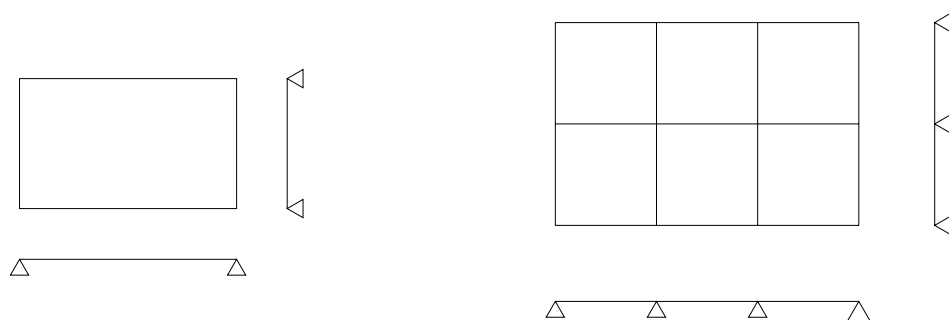
- háromszög,
- négyszög (négyzet, téglalap, paralelogramma, rombusz stb),
- kör,
- körgyűrű,
- tetszőleges.



Lemez alakjai

Egyedi lemezek és lemezrendszerek

A lemezek lehetnek „kéttámaszúak”, amelyeket egyedi lemezeknek nevezünk. Több lemez összeépítésével jön létre a lemezrendszer, mely többtámaszú.



Egyedi lemez és lemezrendszer

Keresztmetszeti kialakításuk szerint:

A lemezeknek általában állandó vastagságú, izotróp, homogén lemezeket nevezünk. Sajnos ezek a feltételek vasbetonszerkezetek esetén csak megkötésekkel igazak.

Izotrópia-anizotrópia:

A vasbeton lemezek minden esetben anizotróp anyagú lemezek, mert a kétirányú vasalás a keresztmetszet mentén folyamatosan oszlik meg, az alkalmazott acélmennyiség általában a két irányban nem azonos. Anizotrópiát okoz a bordarendszer alkalmazása is. Ha a bordák egymásra merőlegesek vagy csak egyirányú bordákat alkalmazunk, továbbá a vasalás is egymásra merőleges és a

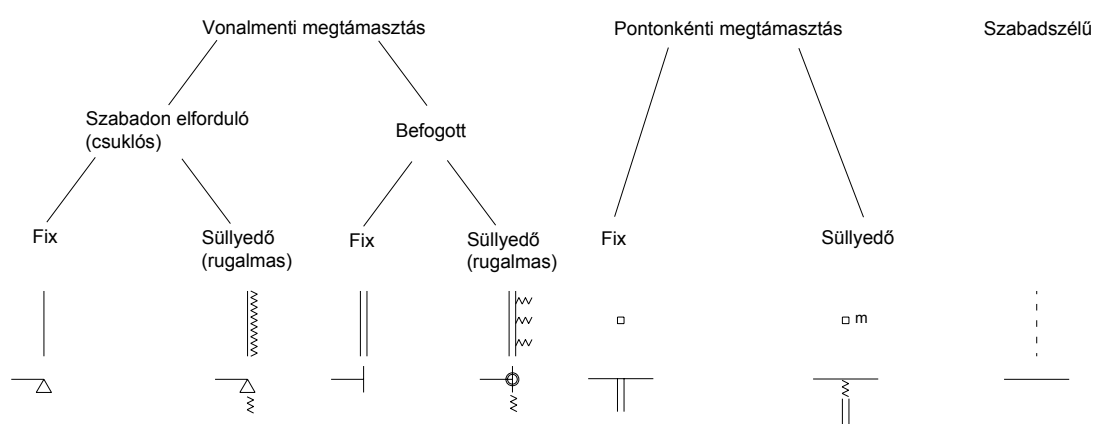
keresztmetszet mentén nem változik, akkor a lemez ortotróp. Statikai számításoknál a vasalás és a bordák okozta anizotrópiától eltekintünk.

Vastagság:

A magasépítési lemezszerkezetek általában állandó vastagságúak. Ha a lemez változó vastagságú, azt külön ki kell emelni.

Megtámasztási módjuk szerint:

A lemezek/lemezmezők általában a széleik mentén vannak megtámasztva, de lehetnek szabadszélűek is. A megtámasztás a lemez pereme mentén is változhat. Típusai:



Lemezek alátámasztásai

Teherviselés szempontjából:

- Egyirányban teherviselő szerkezetek
- Kétirányban teherviselő szerkezetek

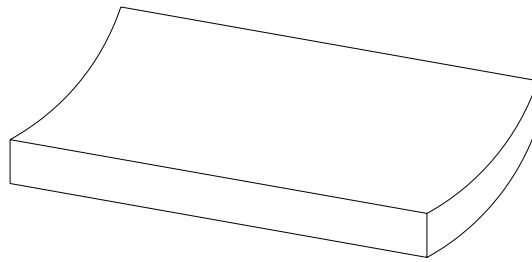
Vasalás szempontjából:

- Lágyvasalású lemezek
- Feszített lemezek
- Vegyes vasalású lemezek

Ezen az előadáson a lágyvasalású, monolit lemezekkel foglalkozunk. A következőkben összefoglaljuk a Vasbetonszerkezetek II. című tantárgyban tanultakat.

Egyirányban teherviselő lemezek

Egyirányban teherviselőnek nevezzük a lemezt, ha a teher hatására a lemez alakja – a megtámasztások okozta zavart résztől eltekintve – egyszeresen görbült, azaz viselkedése a gerendaszerkezetek viselkedéséhez hasonló.



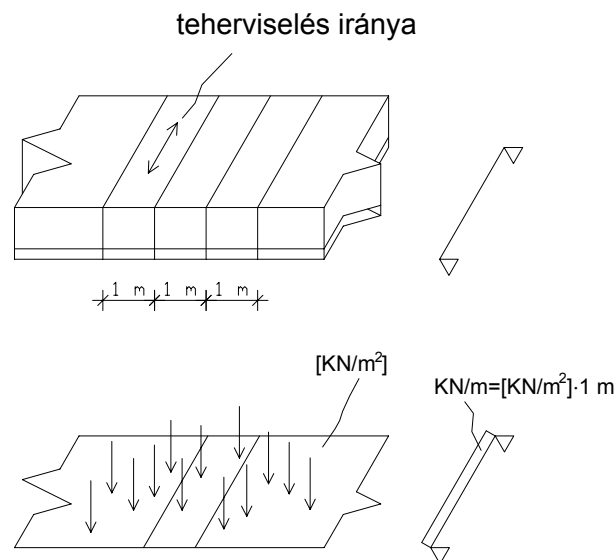
Egyszeresen görbült egyirányban teherrelő lemez

Geometria adataira közelítőleg mondhatjuk, hogy

$$2 < \frac{l_x}{l_y} \text{ vagy } \frac{l_x}{l_y} < \frac{1}{2}$$

arány áll fenn, ahol l_x x irányban, l_y y irányban a lemez hossza.

A fentiek alapján az egyirányban teherrelő lemez méretezése megegyezik a gerendaszerkezetek tervezésével és ellenőrzésével. Feltételezzük, hogy a lemez végtelen hosszú és 1 m széles független gerendából áll. A gerenda megtámasztása megegyezik a lemez megtámasztásával, terhei az 1 m széles sávra eső teher.



Egyirányban teherrelő lemez statikai modellje és terhelése

Megjegyezzük, hogy a lemezek sohasem végtelen hosszúak, a megtámasztások környezetében kialakult „zavart” zónákat kétirányban teherrelő lemezként kell méretezni

Tervezési szabályok:

A tervezési előírásokat, szerkesztési szabályokat különböző szabványok (például Eurocode 2) pontosan rögzítik, az ott összefoglalt előírásokat mindig ellenőrizni kell.

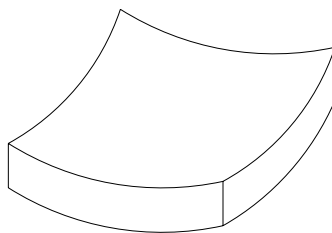
Vastagság: A lemez minimális vastagságát a tűzvédelmi előírások határozzák meg, továbbá az, hogy a lehajlás ne okozzon problémát.

Betonfedés: A betonfedés minimális vastagságát a tűzvédelem, a korrózió védelem, továbbá a beton és az acél közötti megfelelő kapcsolat biztosítása határozza meg.

Vasalás: A minimális vasmennyiséget az határozza meg, hogy a lemezszerkezetben a zsgorodásból, a kúszásból és a külső–belső hőmérsékletkülönbségből ne keletkezzenek repedések. A betonacél átmérő csökkentésével a repedések tágassága csökkenthető. A lemezben nem lehet olyan rész, ahol nincs betonacél. A részletes szerkesztési szabályokat a Kétirányban teherviselő lemezeknél ismertetjük.

Kétirányban teherviselő lemezek

Ha a lemez a terhet mindkét irányban viszi, akkor kétirányban teherviselő lemezről beszélünk. Kétirányban teherviselő lemezek lehetnek a bordás lemezek (alulbordás vagy felülbordás), a síklemezek, gombafödémek vagy könnyített lemezek. A kétirányban teherviselő lemez esetén a rá ható terhelés hatására kétszeresen görbült felület alakul ki, a két görbület közel azonos.



Kétirányban teherviselő lemez görbületei

Kétirányban teherviselőnek nevezzük a lemezt, ha lemez alakja a terhelés hatására kétszeresen görbült. Geometria adataira közelítőleg mondhatjuk, hogy

$$2 \geq \frac{l_x}{l_y} \text{ vagy } \frac{l_x}{l_y} \geq \frac{1}{2}$$

arány fenn áll, ahol l_x x irányban, l_y y irányban a lemez hossza.

A kétirányban teherviselő lemezek statikai számítása a lemezelméleten alapul.

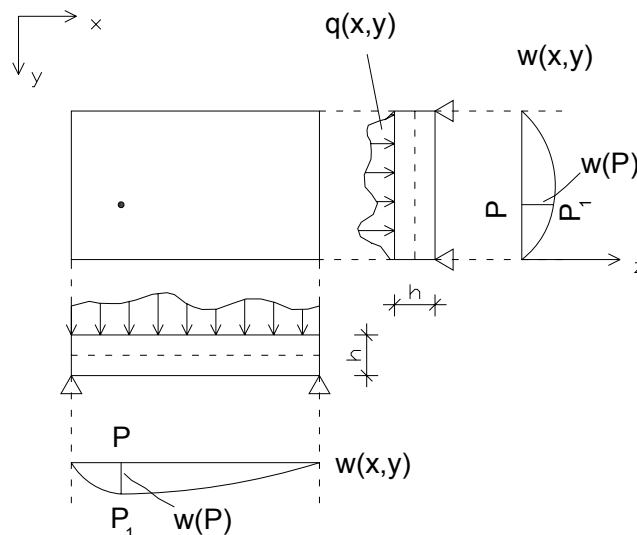
A lemezek rugalmasságtan szerinti számításához a következő feltételezéseket kell tenni:

- A lemez anyaga homogén, izotróp, lineárisan rugalmas, azaz követi a Hooke-törvényt;
- A terheletlen állapotban a lemez feszültségmentes
- A lemez vastagsága állandó és a másik két oldalához képest kicsiny ($h < l_{min}/5$, ahol t a vastagság, l_{min} a legkisebb oldalhossz) (lásd Bevezetés fejezet);

- Érvényes a Kirchoff-Love hipotézis, azaz a középsík valamely pontjának normálisán lévő pontja alakváltozás után is ugyanazon a normálison marad;
- A lemez középsíkjának pontjai csak merőlegesen tolnak el;
- A lemez középsíkjának alakváltozása (lehajlása) a vastagsághoz képest kicsiny ($w < h/5$, ahol w a lemez középsíkjának merőleges eltolódása);
- A lemez középsíkja feszültségmentes, azaz megegyezik a semleges síkkal;
- A középsíkra merőleges feszültségek elhanyagolhatón kicsinyek;
- A lemez síkjában az elmozdulások szabadon létrejöhetnek.

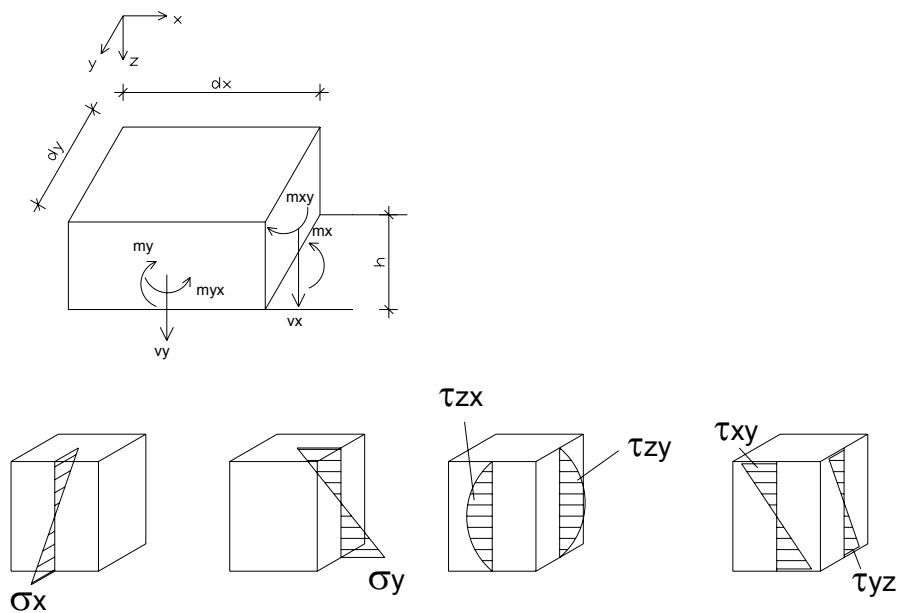
Differenciálegyenlet:

A lemezegyenlet levezetéséhez vizsgáljuk először is a x - y derékszögű koordináta rendszerben adott lemez alakváltozását $q(x,y)$ általános teherre. A lemez középsíkjában lévő tetszőleges P pont a teher hatására az előbbieken összefoglalt közelítő feltételezések alapján merőlegesen eltolódik w értékkel és a P_1 helyzetbe kerül.



A kétirányban teherrel ellátott lemez alakváltozása

Vizsgáljuk a P pont körüli h vastagságú dx , dy elemi nagyságú lemezdarabot. A lemezdarabra a külső terhelés hatására a rugalmasságtan alapján m_x , m_y fajlagos hajlítónyomaték, v_x , v_y fajlagos nyíróerő és $m_{xy}=m_{yx}$ (felcserélhetőségi tétel miatt azonos) csavarónyomaték hat.



A lemezdarab belső feszültségei és igénybevételei

Az elemi darabra felírt egyensúlyi egyenlet alapján

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q(x, y).$$

Megjegyezzük, hogy a $q(x, y)$ teherfüggvényt akkor tekintjük pozitívnak, ha a pozitív $w(x, y)$ lehajlás függvénnyel azonos irányú.

Feltételezésünk szerint a lemez lineárisan rugalmas (rugalmassági modulusa E_c), érvényes a Hooke-törvény, azaz az anyagegyenletek (fizikai egyenletek) a következőképpen írhatók fel, a Poisson hatást μ_c harántnyúlási-tényezővel vesszük figyelembe ($\mu_c = 1/\nu_c$, ahol ν_c a beton Poisson tényezője:

$$\sigma_x = \frac{E_c}{1 - \mu_c^2} (\varepsilon_x + \mu_c \varepsilon_y),$$

$$\sigma_y = \frac{E_c}{1 - \mu_c^2} (\varepsilon_y + \mu_c \varepsilon_x),$$

$$\tau_{xy} = \frac{E_c}{2(1 + \mu_c)} \gamma_{xy}.$$

A kompatibilitási egyenletek (összeférhetőségi egyenletek)

$$\varepsilon_x = -z \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2},$$

$$\varepsilon_y = -z \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2},$$

$$\gamma_{xy} = -2z \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x \partial y}.$$

A fizikai és az összeférhetőségi egyenleteket az egyensúlyi egyenletbe behelyettesítve

$$\frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial y^4} = \frac{q(x, y)}{K}, \text{ ahol}$$

$$K = \frac{E_c h^3}{12(1 - \mu_c^2)}, \text{ ahol}$$

K a lemez hajlító merevsége,

E_c a lemez anyagának (jelen esetben a beton) rugalmassági modulusa,

h a lemez vastagsága,

μ_c a lemez anyagának harántnyúlási tényezője;

$w(x, y)$ lemez középsíkjának eltolódás függvénye;

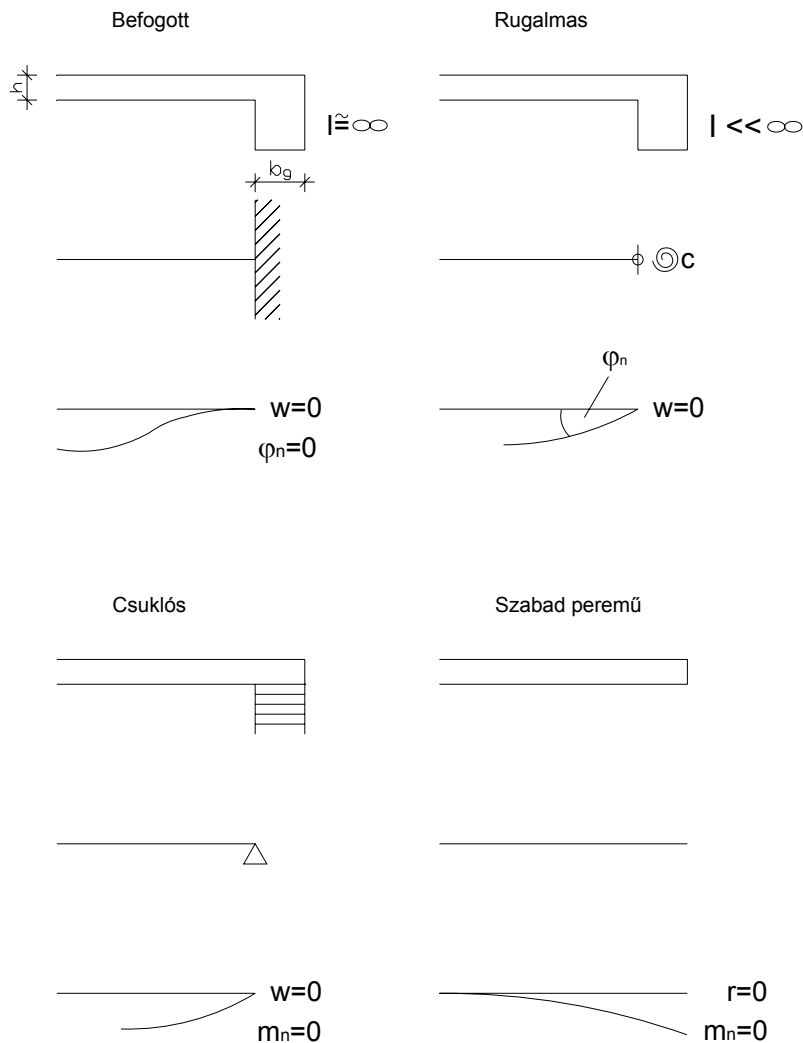
$q(x, y)$ lemezre ható teher függvénye.

Bevezetve a $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$ Laplace-operátort, a fenti egyenlet a következőképpen módosul

$$\Delta \Delta w(x, y) = \frac{q(x, y)}{K}.$$

A kapott egyenletet Kirchoff-féle lemezegyenletnek nevezzük. A lemezegyenlet Lagrange-féle, negyedrendű, parciális (kétváltozós), inhomogén differenciálegyenlet, amely elegendő számú peremfeltétel esetén egyértelműen leírja a $q(x, y)$ terhelés hatására kialakuló $w(x, y)$ lehajlás függvényét. A differenciálegyenlet megoldásának matematikai határozottságához minden perempontban két peremfeltételt kell megadni, amely a lemez megtámasztási viszonyai alapján fogalmazhatók meg.

Peremfeltételek:



Peremfeltételek megfogalmazása különböző megtámasztások esetén

Két megjegyzés a rugalmas lemez lmélet alkalmazásához vasbeton lemezek esetén:

1. A vasbeton lemezek anizotróp viselkedésétől eltekintünk (lásd Bevezetés fejezete).
2. Berepedetlen (repedésmentes), és berepedt (II. feszültségállapotban lévő) vasbeton lemez lineárisan homogén viselkedése biztosított. A berepedt állapotot csökkentett inerciával (hajlítási merevséggel) kell figyelembe venni. Ez alapján kimondhatjuk, hogy a rugalmas lemezelmélet használati határállapotban elegendően pontos.

Az inhomogén differenciálegyenletek pontos megoldása két részből tevődik össze. Az első rész a homogén egyenlet ($\Delta \Delta w(x,y) = 0$) megoldása, ami biztosítja a

kompatibilitási feltételek kielégítését. A második rész a teljes inhomogén lemezegyenlet egy partikuláris megoldása, ami a peremfeltételeket elégíti ki. Megjegyezzük, hogy a lemezegyenlet matematikailag zárt formában való megoldása csak egyes, különleges esetekben lehetséges (például teljes felületen terhelt végtelen lemezsáv, körszimmetrikusan terhelt körlemezek), gyakorlatban előforduló feladatoknál ez általában nem lehetséges.

A differenciálegyenlet analitikus megoldásának egyik legelterjedtebb módja az ismeretlen $w(x,y)$ lehajlásfüggvény és az ismert $q(x,y)$ teherfüggvény Fourier sorba fejtése. Az egyes Fourier tagok egyeztetése után

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}.$$

A megoldás gyorsan konvergál, ezért a Fourier sor első 2-3 tagjának felírása elegendő. A lehajlás függvényének ismeretében a kompatibilitási egyenletek segítségével az alakváltozások, a fizikai egyenletek segítségével a feszültségek, majd nyomatékok és nyíróerők írhatók fel:

$$m_x = -K \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} + \mu_c \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \right),$$

$$m_y = -K \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} + \mu_c \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} \right),$$

$$m_{xy} = m_{yx} = -K(1 - \mu_c) \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x \partial y},$$

$$v_x = -K \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \right),$$

$$v_y = -K \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \right).$$

A legtöbb gyakorlati esetre az analitikus megoldások figyelembevételével táblázatokat (Bareš vagy Čzerny –táblázatok), grafikonokat (Pucher) állítottak össze, amely segítségével a mértékadó keresztmetszetek igénybevételei számíthatók.

A lemezek igénybevételének meghatározására ma a legelterjedtebb a különböző véges elem módszerek használata. A kereskedelmi forgalomban kapható szerkezetszámító programok segítségével a napi tervezési gyakorlatban előforduló lemezek igénybevételei rövid előkészítés után néhány percnyi futtatási idő után rendelkezésünkre állnak. A végeelem programok elméletét és gyakorlati alkalmazásának kérdéseit különböző Mechanika tantárgyak keretében ismertették.

Az igénybevételek ismeretében a lemez vasalása meghatározható, mellyel részletesen a Vasbetonszerkezetek II. tantárgy keretében foglalkoztunk.

A rugalmas lemezegyenletből levezethető speciális esetek:

Egyirányban teherviselő lemez

Az egyirányban teherviselő lemez definíciójából (lásd Bevezetés) következik, hogy

$$\frac{\partial w(x, y)}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} = 0$$

Ennek megfelelően a Kirchoff-féle differenciálegyenlet leegyszerűsödik

$$\frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^4} = \frac{q(x, y)}{K}$$

A nyomatékok

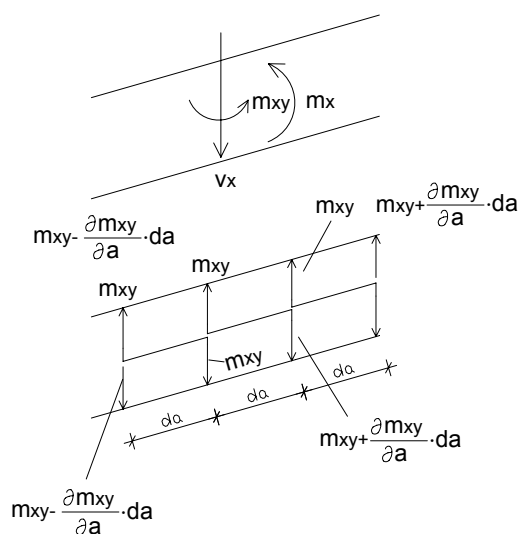
$$m_x = -K \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} \right),$$

$$m_y = -K \left(\mu_c \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} \right) = \mu_c m_x.$$

Ez azt jelenti, hogy egyirányban teherviselő lemezek esetén a főirányban elhelyezett vasmennyiség harántnyúlási tényezővel szorzott értékét (általában 16-20% a fővasnak) a másik irányban elosztó vasként el kell helyezni.

A lemez peremein fellépő csavarónyomatékok helyettesítése

Peremek mentén fellépő fajlagos csavarónyomatékokat statikailag egyenértékű megoszló nyíróerővel helyettesítjük, amihez a lemez szélét da hosszúságú elemekre osztottuk, és a m_{xy} csavarónyomaték da karú erőpárokkaal helyettesíthető.



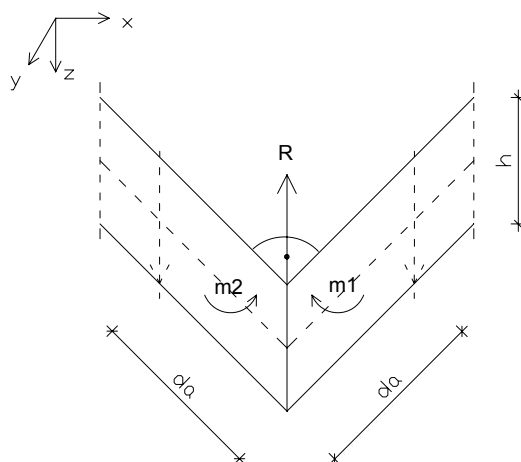
Csavarónyomaték-nyíróerő kapcsolat szabadszél esetén [Bölcskei E- Orosz Á: Lemezek, falak, faltartók. Műszaki Könyvkiadó]

Emiatt a nyíróerő értékét módosítani kell:

$$v_{x,red} = v_x - \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = -K \left[\frac{\partial^3 w(x,y)}{\partial x^3} + (2 - \mu_c) \frac{\partial^3 w(x,y)}{\partial x \partial y^2} \right]$$

A fenti egyesítés a Saint-Venant elv szerint megengedhető, és ezt Kirchoff-féle peremerőnek nevezzük.

Szabadon felfekvő lemez esetén (csuklós megtámasztás) a lemez peremén átadódó reakcióerő megegyezik a $v_{x,red}$ értékével. A szabadon felfekvő lemezsarok találkozásánál a sarokhoz kapcsolódó da elemei lemezszéleken m_1 és m_2 nagyságú csavarónyomatékok működnek. Az előbb bemutatott erőpárokkal történő helyettesítés után látható, hogy a lemez sarkon $R = m_1 + m_2$ felfelé mutató koncentrált reakcióerő lép fel. Ha a lemez derékszögű, akkor a koncentrált reakcióerő nagysága $R = 2m_{xy}$. Ebből következik, ha a lemez sarka nincs leterhelve, vagy lekötve, akkor a lemez sarka felemelkedik.



Lemezék találkozása, lemezsarok igénybevétele

Ha a lemez peremei befogottak, akkor a peremfeltételből

$$\left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial x} = 0 \right) \text{ következik, hogy a}$$

$$\frac{\partial^2 w(x,y)}{\partial x \partial y} = 0, \text{ azaz } m_{xy} = 0.$$

Befogott perem esetén a nyíróerőt nem kell módosítani, a reakció erő és a nyíróerő eloszlása azonos.

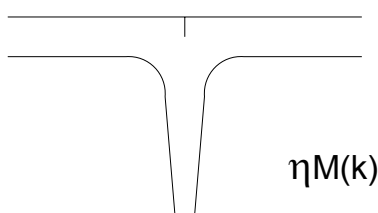
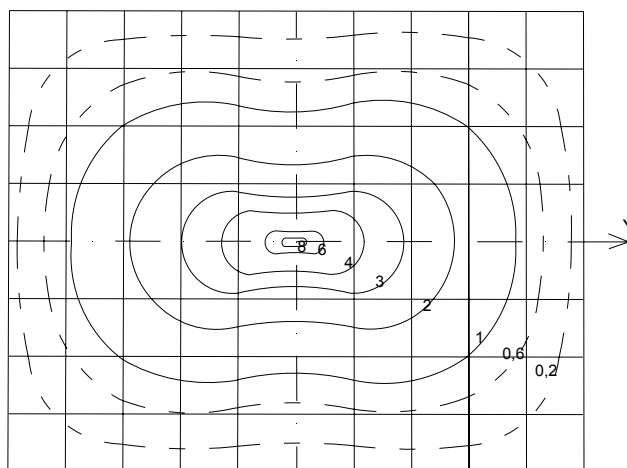
Koncentrált erők esete

Koncentrált teherrel terhelt lemez Kirchoff-féle differenciál egyenletének Fourier-sorbaféjtéssel történő megoldása csak nagyon lassan konvergál, és nem vezet megfelelően pontos eredményre.

A gyakorlatban a feladat Pucher-féle hatásfelületek segítségével oldható meg. A hatásfelületeket Pucher osztrák professzor dolgozta ki. A hatásfelületek a hatásábrákhoz hasonlóan a Maxwell-félcserélhetőségi tételén alapulnak (egy ponton működő egységnyi erő hatására tetszőleges pontban keletkező lehajlás megegyezik az utóbbi pontra állított egységnyi erőből az eredeti pontban számítható lehajlással). A tetszőleges K keresztmetszetben a $q(x,y)$ teherfüggvény hatására keletkező igénybevétel (például hajlítónyomaték) a hatásfelületből $\eta(M_k)$ a következő összefüggéssel – numerikus integrálással - számítható

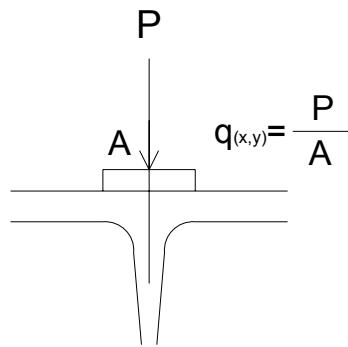
$$M_x^K = \int_A q(x,y) \eta(M_k) dA.$$

A következő ábrán szabadon felfekvő lemez középső keresztmetszet hatásfelületének szintvonalas ábráját és metszetét láthatjuk koncentrált teher esetére.



Pucher-féle hatásfelület és metszet [Bölcskei E-Orosz Á: Lemezek, falak, faltartók. Műszaki Könyvkiadó]

A keresztmetszet felett álló koncentrált erőből a keresztmetszetben keletkező nyomaték elvileg végtelen nagy. A gyakorlatban tényleges koncentrált erő nem létezik, csak igen kis felületen megoszló. Ha a vizsgált hatás A felületen oszlik meg, az előbbi képlettel számolható a nyomaték (az integrál véges értéket ad).



Koncentrált erő transzformálása kis felületen megoszló erővé

Végeselem módszerek alkalmazásakor koncentrált terhek esetén külön hangsúlyt kell fektetni a hálózat felvételére, a hálózat sűrítésére.

A lemez vasalásának számítása a rugalmas lemezegyenletből számított igénybevételek esetén:

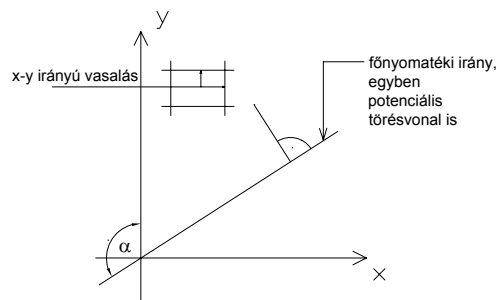
A Kirchoff-féle lemezegyenlet alapján a lemez tetszőleges pontjában meghatározhatók a pontban keletkező igénybevételek (m_x , m_y , m_{xy}). Ezekből a főnyomatékok

$$m_{1,2} = \frac{m_x + m_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{m_x - m_y}{2}\right)^2 + m_{xy}^2} .$$

A főnyomatékok értéke és iránya pontról pontra változik. Iránya a trajektória vonalakkal jellemezhető.

A főnyomatéki irányokhoz tartozó metszetekben a csavarónyomaték zérus. A főnyomatékokból származó húzóerőt trajektória irányú vasalással célszerű felvenni, de ennek kivitelezése nehézkes. Ha a lemezvasalást egymást merőlegesen keresztező (ortogonális) acélbetétekkel alakítjuk ki, akkor az x irányú fajlagos határnyomaték: m_{xH} , az y irányú fajlagos határnyomaték: m_{yH} . Az y tengellyel α szöget bezáró határnyomaték Johansen szerint

$$m_{\alpha,H} = m_{x,H} \cos^2 \alpha + m_{y,H} \sin^2 \alpha .$$



x - y irányú vasalás főnyomatéki irányban vett vetületei [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Ellenőrzéskor a fenti képlet úgy használható, hogy a α szög legyen a trajektória vonalnak az y tengellyel bezárt szöge, és az így kapott határnyomatéknak a főnyomaték értékénél nagyobboknak kell lenni.

A vasalás tervezésekor az x irányban és az y irányban szükséges vasalást – a biztonság javára történő közelítéssel – a m_x+m_{xy} és m_y+m_{xy} nyomatékokból kell meghatározni.

A vasbeton lemezek méreteire és vasalására vonatkozóan a következő **szerkesztési szabályokat** kell figyelembe venni [Huszár-Farkas-Kovács-Szalai: Betonszerkezetek tervezése az EUROCODE előírásai szerint. Terc Kiadó, 2005. 209. oldal 3.4.1.2 pont].

1. A fő teherviselés irányában alkalmazott hosszirányú acélbetétek minimális és maximális mennyiségére, a gerendára vonatkozó szabályok érvényesek:

- a. Minimális vasmennyiség $A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$;

- b. Maximális vasmennyiség $A_{s,\max} = 0,04 b_t h$;

A fenti két képletben

f_{ctm}	a beton húzófeszültsége,
f_{yk}	a betonacél húzószilárdóságának karakterisztikus értéke,
b_t	a keresztmetszet szélessége, jelen esetben 1000 mm,
d	a keresztmetszet hasznos magassága,
h	a keresztmetszet magassága, itt a lemez vastagsága.

2. Egyirányban teherviselő lemezek esetén a mellékirányban szükséges vasalás mennyisége nem lehet kevesebb, mint a főirányban alkalmazott vasalás mennyiségének 20%-a.
3. Megoszló teherrel terhelt lemezek hosszirányú acélbetéteinek távolsága nem lehet nagyobb, mint
 - a. főirányban $3,0h$ és 400 mm közül a kisebbik;
 - b. mellékirányban $3,5h$ és 450 mm közül a kisebbik;
4. Koncentrált teherrel lemezek esetén a koncentrált teher környezetében hosszirányú acélbetéteinek távolsága nem lehet nagyobb, mint
 - a. főirányban $2,0h$ és 250 mm közül a kisebbik;
 - b. mellékirányban $3,0h$ és 400 mm közül a kisebbik.
5. A mezőben alkalmazott húzott hosszvasalás legalább felét a támaszig kell vezetni.

A lemezek kialakításánál a következő javaslatokat célszerű betartani [Bódi-Farkas: Vasbetonlemezek. Oktatási Segédlet. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke]:

6. A lemez vastagsága minimálisan 60 mm, konzolos lemez befogási keresztmetszetében 100 mm.
7. A lemezben elhelyezett acélbetétek minimális átmérője 5 mm, hegesztett hálós vasalás esetén 4,2 mm, a vasátmérő ne legyen nagyobb a lemez vastagság nyolcadánál ($\phi_{max} < t/8$).
8. A lemez szabad széleivel párhuzamosan szegély acélbetéteket (hajtűvasakat) kell elhelyezni. Ezek távolsága 400 mm vagy a lemezvastagság kétszerese. A

hajtúvasak kialakíthatók egyedileg vagy a végig vitt (a lemez szélre merőlegesen) acélbetétek visszahajtásával.

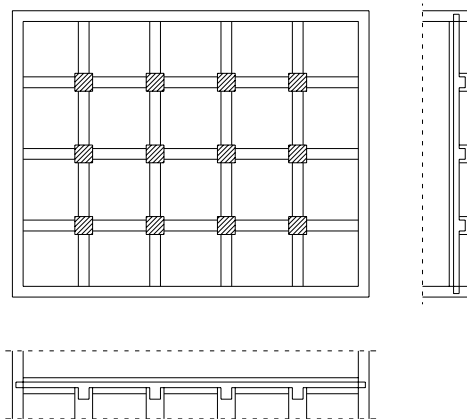
9.



Hajtúvasak kialakítása

Vasbeton lemezrendszerek vizsgálata

Több lemez egyirányban, vagy mindkét irányban való összekapcsolásával lemezrendszerek jönnek létre. Ennek megfelelően a lemezrendszerek egy vagy mindkét irányban töbtámaszúak.



Lemezrendszerek kialakítása

Számítása: A lemezrendszerek pontos vizsgálata végeelem módszeren alapuló számítógépes programokkal történik.

Közelítő számítása: A kétirányban teherviselő lemezrendszerek maximális nyomatékainak közelítő számítása történhet a lemezrendszer vizsgált mezőjével azonos méretű, különálló lemezen. A közelítő vizsgálat elvégzéséhez feltételezni kell:

- A lemezrendszer vastagsága állandó;
- A lemezrendszert mezőnként egyenletesen megoszló, konstans teher terheli;
- A lemezmezők kétirányban teherviselők;
- A lemezt alátámasztó peremek (általában gerendák) megtámasztása nem befolyásolja a lemez igénybevételeit;
- A lemezmezők hajlításra mereven kapcsolódnak egymáshoz, de a megtámasztási vonalak mentén szabadon elforduló.

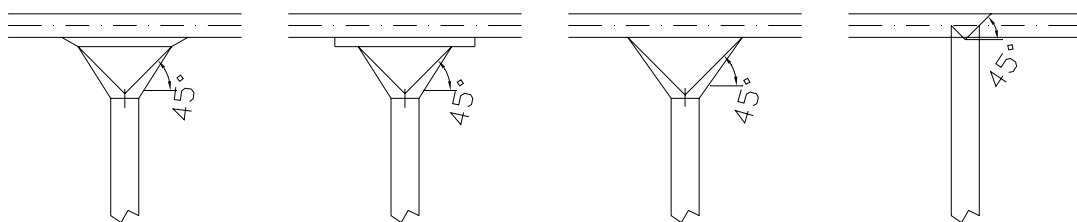
A lemezrendszerek maximális nyomatékait a mezőközépen (mezőnyomaték) és az alátámasztások felett (támasz feletti nyomaték/támasznyomaték) kell meghatározni.

A lemezrendszer maximális mezőnyomatékát akkor kapjuk, ha az önsúly teherrel (g) a teljes lemezrendszert, az esetleges (hasznos teherrel) (p) a lemezrendszert saktáblaszerűen terheljük le.

Oszlopokkal alátámasztott lemezek (födémek)

Definíció: Oszlopokkal alátámasztott lemezek (födémek) esetén a lemezek (födémek) az oszlopokra közvetlenül (tartógerendák-bordák nélkül) támaszkodnak.

Osztályozása: Az oszlopokkal közvetlenül alátámasztott lemezeket az oszlopfej kialakítása alapján osztályozhatjuk. Ha az oszlopfej kiszélesedik, akkor gombafödémről, ha az oszlop és a síklemez födém közvetlenül –kiszélesedés nélkül – csatlakozik egymáshoz, akkor síklemez födémekről beszélhetünk.



Oszlopokkal alátámasztott lemezek típusai [Bódi-Farkas: Vasbetonlemezek. Oktatási segédanyag. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke]

Alkalmazásának előnye és hátrányai: Bódi és Farkas szerint [Bódi - Farkas: Vasbetonlemezek. Oktatási Segédlet. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke] a síklemez födémek alkalmazásának előnyei:

- Egyszerű, gyors zsuzálás, állványozás, vasszerelés;
- Jobb térkihasználás a gerendák és oszlopfejek elmaradása miatt;
- Kisebb kötöttségek az alaprajzi elrendezésben;
- Jobb természetes bevilágítás.

Hátrányai:

- Bonyolultabb erőjáték, igénybevételek pontos számítása nehézkes;
- Közelítő módszerek túlméretezéshez vezetnek;
- Nagyobb alakváltozások;
- A lemez és oszlop kapcsolatának modellezése bizonytalan.

Vasalás meghatározása:

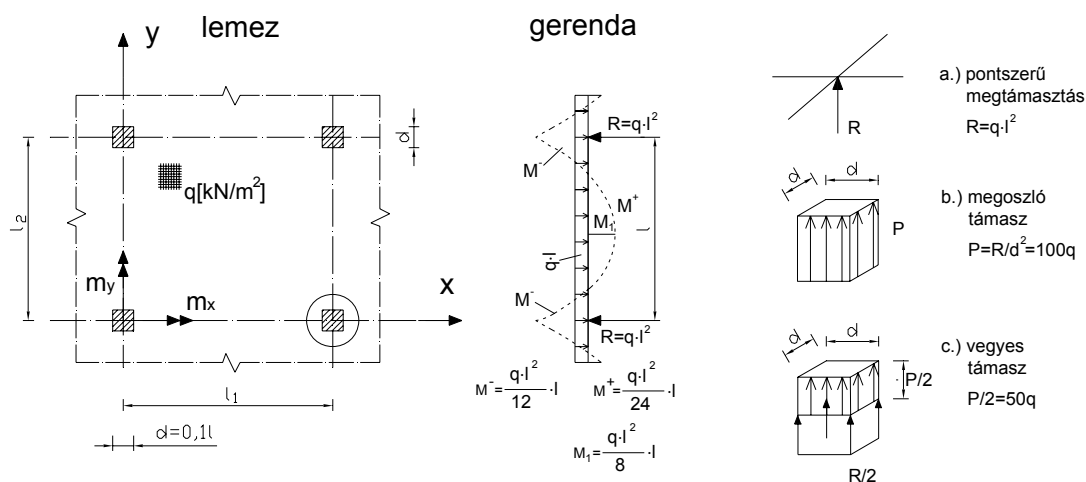
A gomba és síklemez födémek vasalásának ellenőrzésekor és tervezésekor legalább két feladatot kell elvégezni: a hajlítási méretezést, és az átszúródás vizsgálatot.

Hajlítási méretezés:

A gomba- vagy síklemez födécek függőleges terhekből származó igénybevételei a rugalmas lemezegyenlet (Kirchoff-féle lemezegyenlet) megoldásával határozhatók meg. Feltételezzük, hogy az oszlopra átadódó reakcióerő az oszlop felületén egyenletesen oszlik meg (lásd Koncentrált teher esete). A lemezegyenlet megoldása történhet numerikusan (általában véges elemes módszer) és analitikusan. A lemezegyenlet analitikus megoldása zárt formában szinte sohasem történhet, a Fourier-sorok alkalmazása a lassú konvergencia miatt nehézkes. A gyakorlatban az analitikus megoldásokon alapuló táblázatok lehet használni. A táblázatok segítségével szabályos elrendezésben megtámasztott, négyszög alaprajzú lemezrendszerek kritikus keresztmetszeteiben a mértékadó nyomaték és a reakcióerők nagysága határozható meg.

Legelterjedtebb a végeselem módszereken alapuló számítógépes programok használata, ahol a végeselemes hálózat felvételénél az oszlopok környezetében a véges elemes hálózatot megfelelően sűríteni kell.

A lemez igénybevételeinek eloszlása, a véges elemek módszerével meghatározva, jelentős mértékben függ az alátámasztó oszlopoknál feltételezett reakció megoszlásától. Általában a következő ábra szerinti három lehetséges reakcióerő eloszlás feltételezhető:



Oszlopokkal alátámasztott lemez számítógépes modellezésének lehetőségei [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

- az oszlop tengelyében feltételezett pontszerű alátámasztás
- az oszlop keresztmetszeti területével azonos felületen egyenletesen megoszló támaszreakció
- a támaszreakció fele az oszlop keresztmetszeti területével azonos felületen egyenletesen oszlik meg, másik fele a négyszög keresztmetszetű oszlop négy sarkán működő azonos nagyságú koncentrált erők formájában adódik át.

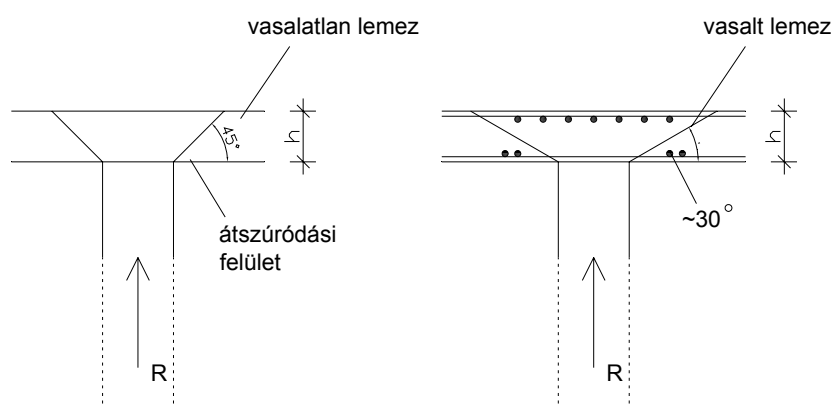
A tényleges támaszreakció eloszlást a c változat közelíti legpontosabban. A megoszló reakciók intenzitása, feltételezve, hogy az alátámasztó oszlopok

keresztmetszeti mérete a fesztávolság tizede, a b esetben pedig $p=100 q$, a c esetben $p/2=50 q$.

Átszúródás vizsgálata:

A kis felületen átadódó reakció erő következtében az átszúródás vizsgálata kritikus. Ez különösen igaz síklemez födémekek esetén.

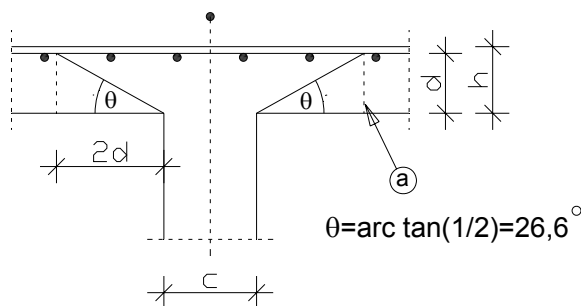
Átszúródás jelenség: Kísérletek alapján megállapítható, hogy a központosan terhelt kör keresztmetszetű oszlop esetén csonka kúp alakú, négyszög alakú oszlop esetén csonka gúlaalakú idom szakad ki a lemezből az oszlop környékén. A kiszakadó kúp vagy gúla hajlásszöge vasalatlan lemez esetén 45 fok, vasalt lemez esetén kb. 30 fok. Az átszúródás jelensége nyírási jelenség.



Kiszakadó csonka kúp vagy gúla szerkesztése, hajlásszögek

Átszúródás ellenőrzésének elvi alapjai: A lemez átszúródásra megfelel, ha az átszúródási vonal mentén fellépő fajlagos mértékadó nyíróerő nem haladja meg a lemez nyírási ellenállását, amely függ a lemez hasznos magasságától, a beton húzószilárdságától és az átszúródásra elhelyezett vasalás határerejétől.

Átszúródás számítása az EUROCODE előírása szerint [Huszár-Farkas-Kovács-Szalai: Betonszerkezetek tervezése az EUROCODE szerint. 3.3.1.4. pont 187. oldal]: Az átszúródási vonal meghatározásához szükséges paramétereket az alábbi ábra tartalmazza.



Ⓐ =kritikus átszúródási vonal

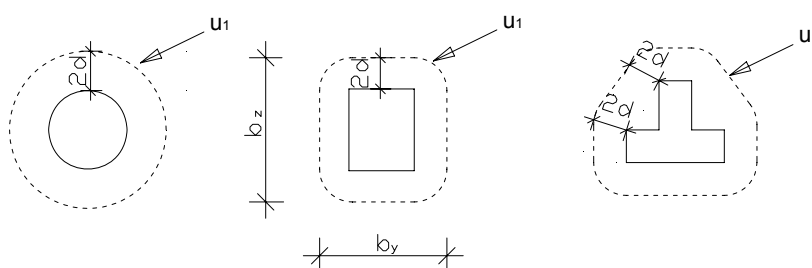
Az átszűrődés vizsgálat egyes fogalmainak definíciója [Huszár-Farkas-Kovács-Szalai: Betonszerkezetek tervezése az EUROCODE szerint. 3.3.1.4. pont 187. oldal]

A kritikus átszűrődési vonal meghatározásakor a lemez hasznos magasságát az alábbi értékkel kell figyelembe venni

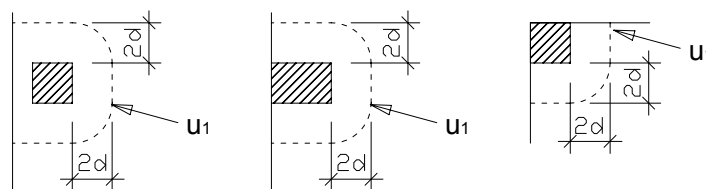
$$d = d_{eff} = \frac{d_x + d_y}{2}, \text{ ahol}$$

d_x, d_y egymásra merőleges x, y irányú, kritikus átszűrődési vonalon belül elhelyezett hajlítási vasalás helyzetéből számított hasznos magasságok.

A kritikus átszűrődési vonalat általános esetben és speciális esetekben (lemez szélek esetében) ábrákon adjuk meg.



Az átszűrődési vonal meghatározása általános esetben [Huszár-Farkas-Kovács-Szalai: Betonszerkezetek tervezése az EUROCODE szerint. 3.3.1.4. pont 187. oldal]



Az átszűrődési vonal meghatározása speciális esetben [Huszár-Farkas-Kovács-Szalai: Betonszerkezetek tervezése az EUROCODE szerint. 3.3.1.4. pont 187. oldal]

Az átszűrődési vasalást nem kell alkalmazni, ha

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

v_{Ed} az átszűrődési fajlagos nyíróerő tervezési értéke, melyet

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad \text{képlettel számolhatunk központos nyomás esetén;}$$

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad \text{képlettel számolhatunk külpontosan működő átszűrődési erő}$$

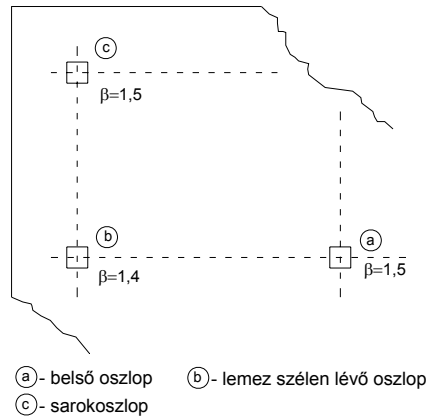
esetén, ahol

V_{Ed} központosan működő átszűrődési erő,

u_i átszűrődési vonal kerülete,

d hasznos magasság,

β külpontosságot figyelembe vehető tényező, ami akkor használható, ha a támaszközök hosszai 25%-nál nagyobb értékben nem térnek el.



β tényező meghatározása

$v_{Rd,c}$ átszűrődési teherbírás tervezési értéke átszűrődési vasalás nélkül, melyet

$$v_{Rd,c} = \left(\frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \sigma_{cp} \right) \frac{2d}{a} \geq (v_{\min} + 0,10 \sigma_{cp}) \frac{2d}{a} \text{ képlettel}$$

számolunk, ahol

γ_c

a beton biztonsági tényezője (1,5),

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} \leq 2,0,$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \leq 0,02$$

kétirányú acélhányad,

$$\rho_{li} = \frac{A_{sli}}{bd} \leq 0,02$$

oszlop körüli együttdolgozó

f_{ck}

lemezszélességben (oszlop szélessége meg $3d$ lemezsáv mindkét oldalon) elhelyezett tapadásos vasalás átlagos acélhányada,
a beton határszilárdságának karakterisztikus értéke,

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2}$$

a lemez átlagos normálfeszültsége az átszűrődési vonalon belül a kétirányból számolva,

$$v_{\min} = 0,0035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}},$$

d

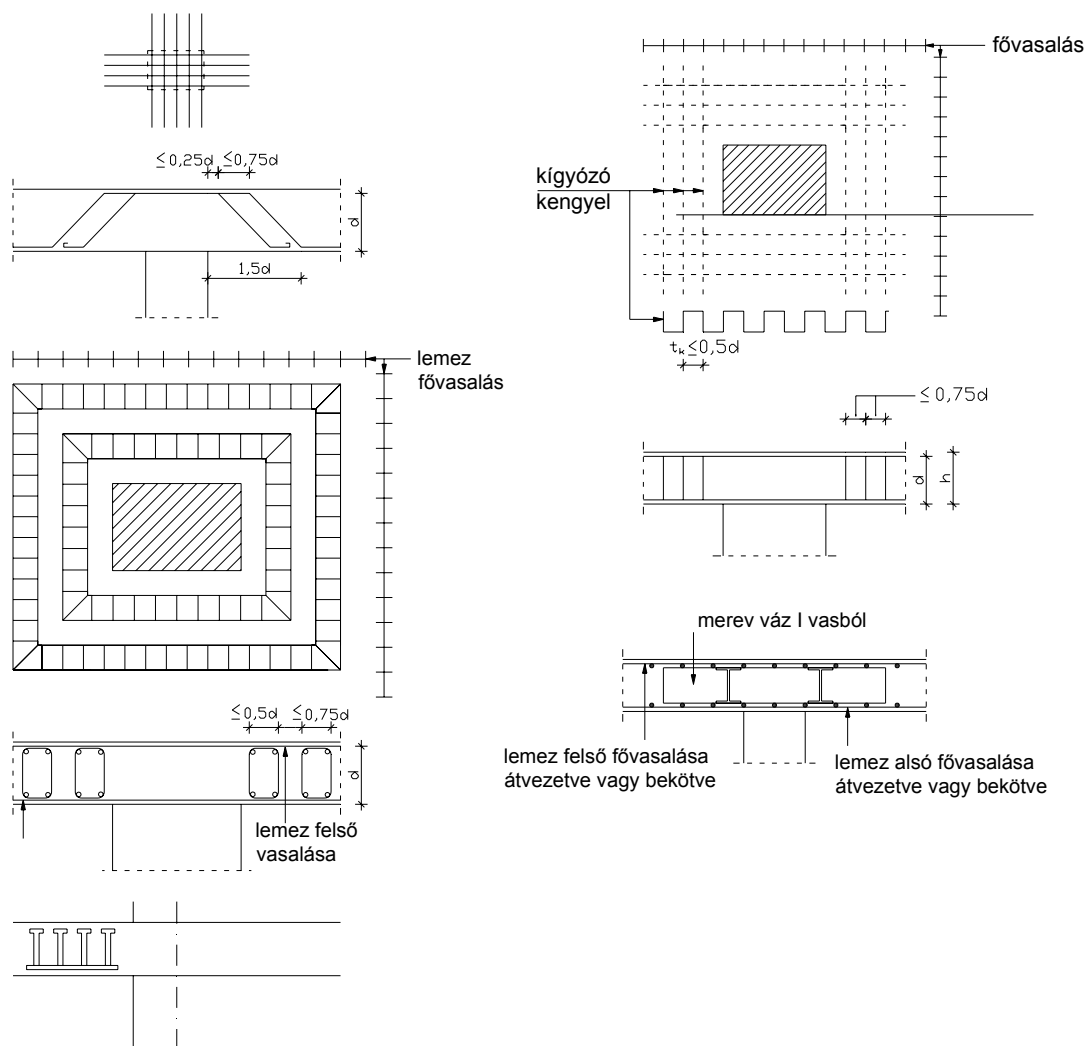
lemez hasznos magassága

a

az oszlop széle és a figyelembe vett átszűrődési vonal távolsága

Megjegyezzük, hogy a kritikus vonalon a $2d/a = 1$

Ha az előbbi feltétel nem teljesül (azaz az átszűrődési fajlagos nyíróerő tervezési értéke nagyobb, mint az átszűrődési teherbírás tervezési értéke átszűrődési vasalás nélkül), akkor az átszűrődásra vasalást kell elhelyezni.



Átszűrődési elleni vasalás típusai, különböző kialakítási módjai [Bódi-Farkas: Vasbetonlemez. Oktatási segédanyag. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke]

A kialakításnál figyelni kell arra, hogy a külső acélbetét-sor $1,5d$ távolságnál ne kerüljön tovább az átszűrődési vonal. Ebben az esetben két feltételt kell kielégíteni.

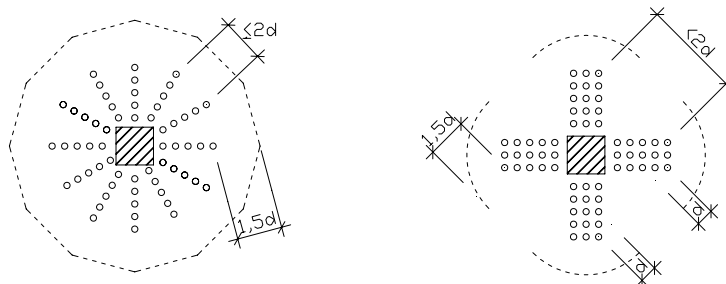
Először ellenőrizni kell a meglévő átszűrődési vasalást

$$v_{Ed} \leq v_{rd,cs}, \text{ ahol}$$

$$v_{rd,cs} = 0,75v_{rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_R} \frac{A_{sw} f_{ywd,eff}}{u_i d} \sin \alpha, \text{ ahol}$$

d a lemez hasznos magassága,

- s_R koncentrikus körök távolsága (egyetlen sor felhajlított acélbetéttel kialakított átszűrődési vasalás esetén $d/s_R = 0,67$),
 A_{sw} egy körön elhelyezett átszűrődési vasalás keresztmetszeti területe,
 $f_{ywd,eff} \left[\frac{N}{mm^2} \right] = 250 + 0,25d [mm] \leq f_{ywd}$ átszűrődési vasalás csökkentett értéke,
 f_{ywd} átszűrődési vasalás határszilárdságának tervezési értéke,
 α átszűrődési acélbetétek tengelyének a lemez síkjával bezárt szöge.



Átszűrődési vasalás elhelyezése [Huszár-Farkas-Kovács-Szalai: Betonszerkezetek tervezése az EUROCODE szerint. 3.3.1.4. pont 187. oldal]

Másodszor ellenőrizni kell a ferde nyomott betonrudak teherbírását,

$$v_{Ed} \leq v_{rd,max}, \text{ ahol}$$

$$v_{rd,max} = 0,5v_{cd}, \text{ ahol}$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

- f_{ck} a beton nyomószilárdságának karakterisztikus értéke,
 f_{cd} a beton nyomószilárdságának tervezési értéke.

Vasbeton lemezek képlékeny teherbírása

A biztonság kárára tévedhetünk, ha nem vesszük figyelembe, hogy a szerkezet alakváltozó képessége a berepedezetté válás, a lokális képlékenyedés stb. miatt a teherszint növekedésével növekszik, a gazdaságosság kárára tévedhetünk, ha nem vesszük figyelembe, hogy a szerkezetnek az igénybevétel-átrendeződés lehetősége miatt jelentős teherbírasi tartalékai lehetnek.

Igénybevétel-átrendeződés csak statikailag határozatlan erőjátékú szerkezetekben lehetséges, mint a folytatólagos többtámaszú gerendák, és keretszerkezetek esetén. A felületszerkezetek is statikailag határozatlan erőjátékúak, mert igénybevétel-

eloszlásuk a legritkább esetben vehető fel egyértelműen az alakváltozások analízise nélkül.

Az ideálisan rugalmas viselkedéstől való eltérés figyelembevételére számtalan különböző részletességű elvi modellt dolgoztak ki. A lemezek tervezésére alkalmazott képlékenységtani módszerek elvi alapját a képlékenységtan főtételei alkotják. Ezek a tételek korlátlan képlékeny alakváltozó képességgel bíró szerkezetekre érvényesek feltételenül. Korlátozott képlékeny alakváltozású szerkezetek esetén akkor alkalmazható, ha a vizsgálat kiterjed az alakváltozásokra vonatkozó korlátozások ellenőrzésére is.

Számítási módszerek:

A képlékeny alakváltozások és feszültségek között nincs egyértelmű összefüggés, a képlékeny alakváltozások nem reverzibilisek. A szerkezetek képlékeny teherbírásának vizsgálatánál a következő feltételeket kell kielégíteni:

1. Egyensúlyi feltétel, amely szerint a szerkezetre működő összes erőnek egyensúlyban kell lennie;
2. Mechanizmusa a merev testek kinematikailag határozott láncolata. A láncolatban bármelyik, a láncolat mozgásában résztvevő elem egyetlen mozgáselemét megváltoztatva, a láncolat minden elemének a helyzete e változás és a láncolat geometriája által egyértelműen meghatározott módon változik meg. A mechanizmus kialakulásának feltétele, hogy a törési mechanizmushoz elegendő képlékeny csuklónak kell létrejönni. Ez a rugalmasságtanban a kompatibilitási feltételnek felel meg;
3. Teherbírási feltétel, amely szerint a szerkezet összes keresztmetszetében a külső terhekből keletkező igénybevételek nem haladhatják meg az adott keresztmetszet teherbírását. Vasbeton keresztmetszet esetén ez bekövetkezhet, ha a keresztmetszet nyomott szélső szálában elérjük a beton határösszenyomódását, vagy a keresztmetszetben lévő acélbetétek elszakadnak (vasbeton keresztmetszet teherbírási határállapotának –III. feszültségállapot – feltétele).

A szerkezet képlékenységi teherbírása két számítási módszerrel határozható meg [Hegedűs István: Lemezek. Oktatási segédlet. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke 2007]:

1. *Statikai főtétel:* Statikailag lehetséges feszültségeloszlásnak nevezünk egy feszültségeloszlást, ha az adott eloszlású teherrel terhelt szerkezet minden pontjában maradéktalanul kielégíti az egyensúlyi feltételeket. Szilárdságilag elérhetőnek egy-egy feszültségeloszláshoz rendelt azon teherintenzitást nevezük, amely nem növelhető anélkül, hogy a szerkezet valamely pontjában a képlékenységi határt meghaladó feszültségek lépjenek fel. A statikai főtétel kimondja, hogy a törőteher intenzitása a statikailag lehetséges feszültségeloszlások szilárdságilag elérhető teherintenzitásainak felső korlátja. A statikai főtétel alapján minden olyan Q_i terhelés, amelynek egy statikailag megengedett feszültségmező felel meg kisebb, vagy legfeljebb azonos a szerkezet Q_R törőterhénél $Q_{i,stat} \leq Q_R$. A statikailag megengedett nyomatékmező kielégíti az egyensúlyi és a teherbírási feltételeket.

2. A képlékenységtani vizsgálatok általában felteszik, hogy a képlékeny alakváltozások nagyságát az anyagtulajdonság nem korlátozza. A szerkezet alakváltozásai a képlékeny viselkedés kialakulása után jó közelítéssel olyanok, mintha a belső alakváltozások egy-egy *képlékenyedési helyre* - rúdszerkezeteknél egy-egy képlékenyedő pontra, felületszerkezeteknél vonalra, tömbszerű szerkezeteknél felületre - koncentrálnának, a képlékenyedési helyek közt pedig merev testként mozdulnának el a szerkezet részei.

A képlékenyedési helyek a megtámasztásai miatt merevtest-szerű elmozdulásra képtelen szerkezetet olyan tartományokra bontják, amelynek elemei a merev testekből álló láncolatok mozgástörvényei szerint egymáshoz képest elmozdulhatnak. Ha a képlékenyedési helyek a szerkezetet mechanizmussá alakítják át, a szerkezet terhe nem növelhető tovább, újabb képlékenyedési hely kialakulására már nincsen lehetőség. Egy szerkezet *törési mechanizmusainak* nevezzük azokat a kinematikailag határozott láncolatokat, amelyekké a szerkezet feltételezett képlékenyedési helyekkel feldarabolható. Egy törési mechanizmus minden feltételezett képlékenyedési helyéhez kapcsolati teherbírásként hozzárendelhetjük a szerkezet ottani képlékeny ellenállását, amellyel a képlékenyedési helyen feltételezett relatív elmozdulást akadályozni képes. Ezt megtéve, a szerkezet minden terhéhez hozzárendelhetünk egy teherintenzitást, amellyel a teher képes "beindítani" a feltételezett törési mechanizmust, azaz olyan teherintenzitást, amely a feltételezett képlékenyedési helyek közt abszolút merevnek feltételezett testekből álló, de a képlékenyedési helyeken csak a helyi képlékeny ellenállás értékének eléréséig "blokkolt" kapcsolatú mechanizmust képlékeny alakváltozásra kényszeríti. Ezt a teherintenzitást a vizsgált teher *egy kinematikailag elégséges teherintenzitásának* nevezzük.

A képlékenységtan kinematikai főtétele alapján a törőteher intenzitása a kinematikailag elégséges teherintenzitások alsó korlátja. A tétel szerint egy "találomra" kiválasztott törési mechanizmushoz kiszámolt kinematikailag elégséges teherintenzitás mindig felső korlátja a törőteher intenzitásának. A képlékenyedések feltételezett helyének a variálásával megkeressük azt a törési mechanizmust, amelyhez a legkisebb kinematikailag elégséges teherintenzitás tartozik. $Q_{i,kin} \geq Q_R$. A kinematikailag megengedett nyomotékmező kielégíti az egyensúlyi és a mechanizmus kialakulásának feltételeit.

Ha egy kinematikailag lehetséges törési mechanizmushoz hozzárendelhető egy statikailag megengedett nyomotékmező, akkor a hozzájuk tartozó Q_i közös terhelés, a szerkezet tényleges teherbírása. Ezt az unicitás tételének hívjuk.

Vasbeton lemezek képlékeny teherbírásának meghatározása

A vasbeton lemezek képlékeny teherbírásának meghatározásához a statikai és a kinematikai tétel egyaránt használható. A következőkben kinematikai tételen alapuló Johansen-féle törésvonal elméletet mutatjuk be. A törésvonal elmélet lényege, hogy a lemezen kinematikailag lehetséges törésvonal konfigurációinak felvételével olyan törési mechanizmus alakul ki, amelyhez a szerkezet törőterhének felső korlátja meghatározható. A törésvonal elmélet alkalmazásakor következő alapfeltételezéseket

kell tenni [Bódi-Farkas: Vasbetonlemezek képlékeny teherbírása. Oktatási Segédlet. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke]:

- A törésvonalak mentén a nyomaték állandó és megegyezik az acélbetétek folyásához tartozó határnyomatékkal;
- A törésvonalak által határolt lemeztáblák merev test szerűen fordulnak el a csuklós (szabadon elforduló) vagy a tökéletesen befogott peremek körül;
- Oszlopokkal megtámasztott lemez esetén az elfordulási tengely átmegy az oszlop tengelyén.

Ezekből az alapfeltevésekből az alábbiak következnek [Bódi-Farkas: Vasbetonlemezek képlékeny teherbírása. Oktatási Segédlet. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke]:

- A képlékeny viselkedés kialakulása során olyan nagyságú képlékeny alakváltozások jöhetnek létre, amelyek mellett a rugalmas alakváltozások elhanyagolhatóan kicsinyek, azaz a vizsgált lemez viselkedése merev-képlékeny, a törésvonalak egyenesek;
- A befogott peremen mindig törésvonalat (negatív) kell feltételeznünk;
- Minden törésvonal átmegy azon két lemeztábla elfordulási tengelyének metszéspontján, amelyet elválaszt;
- Ha a törésvonalak a lemez felületét n lemeztáblára osztják és minden elfordulási tengely ismert, akkor $n-1$ geometriai paraméterrel lehet leírni a törési mechanizmust;
- Általános esetben minden lemeztábla elfordulási tengelye ismert. Ha k a nem-ismert elfordulási tengelyek száma, akkor a törési mechanizmus $i = n-1+k$ geometriai paramétere szükséges a törési mechanizmus leírásához.

A törőteher felső korlátjának meghatározásához a virtuális munka tételét célszerű alkalmazni. A számítás legfontosabb lépéseit a következőkben foglaljuk össze [Bódi-Farkas: Vasbetonlemezek képlékeny teherbírása. Oktatási Segédlet. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke].

A törési mechanizmus kialakulása után a törésvonalakra, vagy a lemez széle által határolt lemeztáblára a következő terhek hatnak:

- A külső terhek (önsúly és hasznos terhelés) a felületen megoszló q , vagy vonal mentén megoszló q , vagy koncentrált Q erő;
- A törésvonalak mentén fellépő m hajlító- és m_T csavarónyomatékok;
- A törésvonalak mentén, a két csatlakozó lemeztábla között keletkező nyíróerők.

Legyen a lemez egy végtelenül kicsi eleme $dx dy$ felülettel jellemezve, ha ennek a virtuális elmozdulása $\delta(x,y)$, akkor a teljes lemezre a külső erők virtuális munkája

$$L_K = \iint_A q \delta(x,y) dx dy + \int_l \underline{q} \delta(l) dl + \sum Q \delta_i .$$

Legyen θ_i a törési mechanizmus egy lemezelemének virtuális elfordulása, s_i egy az elemet határoló törésvonal szakasz hossza, és m_i az s_i törésvonalon működő fajlagos nyomaték. Ekkor a nyomatékok belső virtuális munkája a teljes lemezre

$$L_B = \sum_i (m_i s_i) \Theta_i = \sum_i s_i (m_i \otimes \Theta_i),$$

ahol $m_i \otimes \Theta_i$ skalárszorzat jelentése $m_i \otimes \Theta_i = |m| \cdot |\Theta| \cos(m, \Theta)$.

A csavarónyomatékok és a nyíróerők munkája teljes lemezre zérus (mivel a törésvonal két oldalán ezek azonos értékűek, de ellenkező előjelűek).

A külső és belső munkák egyenlősége alapján ($L_K=L_B$), az m nyomatékok meghatározhatók a q_R törőteher és a törésképet jellemző λ_i paraméterek függvényében:

- a) A feladat megoldása az $m = m(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n, q_R)$ függvény maximálásából áll és a következő egyenletrendszer megoldására vezet

$$\frac{\partial m}{\partial \lambda_1} = 0; \quad \frac{\partial m}{\partial \lambda_2} = 0; \quad \dots \quad \frac{\partial m}{\partial \lambda_n} = 0.$$

Az egyenletrendszert megoldva λ_i értékei és az m nyomaték, a q_R függvényében meghatározhatók ($i = 1, 2, \dots, n$).

- b) Másik lehetséges megoldás: a q_R törőteher a lemez ismert vasalásából számítható törőnyomatékok és a törésképet jellemző λ_i paramétereinek függvényében határozzuk meg. Ekkor a $q_R(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n, m_R)$ függvény minimumát kell kiszámítani a következő egyenletrendszerből

$$\frac{\partial q_R}{\partial \lambda_1} = 0; \quad \frac{\partial q_R}{\partial \lambda_2} = 0; \quad \dots \quad \frac{\partial q_R}{\partial \lambda_n} = 0.$$

Ez a megoldás az adott vasalású lemez törőterhének felső korlátját adja.

Az oszlopokkal alátámasztott síklemez födémek képlékenységtan szerinti vizsgálata

A vizsgálatot a következőkben mutatjuk be (Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999).

Szabálytalan alaprajzi elrendezésű oszlopkiosztás esetén a lehetséges törésvonal mechanizmusok száma nagyon nagy lehet és ekkor a számítási paraméterek nagy száma miatt a módszer alkalmazása is nehézkessé válik. Itt csak azt a nagyon gyakori esetet vizsgáljuk, amikor a födémeket egyenletesen megoszoló teher terheli, az oszlopok alaprajzi elrendezése szabályos és eleget tesz a következő feltételeknek is

$$0,67 \leq \frac{l_y}{l_x} \leq 1,50$$

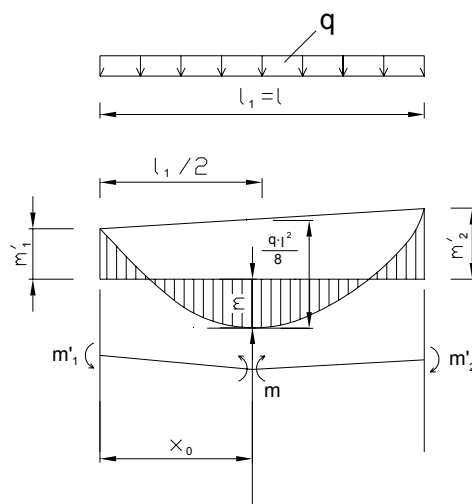
$$0,75 \leq \frac{l_{x1}}{l_{x2}} \leq 1,33$$

Ebben az esetben két lehetséges törési mechanizmus alakulhat ki, egy úgynevezett globális, mely a teljes födémre kiterjed és egy lokális, amely csak az alátámasztó oszlopok környezetére korlátozódik.

A globális mechanizmus

A globális törési mechanizmust Johansen dolgozta ki. Elméleti eredményeit orosz és amerikai kísérletekkel is igazolták. Egy teljes, l_{xr} , l_{yr} redukált fesztávolságú födémmezőn kialakuló törésvonalrendszer elemzésén alapszik.

A törési mechanizmus az egyik, vagy az x, vagy az y irányban alakul ki. Alkalmos vasalás esetén a törésvonalrendszer egyszerre két irányban is kialakulhat, de a kétirányú mechanizmus ekkor is egymástól függetlenül vizsgálható. A q egyenletesen megoszló födémteher hatására keletkező m_x pozitív nyomatékok meghatározására vizsgáljuk a lemez egy egységnyi szélességű sávját, feltételezve, hogy az m_x pozitív és m'_x negatív képlékeny nyomatékok a törésvonalak mentén állandóak. Megjegyezzük, hogy x irányúnak azt a nyomatékot tekintjük, amelynek felvételére az x tengellyel párhuzamos vasalást kell alkalmazni.



Globális törési mechanizmus modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Írjuk fel a nyomatékok egyensúlyát az ábra alapján, feltételezve, hogy a törésvonalakon képlékeny nyomatékok alakulnak ki.

-az x_0 szélességű baloldali lemeztábla egyensúlyi feltétele:

$$m_x + m'_{x1} = q \cdot \frac{x_0^2}{2}$$

az $l_r - x_0$ szélességű jobboldali lemeztábla egyensúlyából:

$$m_x + m'_{x2} = q \cdot \frac{(l_r - x_0)^2}{2}$$

ahol x_0 elvileg ismeretlen paraméter.

Az egyszerűség kedvéért alkalmazzuk az $m'_{x1}/m_x = \phi_{x1} = \phi_1$ és az $m'_{x2}/m_{xx2} = \phi_{y2} = \phi_2$ jelöléseket. Ezzel az előző egyensúlyi egyenletek az alábbi alakban írhatók:

$$m_x \cdot (1 + \phi_1) = \frac{1}{2} \cdot q \cdot x_0^2 \quad \text{és} \quad m_x \cdot (1 + \phi_2) = \frac{1}{2} \cdot q \cdot (l_r - x_0)^2$$

A fenti két egyenletből m_x -et kifejezve és az egyenleteket egymással egyenlővé téve a következő összefüggést kapjuk:

$$\frac{1 + \phi_1}{1 + \phi_2} = \frac{x_0^2}{(l_r - x_0)^2}$$

melyből x_0 értéke az

$$x_0^2 = \frac{\sqrt{1 + \phi_1}}{\sqrt{1 + \phi_1} + \sqrt{1 + \phi_2}} \cdot l_r$$

kifejezéssel számítható. Ezt a baloldali lemeztábla egyensúlyi egyenletébe beírva

$$m_x \cdot (1 + \phi_1) = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_r^2 \cdot \frac{1 + \phi_1}{\left(\sqrt{1 + \phi_1} + \sqrt{1 + \phi_2}\right)^2}$$

és innen

$$m_x = \frac{q \cdot l_{rx}^2}{2 \cdot \left(\sqrt{1 + \phi_1} + \sqrt{1 + \phi_2}\right)^2} \quad \text{adódik.}$$

$$\phi_{x1} = 1 \quad \text{és} \quad \phi_{x2} = 0 \quad \text{esetén} \quad m_x = \frac{q \cdot l_{rx}^2}{11.6}$$

Az y irányban hasonló megfontolások után

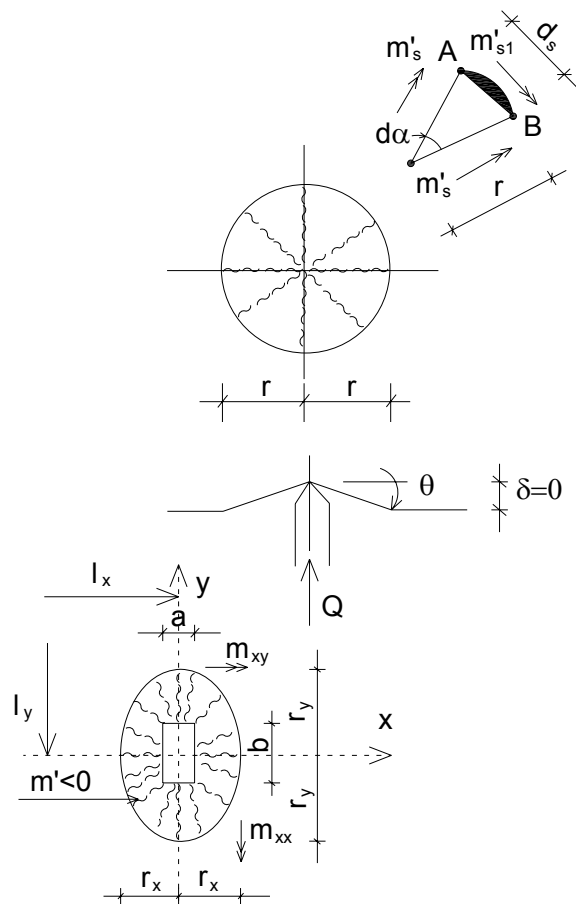
$$m_y = \frac{q \cdot \ell_{ry}^2}{2 \cdot \left(\sqrt{1 + \phi_1} + \sqrt{1 + \phi_2}\right)^2}$$

Ha az m_x , m'_x , m_y , m'_y képlékeny nyomatékok a törésvonalak mentén nem állandóak, akkor a teljes l_y vagy l_x szélességű lemezsáv egyensúlyát kell vizsgálni a következő összefüggés szerint:

$$\int_0^{\ell_y} m_x d_y = \frac{q \cdot \ell_{rx}^2 \cdot \ell_y}{2 \cdot \left(\sqrt{1 + \phi_1} + \sqrt{1 + \phi_2}\right)^2}$$

A lokális mechanizmus

A lokális törési mechanizmus egy a lemezfelületre működő koncentrált erő hatására alakul ki a következő ábra szerint. Ideálisan koncentrált erő és izotróp lemez esetén a megoldás „pontos” eredményt ad.



Lokális mechanizmus modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Tételezzük fel, hogy egy izotróp vasalású lemez négyzetes hálózatban pontszerűen van megtámasztva, vagyis

$$l_x = l_y$$

$$\frac{m_{sx}}{m_{sy}} = \mu = 1$$

$$\frac{m_{s1}}{m_{s2}} = \phi$$

A kialakuló lokális töréskép ekkor az alá-támasztási pont körül kialakuló, r sugarú körrel jellemezhető, legyezőszerű mechanizmus lesz. A töréskép $d\alpha$ szöggel jellemzett vektorára a belső erők virtuális munkája az ábra szerint

$$dL = (m_s \cdot ds + \phi m_s \cdot ds) \cdot \theta$$

A $ds = r d\alpha$ és $q = d/r = 1/r$ helyettesítésekkel a külső és belső erők virtuális munkájának egyenlősége a teljes mechanizmusra

$$(1 - \phi) \cdot m_s \cdot \int_0^{2\pi} d\alpha = Q$$

és

$$m_s = \frac{Q}{2\pi(1 + \phi)}$$

Általános esetben a töréskép elliptikus alakú lesz, melynek fél tengelyei a CEB ajánlása szerint

$$r_x = 0.65l_x \cdot \sqrt[3]{\frac{a}{l_x}} \quad \text{és} \quad r_y = 0.65l_x \cdot \sqrt[3]{\frac{b}{l_y}}$$

alakban vehetők fel, ahol l_x , és l_y az x illetve y irányú nyomatékok az alábbi összefüggéssel határozhatók meg.

$$m_{sx} = \frac{Q}{1 + \phi_{sx}} + \frac{\sqrt{\mu}}{2\pi \cdot \left(1 + \frac{4a}{l_y}\right)} \quad m_{sy} = \frac{Q}{1 + \phi_x} + \frac{\sqrt{\mu}}{2\pi \cdot \left(1 + \frac{4b}{l_x}\right) \cdot \sqrt{\mu}}$$

$$\sqrt{\mu} = \frac{l_x}{l_y}$$

$$\text{ahol : } \phi_{sx} = \frac{m_{sx1}}{m_{sx2}}$$

$$\phi_{sy} = \frac{m_{sy1}}{m_{sy2}}$$

Gombafejes födém analitikus vizsgálata rendkívül bonyolult, ekkor általában csak véges elemes analízis vezet eredményre.

4. gyakorlat: Darupályatartó és oszlop közelítő méretezése

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (63-82. oldal)

5. hét

5. előadás: Feszített födégek

Az előadás anyaga a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 7.3 fejezete. Ezt rövidítve, egyes helyeken kiegészítve idézzük a következőkben.

Feszített födégek számítása

A feszített födégek alkalmazását az alábbi előnyök indokolják

- a lemez vastagsága azonos teher és feszítáv esetén csökkenthető,
- a födém feszítávolsága nagyobb lehet,
- az alakváltozások a feszítéssel csökkenthetők,
- a födémen nem, vagy csak kismértékben alakulnak ki repedések,
- a fáradással szembeni ellenállás nő.

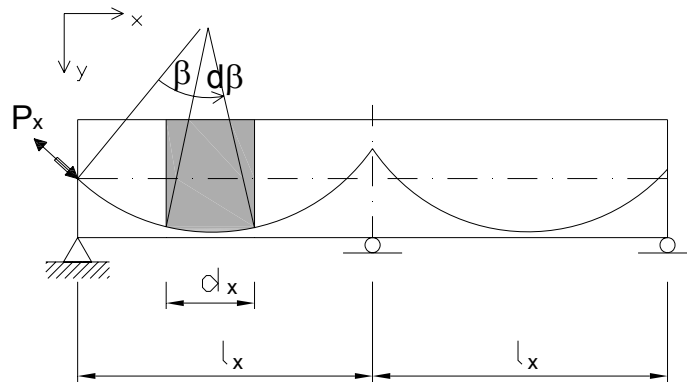
A kisebb födémvastagság a függőleges teherviselő szerkezetek terheit is csökkenti, így ezek méretezését is kedvezően befolyásolja. Feszített födémeket 1955 óta alkalmaznak az Egyesült Államokban. Európában az 1960-as évektől kezdve terjedtek el. A napjainkban alkalmazott feszítési módszerek több éves kutatások eredményeként alakultak elsősorban Németországban, Svájcban, Franciaországban és Dániában.

Tapadóbetétes feszítés alkalmazása

Feszítés helyettesítése külső egyenértékű teherrel

A feszítés hatása a sokszorosan statikailag határozatlan födémszerkezetek esetén az úgynevezett belső módszerrel csak nehezen vizsgálható, ezért ekkor a külső módszer alkalmazása, amikor a feszítést, mint külső egyenértékű terhet vesszük számításba, célravezetőbb.

A feszítésnek külső egyenértékű teherrel való helyettesítésén alapuló módszer alkalmazása, a kiegyensúlyozás elvével kiegészítve, rendkívül hasznos módszer, különösen a statikailag sokszorosan, határozottan feszített szerkezetek méretezésénél. A módszer lényege, hogy egy feszítőkábel hatását a szerkezetre működő egyenértékű erőrendszerrel, a lehorgonyzási pontokon alkalmazott és a kábel irányváltozásából származó megoszló, vagy koncentrált erőkből álló erőrendszerrel helyettesítjük.



Helyettesítő teher számításának modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

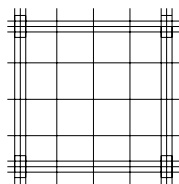
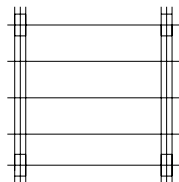
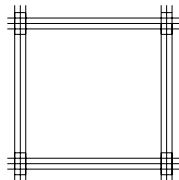
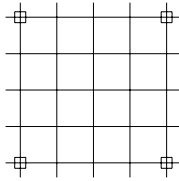
A feszítés hatására a kábelben és a betonszerkezetben egyensúlyban lévő, egymással egyenértékű, de ellenkező előjelű erőrendszer keletkezik. A pontos levezetést a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 7.3.1 fejezete tartalmazza.

A helyettesítő teher alkalmazásával a kábelben keletkező erőket a feszítés hatásából egy olyan, egyszerű, koncentrált, és egyenletesen megoszló terhekből álló, önmagában egyensúlyban lévő, egyszerű erőrendszerrel helyettesítettük, amelynek ellentétjét, mint külső terhet működtetve a szerkezetre, a tartó igénybevételei a feszítésből könnyen meghatározhatók. A feszítés hatása tehát a kábelek lehorgonyzási és iránytörési pontjaiban beiktatott P és $P \operatorname{tg} \alpha$ koncentrált, és az íves kábelszakaszokon működtetett $u = P \cdot \frac{8f}{l^2}$ egyenletesen megoszló terhek alkalmazásával helyettesíthető.

A $P = \text{const.}$ feszítőerőt a vizsgált szakaszon, a veszteségek figyelembevételével megállapítható P_{max} maximális és P_{min} minimális feszítőerő átlagaként célszerű számításba venni. A vizsgált szakasz, ahol a feszítőerő állandónak tekinthető, a megkövetelt számítási pontosságtól függően esetenként egy, vagy több összevont nyílás hosszával lehet azonos.

Oszlopokkal közvetlenül megtámasztott feszített födémek kábelelrendezése

Alapvetően a födémlemez kábeleinek elrendezése a felület mentén szétosztott, vagy az alátámasztási tengelyek vonalában koncentrált lehet. Ennek megfelelően négy fontos csoport különböztethető meg.



Feszítőbetétek elhelyezése: Felületen egyenletesen szétszött, oszlopok tengelyvonalaiba koncentrált, egyik irányban egyenletesen szétszött, másik irányban oszlopok tengelyvonalaiba koncentrált, vegyes (mindkét irányban szétszört és tengelyvonalaiban koncentrált).

A lemez felületén szétszött kábelvezetés az egyik legegyszerűbb kábelvezetési mód.

Előnyei:

- kisebb átmérőjű kábelek, általában egyedi pármák alkalmazása következtében nagyobb a lemez hasznos vastagsága,
- az egyenletesen megoszló külső terhek kedvezően egyensúlyozhatók.

Hátrányai:

- a kétirányú feszítőbetétek egymást terhelik a mezőben vezetett kábeleknek a támaszvonalak fölötti alulról homorú görbülete miatt,
- a támaszvonalba kialakuló a lemezközepével ellentétes irányú nyomatókai nem vagy csak részben vehetők figyelembe,
- áttörések kialakítása nehézkes, utólagosan semmiféleképpen nem történhet.

A másik egyszerű kábelvezetési mód, az oszlopok tengelyvonalaiban koncentrált kábelvezetés. Előnyei:

- a feszítőbetétek a kiegyensúlyozott terheket közvetlenül az oszlopokra adják át, ezért kevesebb kábelt kell alkalmazni,
- a födémén esetlegesen szükségessé váló áttöréseket könnyebb kialakítani.

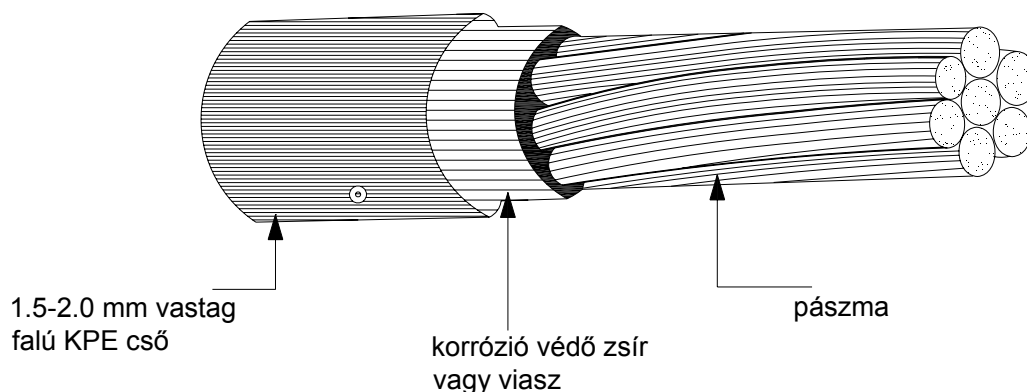
A gyakorlatban az előző két megoldás kombinációját is alkalmazzák: Egyik megoldás, mikor az egyik irányban szétosztott kábelek a másik irányban az oszlopok vonalában koncentrált feszítőkábelekre vannak felfűzve. A másik megoldás a lemez felületén szétosztott kábelvezetésnél az oszlopok tengelyvonalaiban általában besűrítik a feszítőkábeleket mindkét irányban.

A különböző esetekhez tartozó helyettesítő teher számítását Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 7.3.3 fejezete tartalmazza.

Csúszókábeles feszítés alkalmazása

Az épületek födémlemezeinek kis vastagsága miatt, a feszítés kialakításánál előnyös a nagyszámú, egyedi feszítőbetétek alkalmazása. Ezek hagyományos, utólag kiinjektált gégecsőben való elhelyezése főképpen az injektálás nehézkes és bizonytalan kivitelezhetősége miatt, nem kedvező.

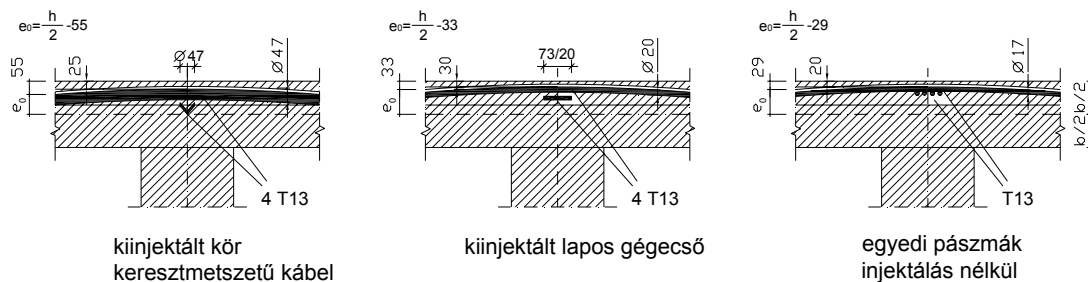
A gyárilag korrózióvédelemmel ellátott és kemény polietilén csővel burkolt feszítópázmák elterjedésével ezért egyre inkább a csúszóbetétes feszített födémek építése kerül előtérbe. Az ilyen pázmák jellegzetes keresztmetszetét mutatja az ábra.



Csúszóbetétes pázmák [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A különböző típusú feszítőkábelek alkalmazása esetén a feszítőerő külpontosságának maximális értékét a következő ábrán illusztráltuk. A korrózió ellen a polietilén csővel és zsírral, vagy viasszal kétszeresen védett egyedi pázmák alkalmazásának legfontosabb előnyei:

- gyárilag korrózióvédett feszítőbetét,
- nagyobb feszítőerő külpontosság,
- kis súrlódási veszteség,
- injektálás nem szükséges.



Csúszbetétes kábelek elhelyezkedése [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

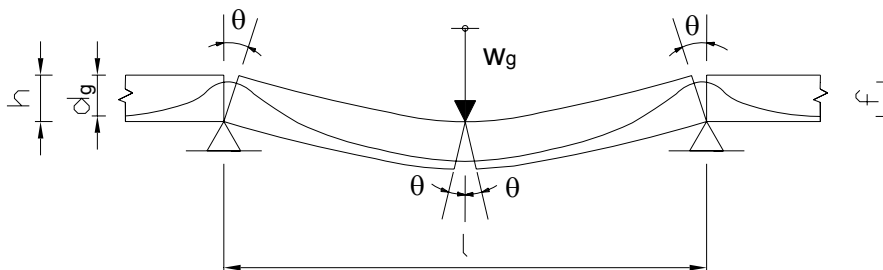
A csúszbetétes feszítőkábelek alkalmazásának hátrányai:

- a lemez törési határállapotánál a feszítőbetétekben kialakuló feszültség jóval a folyási határ alatt van általában,
- egy feszítőbetét helyi szakadása következtében, a kábel és a beton közötti tapadás hiánya miatt, a szakadt betét a teljes hosszán hatástalanná válik a teherviselés szempontjából.

Ez utóbbi különösen a tűzzel szembeni védelemnél lényeges, mert egy esetleges helyi tűz hatása a kábel teljes hosszára kiterjed. A hatás a lehorgonyzási pontok közti távolság csökkentésével, vagyis egy feszítőbetét szakaszolásával csökkenthető. A szerkezet tartóssága szempontjából nagyon fontos a lehorgonyzó fejek megfelelő korrózióvédelme.

A csúszbetétes kábelekkel feszített födémek teherbírása

A csúszbetétes kábelekben keletkező feszültség a födémlemez törési állapotában a folyási határnál kisebb, mivel a képlékeny csuklósorokban (törésvonalakban) keletkező alakváltozások a feszítőbetét hossza mentén megoszlanak. A törési állapotban a feszítőkábelekben számításba vehető feszültségnövekmény geometriai megfontolások alapján becsülhető, a lemez maximális lehajlásainak és a feszítőbetét hosszának függvényében, a következő modell szerint.



Számítási modell [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Feltételezve, hogy a vizsgált lemezszakasz oldalirányú elmozdulása a támaszok felett gátolt, például belső lemezmező esetén, és hogy a kábelvezetés másodfokú parabola alakú, a párhuzamosan kialakuló törésvonalak hatására a feszítőbetét megnyúlása, a középső keresztmetszet w_u lehajlásának függvényében, a következők szerint határozható meg.

Az f nyílmagasságú másodfokú parabola ívhossza a lemez alakváltozása előtt

$$L_1 = \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{32f^4}{5l^4} + \dots \right) \cong \ell \cdot \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2} \right)$$

a sorbafejtés után a sor első két tagjával közelítve. A törésvonalak között merev testszerű alakváltozást feltételezve w_u lehajlás esetén az előző kábel ívhossza

$$L_2 \cong \ell \cdot \left[1 + \frac{(f + w_u)^2}{3l^2} \right]$$

növekszik és ezzel a feszítőbetét megnyúlása

$$L_2 - L_1 = \Delta L \cong \frac{8(f + w_u)^2}{3l} - \frac{8f^2}{3l} = \frac{16f \cdot w_u}{3l} + \frac{8w_u^2}{3l}$$

alakban, míg fajlagos alakváltozása

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta L}{l} = \frac{16}{3} \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{w_u}{l} + \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{w_u}{l} \right)^2$$

alakban írható. Ezzel a kábelben keletkező egyenletes feszültségnövekmény a w_u maximális lehajlás hatására a

$$\Delta \sigma = \Delta \varepsilon E_p$$

összefüggés alapján számítható.

Fel kell hívni a figyelmet arra, hogy mivel a fődém tönkremenetele egyetlen mezőben kialakuló törési mechanizmus esetén is bekövetkezik, a kábel megnyúlásának meghatározásánál az l hosszúság mindig a feszítőbetét lehorgonyzási pontjai közötti távolságot jelenti.

Oldalirányban meg nem támasztott lemezmező esetén, például szélső fődém sávban, a támaszponti elfordulással együtt az ott lehorgonyzott kábelvég is elfordul, ezért ekkor a feszítőbetét megnyúlása a törési mechanizmus kialakulásának hatására az előzőnél kisebb lesz. Tökéletesen merev oldalirányú megtámasztás nem létezik a gyakorlatban, ezért a valóságban a belső lemezmezőkben kialakuló törési mechanizmus hatására is kisebb lesz a feszítőpáaszma megnyúlása, mint az előzőekben meghatározott elméleti érték.

A FIP ajánlása szerint, a fentiek figyelembe vételével és $I \sim 3/4 d_p$ feszítőbetét nyílmagasság feltételezésével a lemezmezőben kialakuló törésvonal hatására keletkező kábelnyílás a

$$\Delta L_m = 3,0d \frac{w_u}{l},$$

míg a támaszvonalknál kialakuló törésvonal hatására keletkező kábelnyílás a

$$\Delta L_t = 1,5d_p \cdot \frac{w_u}{l}$$

összefüggéssel határozható meg. A kábel teljes megnyúlása ezzel a

$$\sum \Delta L_t + \Delta L_m$$

összegzéssel számítható.

A maximális lehajlás w_u értéke, amelyhez a feszített födémlemez teherbírési határállapotát rendelhetjük, a feszítávolság ötvenedére vehető fel.

A feszítési feszültség és a lemez alakváltozásának hatására keletkező feszültségnövekmény összege természetesen nem lehet nagyobb, mint az alkalmazott feszítőbetét határfeszültsége.

A feszítőbetétben számításba vehető feszültség meghatározása után a lemez teherbírési határállapota legegyszerűbben a törésvonal elmélet alkalmazásával vizsgálható az oszlopokkal közvetlenül megtámasztott vasbeton lemezekhez hasonlóan. A törésvonalak mentén számításba vehető határnyomatékok a feszített és nem feszített vasalás figyelembe vételével az ábra jelöléseivel a következő képlettel határozhatók meg.

$$m_u = H_s \left(d_s - \frac{x_b}{2} \right) + H_p \left(d_p - \frac{x_b}{2} \right)$$

$$H_s = A_s f_{yd}$$

$$H_p = A_p f_{pd}$$

$$x_b = \frac{H_s + H_p}{bf_{cd}}$$

ahol A_s és A_p a b szélességű lemezsávban lévő nem feszített és feszített betétek keresztmetszeti területei.

A minimálisan szükséges nem feszített tapadásos vasalás

A lemez repedezettségi állapota alapvetően a szerkezetben alkalmazott tapadásos, feszített vagy nem feszített acélbetétek mennyiségétől függ. A repedések helyén keletkező húzóerőt a repedést keresztező acélbetétek veszik fel és a tapadás révén folyamatosan hárítják át a betonra. Amint a beton húzószilárdsága az áthárított húzóerő következtében kimerül, egy újabb repedés alakul ki a szerkezeten.

A csúszóbetétes kábeleknél a feszítőbetét csak a lehorgonyzási pontokban képes az erőt a betonra közvetíteni a tapadás hiánya miatt. Az ilyen szerkezeteknél a repedezettség kialakulásának vizsgálatára az eddigiekhez képest eltérő modellt kell alkalmazni, és a repedezettség vizsgálatánál a feszítőbetétek hatására keletkező normálerőt is figyelembe kell venni.

A minimális tapadásos acélbetét mennyiséget úgy kell megállapítani, hogy az képes legyen a repedések helyén kialakuló húzóerő felvételére. A vizsgálat az ábrán vázolt modell segítségével két szomszédos, egy berepedt és egy be nem repedt keresztmetszet egyensúlyának felírásával végezhető.

A FIP javaslata szerint a tapadásmentes feszítéssel készült vasbeton lemezek minimális nem feszített, tapadásos acélbetét mennyisége az

$$A_{s\min} = k \cdot f_{ct} \cdot k_c \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

összefüggéssel állapítható meg, ahol

- A_{ct} a keresztmetszet húzott zónájának területe,
- σ_s a tapadásos acélbetétekben megengedhető feszültség a repedések kialakulásának pillanatában a megengedhető repedés tágasság figyelembe vételével
- f_{ct} a beton tényleges repesztőfeszültsége,
- k a nem egyenletes feszültségeloszlás figyelembevételére szolgáló tényező
- $k = 0,8$ általában, de $0,5 \leq k < 0,8$ 30 cm-nél vastagabb lemez esetén,
- k_c a repedés kialakulása előtt közvetlenül keletkező feszültségi állapot figyelembevételére szolgáló tényező, melynek értéke 1,0 tiszta húzás esetén, 0,4 tiszta hajlításnál és a következő ábra szerint határozható meg a feszítésből származó normálerő esetén.
- δ_{cp} a feszítésből keletkező átlagos normálfeszültség.

Alakváltozások

A feszítés a lemez alakváltozásait kedvezően befolyásolja. A feszítésnek egyenértékű külső teherrel való helyettesítése az alakváltozások számítását is leegyszerűsíti. Az állandó terhek nagy részét a feszítéssel kiegyensúlyozva a repedésmentesség feltételezésével számíthatók a lehajlások.

A használati terhek hatására célszerű a kvázi statikus terhelésből (feszítést, mint külső terhet figyelembe véve) homogén keresztmetszet alapján meghatározni az alakváltozásokat úgy, hogy a repedezettség hatását a beton rugalmassági modulusának csökkentésével veszik számításba. Általában $E_b' = E_{b0}/3$ rugalmassági modulussal szabad számolni.

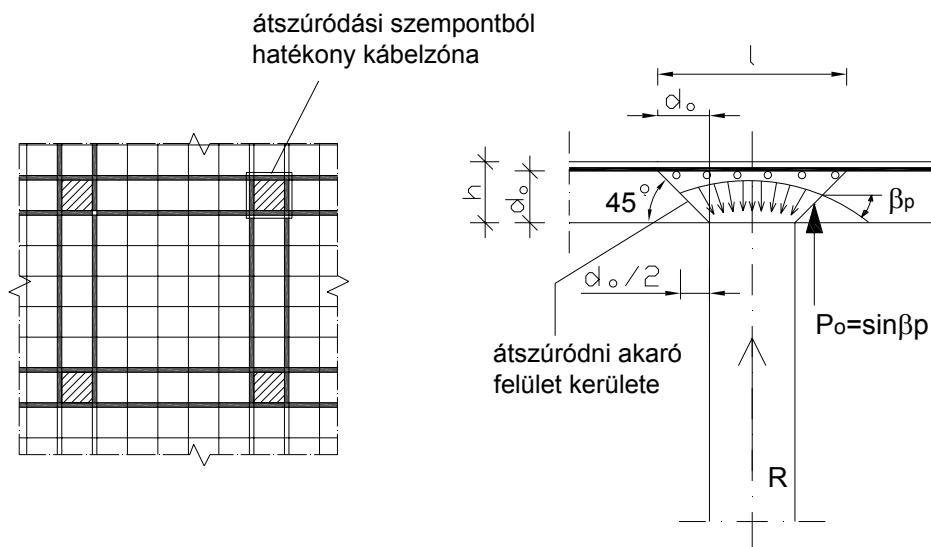
A használati terhekből megengedett maximális lehajlás értéke általában a feszítávolság 250-ed része, vagy 500-ad része. Az alakváltozások korlátozása a lemez vastagságának megfelelő megválasztásával biztosítható.

Oszlopokkal megtámasztott feszített lemezek átszúródása

Az elméleti vizsgálatoknál a jelenség modellezése az alapvető probléma elsősorban a beton repedezettsége miatt. A laboratóriumi kísérletek és valós szerkezetek tönkremenetelei azt mutatják, hogy az átszúródás hirtelen, különösebb előrejelzés nélkül következik be. Az átszúródással szemben a szerkezetnek nincsenek képlékeny tartalékai.

A fentiek következtében a repedések kialakulása után az igénybevételek átrendeződésére nem lehet számítani, ezért a támaszok felett a rugalmas igénybevételeknek megfelelő vasalást célszerű alkalmazni. Az átszúródási teherbírás

növelésére szolgáló nyírási vasakat a nyomatéki vasakon a tökéletes lehorgonyzás biztosítása érdekében át kell hurkolni.



Számítási modell [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Az átszűrődési kúpon belül átvezetett, alulról homorú feszítőkábelek az átszűrődési teherbírás szempontjából rendkívül kedvezőek. Oka, hogy az irányváltásból származó erő közvetlenül az oszlopfejre adódik át. Az ilyen módon az oszlopra átadódó erővel az átszűrődést előidéző erő csökkenthető, mivel ez az erő az átszűrődési teherbírás szempontjából kedvező, ezért célszerű egy $\gamma_R=0,8-0,9$ csökkentő tényezővel számításba venni. A feszítés hatását az átszűrődés ellenőrzésénél úgy lehet figyelembevenni, hogy a lemez feszítés nélkül számítható átszűrődési teherbírását egy

$$\Delta Q_R = \gamma_R \sum P_\infty \sin \beta_p$$

értékkel megnövelve vesszük számításba, ahol P_∞ a feszítőkábelekben maradó feszítőerő a veszteségek után és β_p a kábel vízszintessel bezárt hajlásszöge az átszűrődési kúppal való metszéspontjában.

5. gyakorlat: Kehelyalap és falvázoszlop közelítő méretezése

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (83-95. oldal)

6. hét

6. előadás: Falazat számítása

A heti előadás témája a Varga László: Falazott szerkezetek tervezése. Segédlet oktatási célra. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke, 2007.

6. gyakorlat: Konzultáció

7. hét

Szünet

8. hét

8. hét: Épületek függőleges teherviselő szerkezeteinek vizsgálata I. - Falak

Előadás anyaga Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 8.2 fejezete. Ezt rövidítve, egyes helyeken kiegészítve idézzük a következőkben.

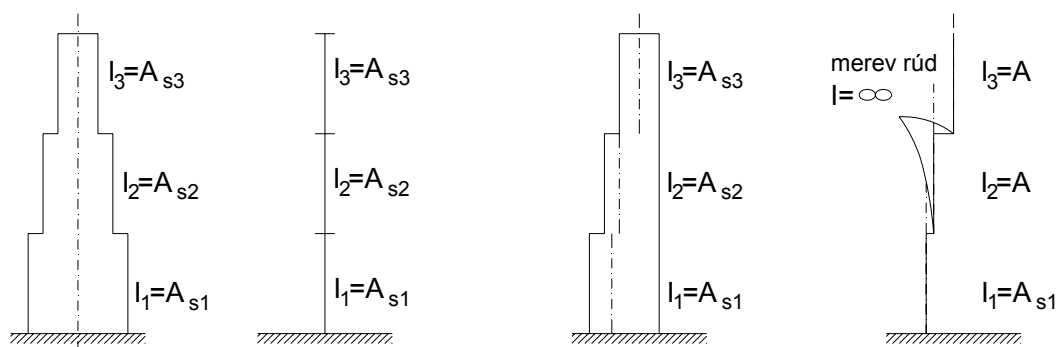
Falak

Definíció: A fal síkbeli teherviselő szerkezet, amelynek vastagsága lényegesen kisebb, mint a másik két kiterjedése (szélessége és hossza), azaz $h < l_{min}/5$, ahol h a vastagság, l_{min} a legkisebb oldalszélesség. Emiatt a falat középsíkjával modellezhetjük. A falra ható, gravitációval párhuzamos terhek (pontszerű, vonal menti, felületen megoszló terhek) párhuzamosak a lemez középsíkjára.

A falszerkezetű épület esetén a teljes vízszintes erőt a falak veszik fel. A falaknak a teherhordáson kívül funkcionális szerepük is van (tételhatárolás, liftház, lépcső-ház, stb.). Általában alul befogott függőleges konzolként működnek. Először az önálló falakból álló rendszert vizsgáljuk, melynél a falak közötti kapcsolatot a födémek, vagy elhanyagolható hajlítási merevségű gerendák biztosítják, melyek csak vízszintes erőket közvetítenek az egyes falelemek között.

Közelítő számítás

Szakaszonként állandó keresztmetszetű tengelyszimmetrikus fal egy függőleges, folytonos rúddal helyettesítendő, amelynek inercianyomatéka és nyírási keresztmetszeti területe szakaszonként változik a fal tényleges merevségi jellemzőinek megfelelően. Ha az egyes falszakaszok szimmetriatengelyei nem esnek egy egyenesbe, akkor az állandó keresztmetszetű szakaszok csatlakozásánál egy végtelen merev vízszintes rudat kell beiktatni. A feszültségek számításánál a helyettesítő rúd igénybevételeit és a fal tényleges keresztmetszeti jellemzőit kell figyelembe venni.

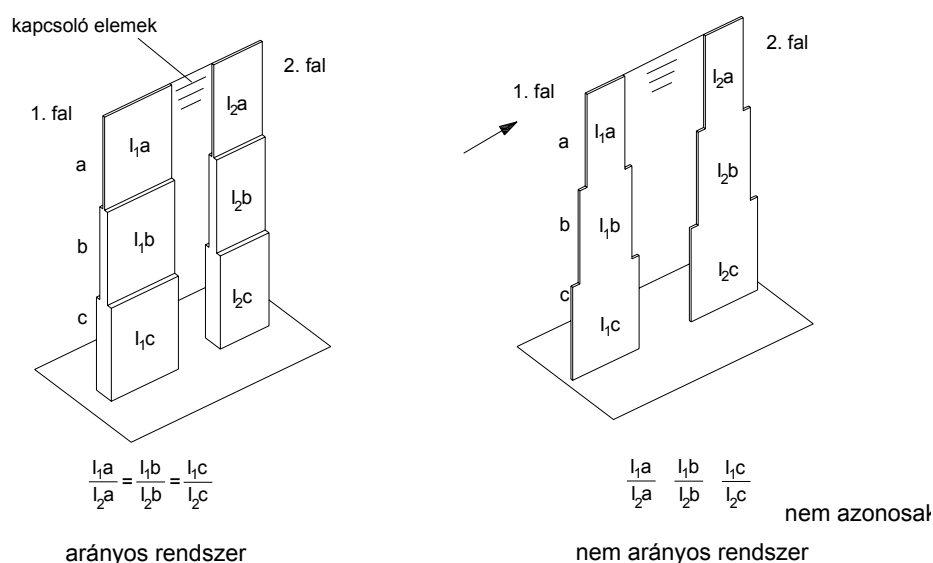


Falak helyettesítése közelítő számításakor [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Pontos számítás:

A falszerkezetű magasépületek falainak merevsége a magasság függvényében általában szakaszonként változó lehet. A változó merevség miatt a falak közti teherelosztás komplex feladat. A szerkezet viselkedése szempontjából alapvetően arányos, illetve nem arányos rendszereket különböztethetünk meg.

Definíció: Az arányos rendszer esetén a falak hajlítási merevségeinek aránya a magasság mentén állandó. Az arányos rendszernél az igénybevételek megoszlása a falak között a magasságtól független. Egy statikailag határozott arányos rendszer egyensúlyi feltételekkel vizsgálható. El nem csavarodó rendszer esetén az igénybevételek eloszlása a falak között a merevségeinek arányában történik.



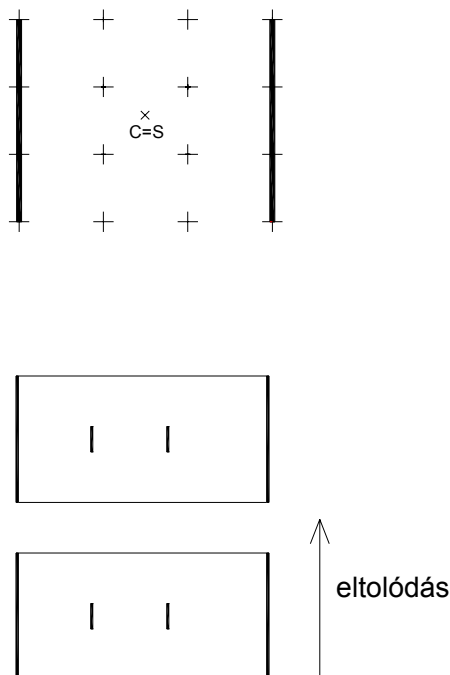
Arányos és nem arányos szerkezetek [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Definíció: Nem arányos szerkezetek esetén a falak hajlítási merevségeinek aránya a magasság mentén nem állandó. Minden olyan szinten, ahol a merevségek aránya megváltozik a teherelosztás is megváltozik a falelemek között. Ezek statikailag határozatlan rendszerek, aminek következtében a szerkezet viselkedése is bonyolultabban írható le.

Arányos falszerkezetek vizsgálata

Az arányos falszerkezetek vizsgálata a statikai határozottság miatt viszonylag egyszerűen végezhető. Két alapvető típusa az el nem csavarodó és az elcsavarodó szerkezet.

El nem csavarodó arányos falszerkezetek – párhuzamos falak



Arányos, egymással párhuzamos falak elhelyezkedése, elmozdulása

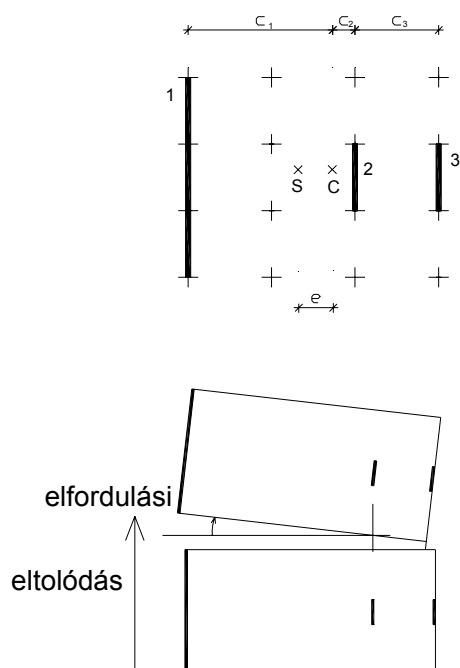
Ha a vízszintes terhelések eredője és a merevítő falak nyírási középpontja egybe esik, akkor a födém nem csavaródik el, azaz a födém csak eltolódik. Bármely i . szinten a külső terhekből az épület egészére számítható Q_i nyíróerőt és M_i nyomatékot a falak hajlító merevségeik arányában veszik fel. Az i . szint j jelű falában keletkező nyíróerők és nyomatékok a

$$Q_{ij} = Q_i \frac{EI_{ij}}{\sum (EI)_j}$$

$$M_{ij} = M_i \frac{EI_{ij}}{\sum (EI)_j}$$

összefüggésekkel számíthatók, ahol EI_{ij} az i . szint j jelű falának hajlítómerevsége és $\sum (EI)_i$ az i -edik szint falainak összmerevsége.

Elcsavarodó arányos falszerkezetek – párhuzamos falak



Elcsavarodó, egymással párhuzamos elhelyezkedésű, arányos falak

Ha a merevítő falak csavarási középpontja (C) és terhek középpontja (S) a nem esik egybe, akkor a terhelés hatására általában elcsavarodnak. A vízszintes terhelés hatására a földem eltolódik, és a falak csavarási középpontja körül elfordul.

Egymással párhuzamos, nem szimmetrikus elrendezésű falaknál, feltételezve, hogy a falnak a síkjára merőleges merevsége elhanyagolható, a csavarási középpont x koordinátája az ábra szerinti jelölésekkel

$$x = \frac{\sum (E \cdot I x_i)}{\sum (E \cdot I)_i}$$

ahol $\sum (E \cdot I x)_i$ az i . szinten lévő és az y tengellyel párhuzamos falak merevségei elsőrendű nyomatékainak összege a koordináta-rendszer kezdőpontjára. A csavarási középpont és a terhek középpontja közötti távolság, a teher külpontossága, melyet e jellel jelölünk. Az i . szinten lévő j jelű falra működő eredő nyíróerő az adott szintre számítható külső nyíróerőnek a falak közti szétosztása és a csavarásból a falra működő nyíróerővel való összegzése után kapható a következő alakban

$$Q_{ij} = Q_i \frac{(EI)_{ij}}{\sum (EI)_i} + Q_i e \frac{(EIc)_{ij}}{\sum (EIc^2)_i}$$

ahol c_{ij} a j jelű fal távolsága a nyírási középponttól. A nyomatékok a nyíróerő integrálásával kaphatók

$$M = \int_z^H Q dz$$

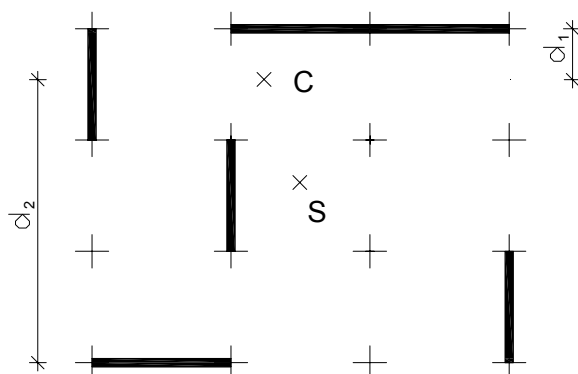
az előző kifejezéssel analóg módon, egy falra működő nyomaték az

$$M_{ij} = M_i \frac{(EI)_{ij}}{\sum (EI)_i} + M_i e \frac{(EIc)_{ij}}{\sum (EIc^2)_i}$$

összefüggéssel számítható.

Az előző képletek első tagjai a szerkezet eltolódásából származó nyíróerő és nyomaték, míg a második tagok az elcsavarodásból származó igénybevételek. A c_{ij} értékek akkor pozitívak, ha a csavarási középponttól nézve azonos oldalon vannak, mint az e külpontosság. Az excentricitással azonos oldalon lévő falakban keletkező nyíróerő tehát nő, míg a másik oldali falak nyíróereje csökken a csavarás hatására.

Elcsavarodó arányos falszerkezetek – egymásra merőleges falak



Elcsavarodó, egymással párhuzamos és egymásra merőleges, arányos falak

Az épületben egymáshoz képest merőleges irányban vannak falak. A csavarási középpont x koordinátájának számítása megegyezik az előző pontban bemutatottal. Az x tengellyel párhuzamos falak csavarási középpontjának y koordinátája ekkor

$$y = \frac{\sum (E \cdot Iy)_i}{\sum (E \cdot I)_i}$$

A vízszintes terhek hatására mindkét irányú falak elfordulnak a csavarási középpont körül. A merőleges falak növelik az épület csavarási merevségét, csökkentik az elcsavarodást és ezzel a „párhuzamos” falak igénybevételei az elcsavarodásból csökkennek. Az erővel párhuzamos falakban az igénybevételek

$$Q_{ij} = Q_i \frac{(EI)_{ij}}{\sum (EI)_i} + Q_i e \frac{(EIc)_{ij}}{\sum (EIc^2)_i + \sum (EId^2)_i}$$

$$M_{ij} = M_i \frac{(EI)_{ij}}{\sum (EI)_i} + M_i e \frac{(EIc)_{ij}}{\sum (EIc^2)_i + \sum (EId^2)_i}$$

A „merőleges” falakban csak a csavarodásból keletkezik nyíróerő és hajlítónyomaték, melynek értékei az i-edik szinten lévő r jelű falban

$$Q_{ir} = +Q_i e \frac{(EId)_{ir}}{\sum (EId^2)_i + \sum (EId^2)_i}$$

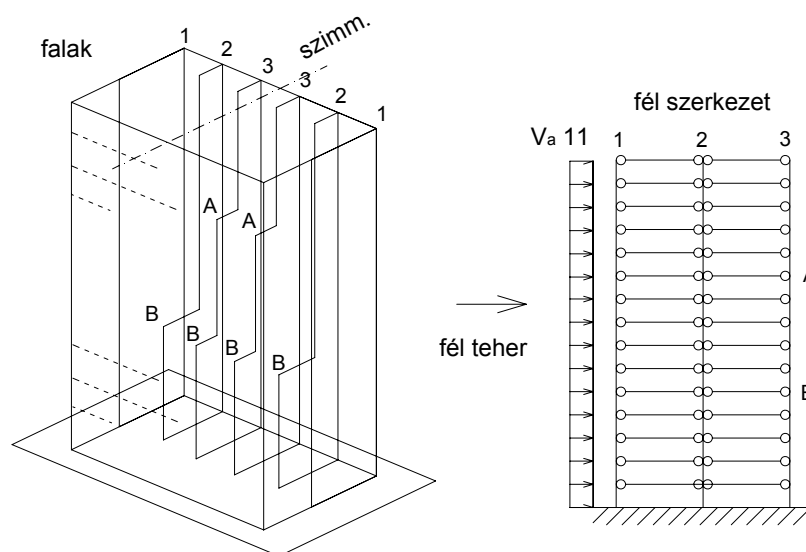
$$M_{ir} = M_i e \frac{(EId)_{ij}}{\sum (EId^2)_i + \sum (EId^2)_i}$$

A szerkezet tengelyeivel nem párhuzamos falak merevségét a főirányokban meghatározott komponenseivel lehet figyelembe venni.

Nem arányos szerkezetek

A vízszintes terhelés hatására a szerkezet eltolódik és esetleg el is csavarodik, miközben az eltérő merevségű falak elmozdulásait a merev födém tárcsa szintenként azonos mértékűre kényszeríti, és ennek következtében a falelemek saját merevségeinek alapján meghatározható igénybevétel eloszlást is átrendezi.

Nem arányos, el nem csavarodó szerkezetek



Nem arányos szerkezetek számítási modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Általában a nem arányos, el nem csavarodó szerkezet számítása egy síkbeli keret vizsgálatára vezethető vissza, amelynél a szimmetria tengely egyik oldalán lévő falakat azonos merevségű oszlopok modellezik és az eltolódások azonosságát szintenként beiktatott csuklósan kapcsolódó, vízszintes merev rudak biztosítják. A keretre működő vízszintes teher a teljes teher fele.

Hasonló szerkezetek igénybevételeinek meghatározása egy, a nyomatékosztáshoz hasonló, kézi számításra is alkalmas relaxációs eljárással is elvégezhető, melynek jegyzetben található meg.

Nem arányos, elcsavarodó szerkezetek

Az alaprajzilag nem szimmetrikus elrendezésű falszerkezetek a vízszintes terhek hatására általában elcsavarodnak. A z tengely körüli elfordulás ekkor szintenként további ismeretlent jelent és ekkor az igénybevételeket gyakorlatilag csak számítógépi programok alkalmazásával lehet meghatározni. A falak általában a szilárdsági tengelyükben alkalmazott megfelelő merevségű oszlopokkal helyettesíthetők, míg a földemtárcsák modellezésében a falakat összekötő merev gerendákat lehet beiktatni.

A falakban keletkező feszültségek

Az igénybevételek kiszámítása után a szerkezet méretezéséhez meg kell határozni a fal feszültségállapotát. Amennyiben a fal felülete oldalnézetben egy derékszög, melynek magasság/szélesség aránya ötnél nagyobb, akkor a feszültségek egyszerűen a hajlított gerendákhoz hasonlóan számíthatók. Ha a magasság/szélesség arány ötnél kisebb, vagy a fal felületén nyílások vannak, vagy változó a keresztmetszet, esetleg gerendák vagy más falak is csatlakoznak a vizsgált falelemhez, akkor részletesebb vizsgálatot kell végezni. Ehhez a végeelem analízis a leginkább megfelelő eljárás. A legtöbb, szerkezetek vizsgálatára alkalmas számítógépi program tartalmaz síkjukban hajlított falak számítására kidolgozott programrészt.

8. gyakorlat: Tervfeladat bevétele

9. hét

9. előadás: Épületek függőleges teherviselő szerkezeteinek vizsgálata II.-Kapcsolt falak, merevítő magok

Az előadás anyaga a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 8.3 fejezete. Ezt rövidítve, egyes helyeken kiegészítve idézzük a következőkben.

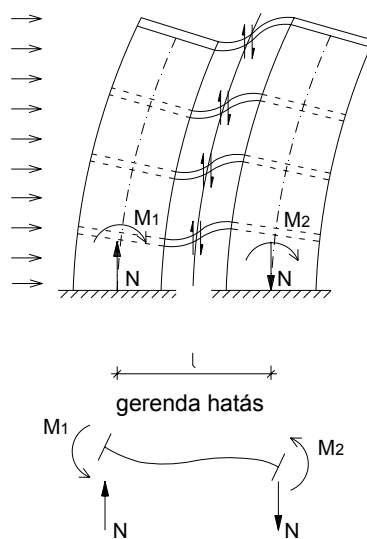
Kapcsolt falak

Az épületek teherviselő falait igen gyakran nyomatéki teherbírással rendelkező szerkezeti elemek kapcsolják egymáshoz. Ez leggyakrabban akkor fordul elő, amikor a falszerkezeten funkcionális okok miatt, például középfolyosós lakó, szálloda, vagy irodaépületnél, nyílásokat kell kialakítani. Ilyenkor az azonos síkban fekvő mindkét irányú falelemek együttdolgozását általában kötőgerendák biztosítják.

Amennyiben a fődémszerkezet mereven csatlakozik a falakhoz, úgy az azonos síkban fekvő falak között a nyírás révén alakul ki az együttdolgozás. A nyomatéki ellenállással rendelkező gerendákkal összekötött azonos síkú falelemeket kapcsolt falaknak nevezzük. Az ilyen módon kialakított szerkezet az épület merevségét lényegesen megnöveli az egyedi falakkal merevített épületekhez képest.

A kapcsolt falszerkezetek viselkedése

Ha két azonos síkban lévő falat csak normálerő felvételére alkalmas, csuklósan csatlakoztatott rudakkal kapcsolunk össze, akkor a külső nyomatékot a falak egymástól függetlenül, hajlítási merevségeik arányában veszik fel. Ha a kapcsolatot merev kötőgerendák biztosítják, akkor a szerkezet egységes függőleges konzolként működik, és a nyomatékot a két falból álló egységes keresztmetszet veszi fel. Valóságos épületeknél, hajlítási merevséggel bíró kötőgerendák alkalmazása esetén a szerkezet viselkedése a két szélső végét közötti.



Kapcsolt falak számítási modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

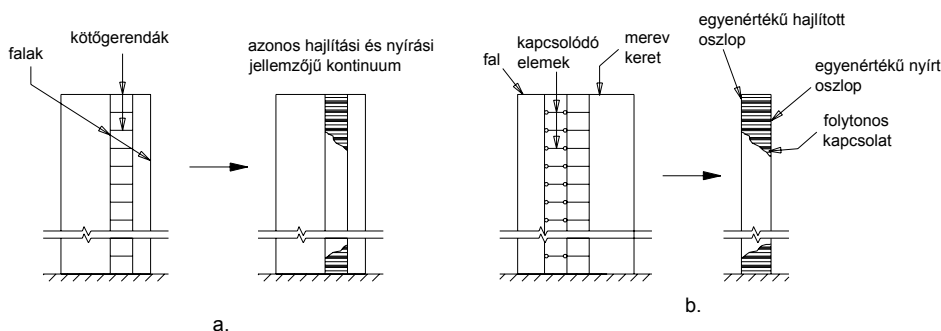
A vízszintes terhek hatására a kötőgerendák végpontjai az ábra szerint elfordulnak és eltolódnak. A kettős görbületű deformációs vonal kialakulása révén a gerendák az alul befogott konzolos falak alakváltozásait gátolják. A gerendákban keletkező nyíróerő a falakban a vízszintes terhekből közvetlenül kialakuló nyomatékokkal ellentétes nyomatékot ébreszt minden csatlakozási pontban. Ezen kívül a gerendák nyíróerőiből a falakban normálerő is keletkezik, mely a terhelés irányától függően lehet húzás vagy nyomás. A külső teherből keletkező M nyomatékot ennek megfelelően minden szinten a falakban kialakuló M_1 és M_2 nyomatékok és az N normálerő alapján meghatározható Nl nyomaték együttesen egyensúlyozzák az $M = M_1 + M_2 + Nl$ összefüggés szerint, ahol l a falak szilárdsági tengelyeinek távolságát jelenti. A fenti képletben az Nl tag a kötőgerendák hatását veszi figyelembe, és értéke zérus csuklósan kapcsolódó gerendáknál. A falak nyomatéka tehát a kötőgerendák merevítő hatása miatt csökken, mivel a nyomaték egy részét a falakban kialakuló normálerők egyensúlyozzák. Az N normálerő nagy l karja miatt ez a hatás már viszonylag kis normálerő esetén is jelentős lehet.

Számítási módszerek

A kapcsolt falakból álló szerkezetek méretezése, mint minden más szerkezet egyszerűbb, közelítő, vagy bonyolultabb, pontosabb számítási modellek alkalmazásával végezhető. A kézi számításra alkalmas módszerek általában szabályos szerkezeti kialakítás esetén alkalmazhatók. Bonyolultabb szerkezeteknél, vagy, ha az igénybevételeket nagyobb pontossággal kell meghatározni, általában csak gépi számítás vezet eredményre.

A leggyakoribb közelítő számításként az úgynevezett kontinuum modellt alkalmazzák, melynél a kötőgerendákat egy, az épület magassága mentén folytonos kapcsolóelem helyettesíti. Ez a modell természetesen csak közel egyenletesen kiosztott, azonos elemekből álló kötőgerendák esetén ad elegendően pontos eredményt. A síkbeli szerkezet a modell alkalmazásával lényegében egy olyan egydimenziós szerkezetté alakítható, melynek igénybevételei alapvetően csak a vizsgált keresztmetszet magassági koordinájától függenek. Ezáltal a szerkezet viselkedése egy olyan lineáris differenciálegyenlettel írható le, melynek megoldása zárt alakban előállítható.

Kapcsolt falak esetén a kötőgerendákat azonos hajlítási és nyírási jellemzőjű folytonos kapcsoló elemmel helyettesítik.

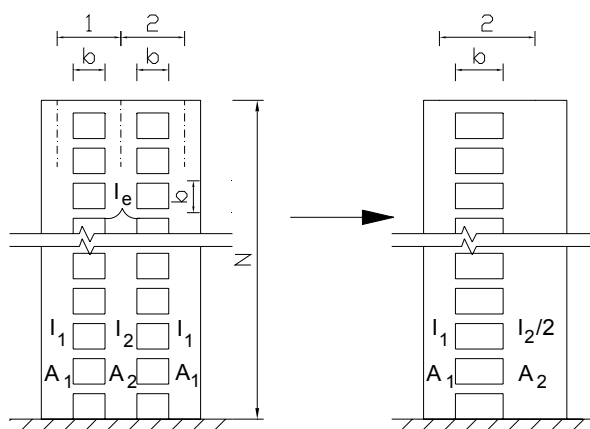


Kapcsolt falak számítása kontinuum modellel [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Szabálytalan kötőgerenda kiosztás esetén, vagy változó keresztmetszetű falaknál a kontinuum modell általában nem ad elegendően pontos eredményt. Ekkor egy egyenértékű vázzal való helyettesítés, vagy általánosabb esetben a véges elem analízis vezethet célhoz. A módszer megfelelő áttekintést nyújt a kapcsolt falakból álló szerkezetek viselkedésének sajátosságairól és alkalmazásával jól követhető a falak és a kapcsolt elemek egymáshatása. A méretezés minden egyes lépése Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 8.3.1 fejezete tartalmazza.

Szimmetrikus nyílássorral áttört falak

Kettős, szimmetrikus nyílássorral áttört falakat gyakran alkalmaznak, szálloda, vagy lakóépületeknél. Az ilyen szerkezetek vizsgálatánál az egyetlen nyílássorral áttört falakra ismertetett eljárást lehet alkalmazni. Az ábrán látható vízszintes terhekkel terhelt falszerkezet esetén a szimmetria következtében a középső falelemben keletkező normálerő zérus, a szélső falak nyomatókai és a nyíróerőfolyamok a kötőgerendákat helyettesítő folytonos közegben azonosak, míg a szélső falakban keletkező normálerők azonos nagyságúak, de ellenkező előjelűek. A külső nyomatókat tehát a falakban kialakuló közvetlen hajlítónyomatók és a szélső falakban keletkező normálerők együttesen egyensúlyozzák a következő összefüggés szerint.



Nyílássorral áttört falak modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

$$M = 2M_1 + M_2 + 2N_1 l,$$

ahol M_1 a szélső, M_2 a középső falak nyomatókaiat jelenti.

Az igénybevételek meghatározása egy olyan, két falelemből álló kapcsolt falszerkezet vizsgálatára vezethető vissza, amely egy tényleges szélső falból és egy fél vastagságú középső falból tevődik össze a tényleges kötőgerendákkal összekapcsolva. A középső fal normálerő-mentességének biztosítására a keresztmetszet területét a ténylegesnél

több nagyságrenddel nagyobbra kell felvenni, ezzel tengelyirányú alakváltozása az eredeti szerkezeti kialakításnak megfelelően közel zérus. A közepső falelemet helyettesítő fal inerciája a tényleges inercia fele.

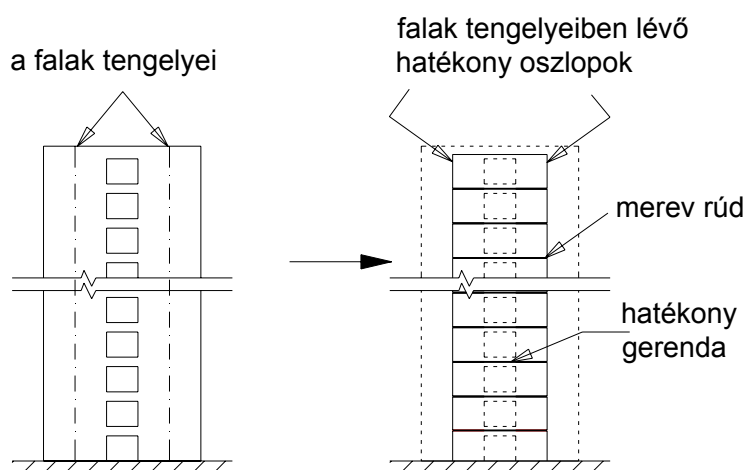
Az előzőek szerint kialakított helyettesítő szerkezetet a tényleges vízszintes terhek fele intenzitásával terhelve a két falelemből álló kapcsolt falszerkezetek vizsgálatánál megismert összefüggések a szerkezet igénybevételeinek meghatározására közvetlenül alkalmazhatók.

Egyenletesen megoszló terheléstől eltérő vízszintes terhelésű kapcsolt falak vizsgálata az előzőekhez hasonlóan a terhelésnek megfelelő külső nyomatékfüggvény figyelembevételével végezhető.

Kapcsolt falszerkezet vizsgálata helyettesítő keret modellekkel

Az előzőekben bemutatott folytonos modellel történő vizsgálat szigorúan véve csak egyenletesen kiosztott kötőgerendák és folytonos falak esetén alkalmazható. Szabálytalan kialakítás esetén a szerkezet viselkedésének vizsgálata általában a helyettesítő keret modell alkalmazásával végezhető.

A helyettesítő keret kialakításánál a legfontosabb a függőleges fal és a vízszintes kötőgerenda kapcsolatának helyes modellezése. Két kötőgerenda között a fal egy igen szerkezet, de ha az épület teljes magasságát vesszük figyelembe, akkor általában egy karcsú konzolhoz hasonlítható leginkább. A vízszintes terhekkel szemben a fal hajlítási alakváltozásai dominálnak, a nyírás hatása elenyésző.



Nyílássorral áttört falak modellezése kerettel [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A legegyszerűbb esetben a falak a tengelyükben el-helyezett és a faléval azonos EI hajlítási és EA tengelyirányú merevséggel rendelkező oszloppal helyettesíthetők. A fal szélső szálai alakváltozásának hatása a kötőgerendák magasságában beiktatott merev rudak alkalmazásával modellezhető. A kötőgerendákat azok tényleges merevségeivel

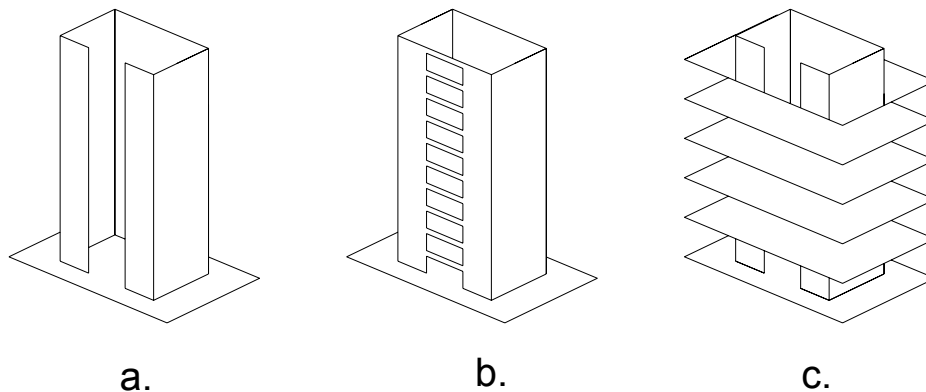
jellemzett rudak modellezik. Ha a gerenda fesztáv/magasság aránya ötnél kisebb, akkor nyírési alakváltozását is figyelembe kell venni.

A helyettesítő váz igénybevételeit legegyszerűbben a mozgásmódszer alapján kifejlesztett kézi vagy gépi számítási eljárásokkal célszerű meghatározni.

Magszerű épületek

Magasépületek lift vagy lépcsőházat határoló falaiból kialakított magok rendkívül alkalmasak a függőleges és vízszintes terhelések viselésére.

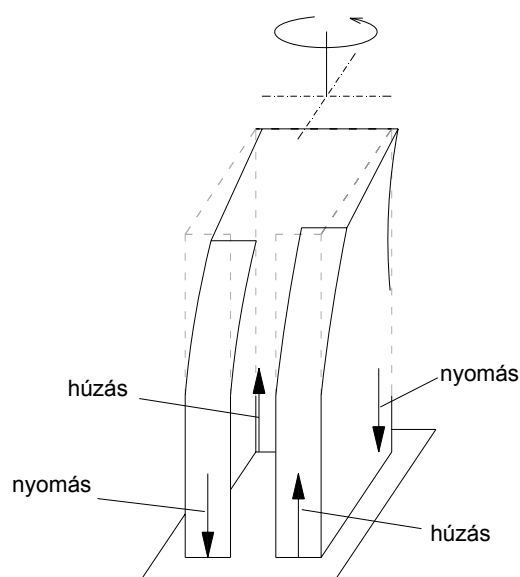
A vasbeton falelemekből kapcsolt, általában nyitott keresztmetszetű magszerkezet részleges zárását gerendák vagy a födém szerkezet biztosíthatja. A magot keresztmetszetének általában igen nagy inercianyomaték alkalmassá teszi a teljes vízszintes terhek viselésére. A vízszintes terhek szemponjából a mag egy az alapozásnál befogott függőleges konzolnak tekinthető.



A legtöbb esetben egy épület a vízszintes terhelések hatására nem csak eltolódik, hanem el is csavarodik. A mag csavarási merevsége ilyenkor jelentős mértékben megnövelheti az épület csavarási ellenállását. A mag falelemeinek magassága, szélessége és vastagsága arányainak következtében, a legtöbb esetben, a szerkezet vékonyfalú gerendaként viselkedik.

Következésképpen a csavarás hatására a mag eredetileg sík keresztmetszetei eltorzulnak. Minthogy az alapozás keresztmetszetében a torzulás gátolt, a mag magassága mentén a csavarásból függőleges alakváltozások és feszültségek keletkeznek. A csavarásból származó normálfeszültségek intenzitása esetenként a hajlításból származó feszültségekkel azonos nagyságrendű lehet.

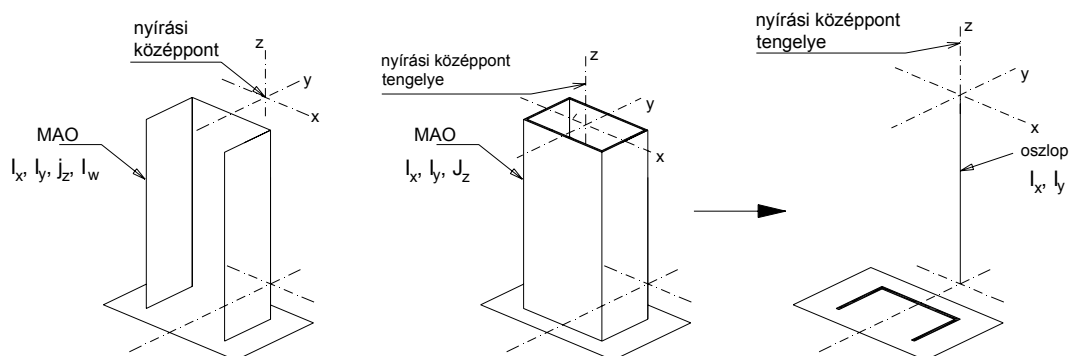
Egy nyitott szelvényű magnak gerendákkal vagy a födémlemezsel való részleges zárásával a mag csavarási merevsége megnő, ezáltal elcsavarodása és a csavarásból származó normálfeszültség csökken. A kapcsolóelemekben az együttdolgoztatás hatására hajlító és nyíróigénybevételek keletkeznek, amit a méretezésnél figyelembe kell venni.



Magszerű falak méretezési modellje (vékonyfalú szerkezetek) [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

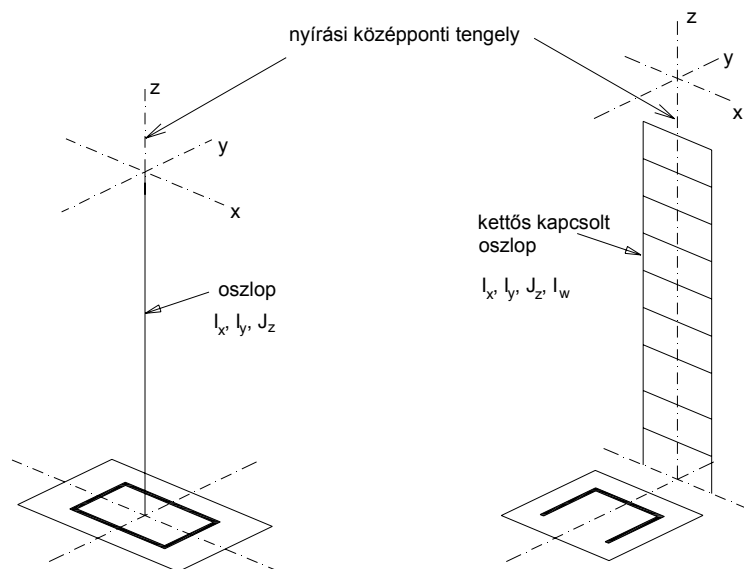
A méretezésnél az Acélszerkezetek tantárgy keretében a vékonyfalú szerkezeteknél tanult ismereteket célszerű felhasználni. A méretezés főbb lépései a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 8.5 fejezetében is megtalálhatók.

A közelítő számítások esetén célszerű a következő megfontolásokat figyelembe venni, ha a nem azonos síkú falak összekapcsolásával készült szerkezeti egységek, ha a vízszintes terhek hatására a szerkezet eltolódik, de nem csavarodik el, egyetlen oszloppal helyettesíthetők, melynek tengelye a kapcsolt falak révén kialakuló keresztmetszet nyírési középpontjában van és inercianyomatékai a főirányokban megegyezik a kapcsolt falelemekből kialakított mag keresztmetszetének tényleges inercianyomatékaival.



Magszerű szerkezetek közelítő modelljei [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Zárt szelvényű mag esetén, ha a szerkezet nem csak eltolódhat, de le is csavarodhat, az oszlop modell alkalmazható, de az oszlopnak a magéval azonos csavaró inerciával is rendelkeznie kell.



Magszerű szerkezetek közelítő modelljei II. [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Nyitott szelvényű eltolódó és elcsavarodó magok esetén kettős oszlopmodell alkalmazható, amely a tényleges szerkezethez közeli hajlítási és csavarási tulajdonságokkal rendelkezik.

A pontos számítás elvégzésére a végeelemes módszerek a legalkalmasabbak. Az elem megválasztására általában a membrán elemek a legmegfelelőbbek, mivel ez az elem figyelembe veszi a falelemek nyírását és hajlítását. A térbeli falszerkezet modellezése csupán membrán elemekkel nem elegendő, mert egyedül ezzel nem vehető figyelembe a keresztirányú merevség hatása és a kapcsolódó födékek szerepe, amely szintenként merev kapcsolatot biztosít a falelemek között. Ez a hatás emeletszintenként beiktatott vízszintesen merev váz, vagy segédgerenda segítségével modellezhető. A síkjukban gerendákkal kapcsolt falak esetén a kapcsolat modellezéséhez az előzőek szerint függőleges irányban merev segédgerendákat is be kell iktatni. A falak csavarási merevségének figyelembevételére membrán elemekkel való modellezés esetén, a csatlakozási élek mentén egy-egy függőleges tengelyű rúdelemet kell beiktatni, melynek csavarási állandója a falelemek csavarási állandóinak összegével azonos. A rúd keresztmetszeti területe és inerciája zérus értékű legyen.

9. gyakorlat: Részletes erőtani számítás – VEM felépítése

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához.. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (96-102 oldal)

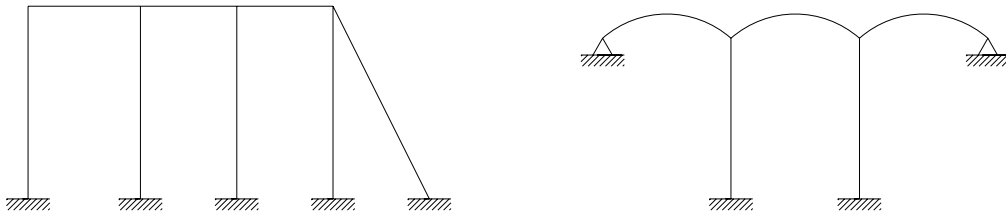
10. hét

10. előadás: Épületek függőleges teherviselő szerkezeteinek vizsgálata III.-Keretek

Az előadás rövid összefoglalást ad a Vasbetonszerkezetek II. tantárgyban a keretek témakörében tanult problémákról. A magasépületekre vonatkozó kiegészítéseket a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999 jegyzet tartalmazza.

Keret

A keret definíciója: A keret tetszőleges irányú egyenes vagy görbe tengelyű rudakból összekapcsolt szerkezet. Egyenes tengelyű rudakból, azaz függőleges oszlopokból és vízszintes gerendákból összekapcsolt szerkezeteket kereteknek nevezünk. A görbetengelyű rudakból álló szerkezetek az ívtartók. A gerenda és oszlop csatlakozása sarokmerev, azaz egy csomópontban találkozó rúdvégek valamely külső hatás következtében előálló szögelfordulása és eltolódása azonos.

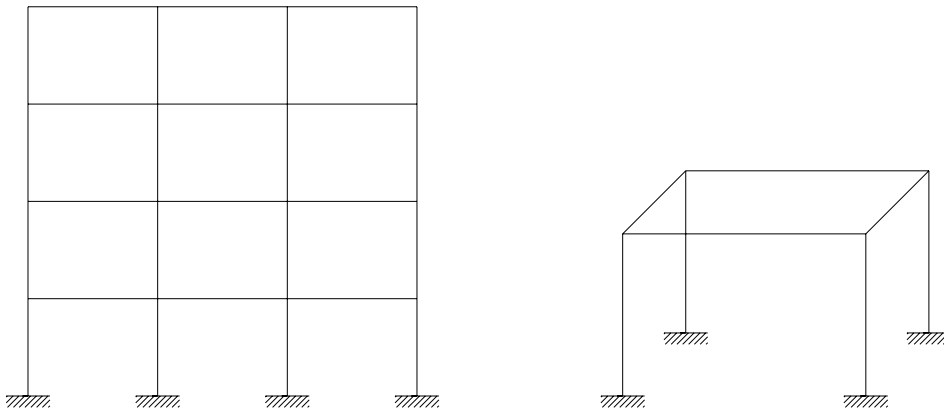


Keret definíciója, egyenes rudakból álló keret és ívtartó

Keretek osztályozása [Kurutzné Kovács Márta: Tartók statikája, Műegyetem Kiadó 2006.] felhasználásával:

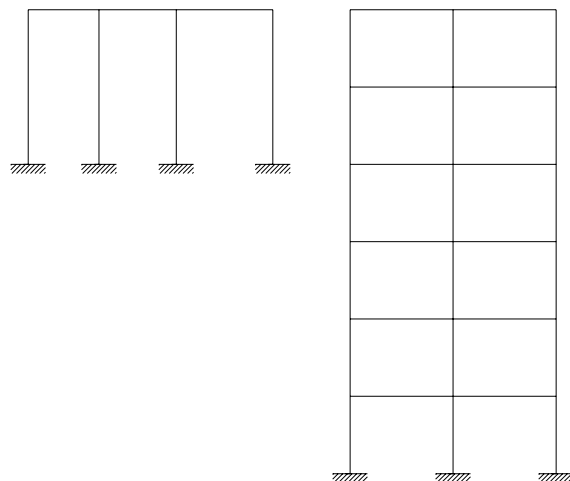
Elrendezés szerint:

Síkbeli és térbeli keretek : A térbeli kereteket sok esetben síkbeli keretekkel közelítik, modellezik. Ebben az esetben külön figyelmet kell fordítani a síkbeli keretek közötti teherelosztásra.



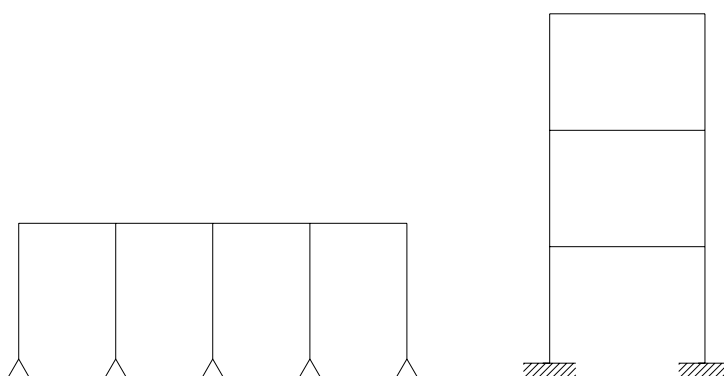
Síkbeli és térbeli keret

Egyszintes és többszintes keretek: A gyakorlatban a többszintes keretek az elterjedtek. Az ipari csarnokok általában egyszintes keretek.



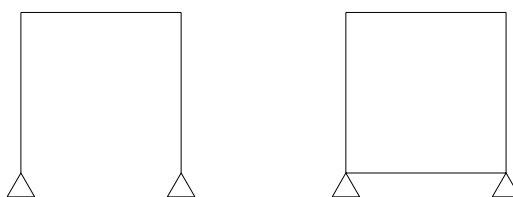
Egyszintes (többszintes) és többszintes (többszintes) keret

Egyhajós és többszintes keretek (Egy- és többnyílású keretek): A gyakorlatban legtöbbször többszintes keretekkel találkozunk, de többszintes keretek esetén az egyhajós szerkezetek is elterjedtek.



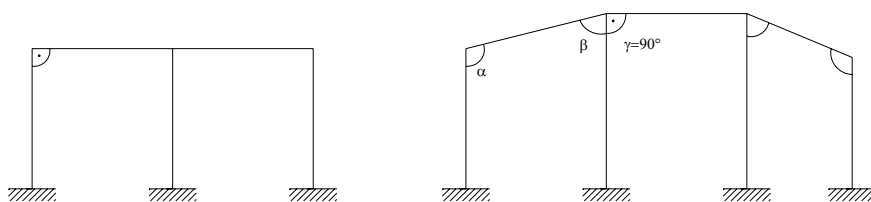
Többszintes (egyszintes) és egyhajós (többszintes) keret

Nyitott vagy zárt keretek: A vasbetonból készült keretek általában nyitott keretek, zárt keretekkel ritkán találkozunk.



Nyitott keret és zárt keret

Derékszögű és ferdeszögű keretek: Kapcsolódó rúdelemek egymással bezárt szöge derékszög vagy attól eltérő.

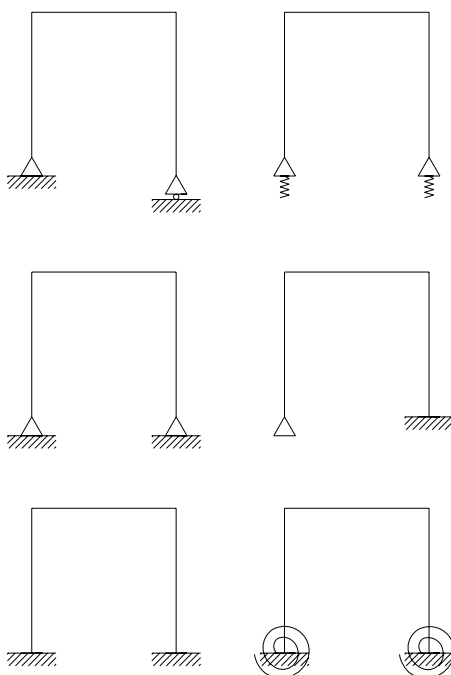


Derékszögű és ferdeszögű keret

Statikai szempontból:

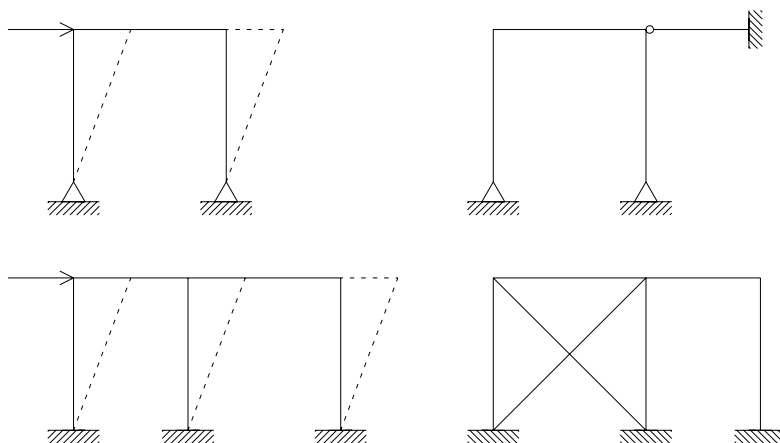
Statikailag határozott és statikailag határozatlan keretek: Egyszintes, egyhajós csuklós-görgős megtámasztású szerkezeteket kivéve a keretszerkezetek statikailag többszörösen határozatlan szerkezetek.

∴ A keretek megtámasztása lehet csuklós-görgős, kétcsuklós szerkezet, befogott, rugalmas, vegyes megtámasztás.



Megtámasztási módok

Kilendülő és nem kilendülő keretek: Vízszintes teher hatására elmozduló kereteket kilendülő kereteknek nevezzük. A kilendülő kereteket vízszintes irányban nem támasztja meg szerkezet. A nem-elmozduló keretek, amelyeket vízszintes irányban merevítő szerkezet támaszt meg, a nem kilendülő keretek.



Kilendülő és nem kilendülő keret

Keretek igénybevételének számítása

A keretekre függőleges (önsúly, hasznos, hó stb.), vízszintes (szél, földrengés) és kinematikai teher (hőmérsékletváltozás, méretpontatlanság, stb.) hat.

Keretek pontos számítása

A statikailag többszörösen határozatlan tartók megoldásánál is feltételezzük a következőket:

- A keret anyaga homogén, izotróp, lineárisan rugalmas, azaz követi a Hooke-törvényt;
- A terheletlen állapotban a keret feszültségmentes;
- A keret rudak alkotják, amelyeknek két keresztmetszeti mérete (b és h) a harmadik mérethez (rúd hossza l) képest elhanyagolható;
- Érvényes a Bernoulli-Navier hipotézis, azaz a középsík valamely pontjának normálisán lévő pontja alakváltozás után is ugyanazon a normálison marad;
- A két rúd csatlakozása tökéletesen sarokmerekv, nyomatékbíró.

A statikailag többszörösen határozatlan szerkezetek számítása történhet erőmódszerrel és elmozdulásmódszerrel. A két módszer alapelve, számításának lépései és mintapéldák a [Kurutzné Kovács Márta: Tartók statikája, Műegyetem Kiadó 2006] tankönyv 5. és 6. fejezetben találhatók.

Az ott bemutatott mintapéldák alapján is jól látható, hogy statikailag sokszorosán határozatlan keretek kézi számítása nehézkes, időigényes. A számításoknál az egyszerűség kedvéért feltételeztük, hogy a keretek síkbeliek és rudak nyújthatatlanok. A kereskedelmi forgalomban kapható keretszámító programok és végeelem programok segítségével a síkbeli és a térbeli keretek igénybevételei rövid előkészítés után gyorsan megkaphatók. A gépi számításnál nem kell feltételezni, hogy a rudak nyújthatatlanok. A mátrix-elmozdulásmódszeren alapuló gépi számítás matematikai

alapjait és síkbeli keretekre történő alkalmazását a [Kurutzné Kovács Márta: Tartók statikája, Műegyetem Kiadó 2006] tankönyv 7. fejezete foglalja össze. A végeelem módszeren alapuló gépi számítás alapjai és alkalmazásai a [Bojtár Imre-Gáspár Zsolt: Végeelem módszer építőmérnököknek, Terc Kiadó, 2003] tankönyv különböző fejezeteiben található.

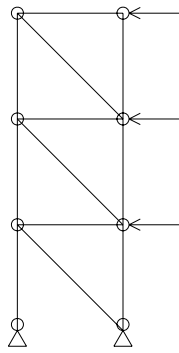
A keretek méreteinek felvételéhez, a statikai váz kialakításához a gépi számítás előkészítéséhez és ellenőrzéséhez közelítő számítások szükségesek. A közelítő számításoknak gyorsnak és megfelelően pontosnak kell lenniük. A közelítő számításokat minden esetben síkbeli kereteken célszerű végezni. A lehetséges közelítő számítási módokat vízszintes és függőleges teherre a Vasbetonszerkezetek II. című tantárgy keretében részletesen ismertettük.

Keretek méretezése

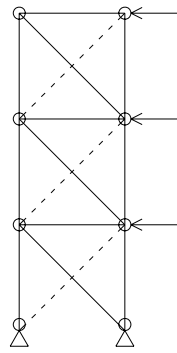
A keretek ügglőleges és vízszintes teherből származó igénybevételeinek ismeretében a számítások következő lépése, a keretet alkotó gerendák, oszlopok, keretsarkok méretezése. A gerendák méretezésével a Vasbetonszerkezetek I. tantárgy, az oszlopok méretezésével a Vasbetonszerkezetek II. tantárgy keretében foglalkoztunk részletesen.

Csuklós keretek rácsrúddal merevítve

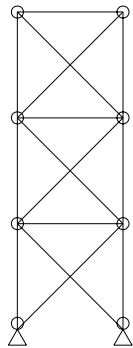
A csuklós keret nem képes a vízszintes teher felvételére, külön merevítést kell alkalmazni. Ez lehet egyirányban dolgozó rácszat (egyszerű diagonál). Ekkor kétirányú szélteher esetén egyszer a diagonál húzott, másik irányú szélteher esetén nyomott, amelynek kihajlását ellenőrizni kell. A módosított egyszerű diagonálnál a nyomásra könnyen kihajló kötél szerkezetet alkalmaznak, amely a húzóerőt képes felvenni, a nyomóerőt nem. A másik megoldás a kétirányú rácszat (kettős diagonál), ahol a nyomott és a húzott rácsrúd egyaránt dolgozik. Ebben az esetben a nyomott rácsrúdat kihajlásra ellenőrizni kell. A kihajlás elkerülésére középen csomólemezt iktatnak be. A keretszerkezet lehet előregyártott vasbetonszerkezet, vagy csavaros kapcsolatú acélszerkezet. A rácszat minden esetben acélszerkezet. A tervezésnél külön gondot kell fordítani a vasbetonszerkezet és a hozzá kapcsolódó acélszerkezet kapcsolatának kialakítására (kihúzóadás vizsgálat).



Egyszerű diagonál



Kétirányban dolgozó egyszerű diagonál



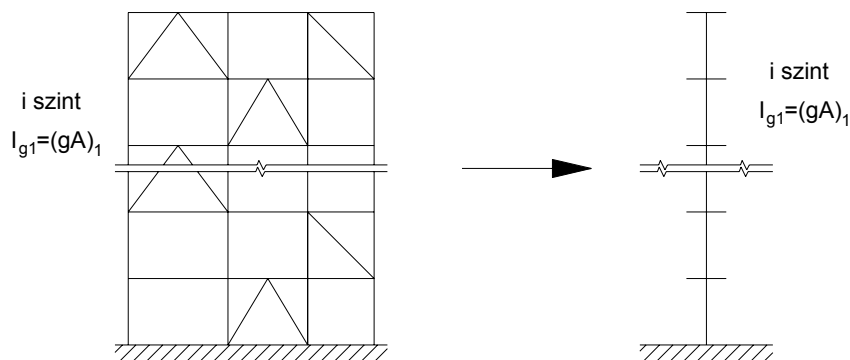
Kettős diagonál

Csuklós keretek osztályozása

Igénybevételek meghatározása:

A diagonállal merevített keretszerkezetek igénybevételeinek számításánál a függőleges és vízszintes terheket egyaránt figyelembe kell venni.

Átlós rudakkal merevített keretek igénybevételeinek erősen közelítő becslésére egyszerű oszlop modell is alkalmazható. Az oszlop nyírási merevségének ekkor a keret általános (GA) nyírási merevségével, hajlítási inerciájának pedig az eredeti keret oszlopkeresztmetszetei alapján számítható globális inerciájával kell megegyezni. Ennél a modellnél a többnyílású keret egyes oszlopainak saját hajlítási alakváltozásait elhanyagolják. Ennek hatása egyébként a valóságban kicsi.



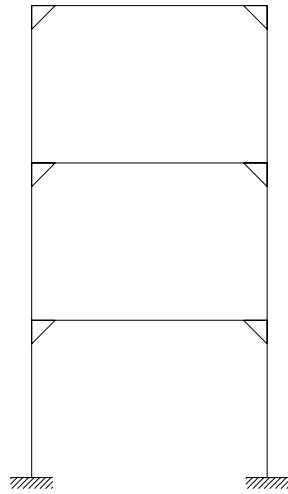
Közelítő számítás modellje

Az egyszerű diagonállal vagy a módosított egyszerű diagonállal merevített keretek igénybevételeinek számítására a rácsostertóknál tanult hármás átmetszéssel célszerű meghatározni az igénybevételeket.

Diagonállal merevített szerkezetek pontos számítására a mátrix-alapú elmozdulásmódszere, vagy véges elem módszer használata a legcélszerűbb. A méretezés esetén külön figyelmet kell fordítani a vasbeton keret és az acélszerkezetű diagonal kialakítására. Minden esetben méretezéssel kell bizonyítani, hogy a kapcsolathoz használt elemek kiszakadása nem következik be.

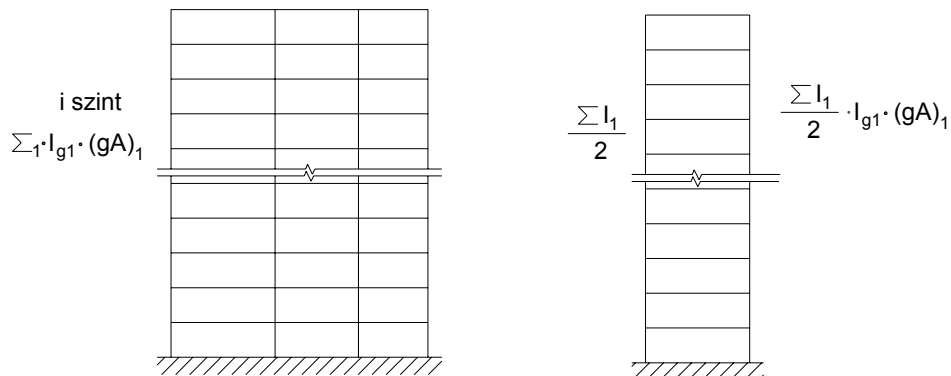
Sarokmerev keretek méretezése

A sarokmerev keret nyomatékálló kapcsolatai révén képes a vízszintes teher felvételére. Nagy terhek esetén a tetőponti elmozdulás igen nagy. A keret anyaga szerint lehet monolit vasbetonszerkezet, nyomatékálló kapcsolattal kialakított előregyártott vasbetonszerkezet, hegesztett acélszerkezet, nyomatékálló kapcsolattal kialakított acélszerkezet.



Sarokmerev keret

Többszintű sarokmerev keret viselkedése a vízszintes terhelések hatására megfelelő pontossággal becsülhető egy megfelelő merevségű, egyszintű kerettel való helyettesítéssel. Feltétel, hogy a két szerkezet (GA) nyírási merevsége, az oszlopok inerciájának összege $(\sum I_i)$ és az oszlopok keresztmetszeti területei alapján meghatározható I_g általános hajlítási merevség az eredeti és a helyettesítő váz nál szintenként azonos legyen.

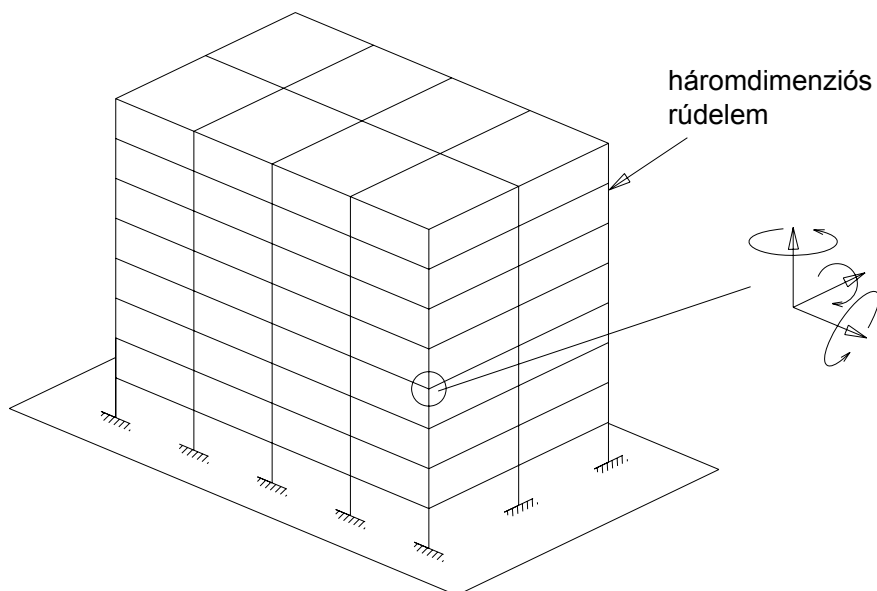


Többszintű sarokmerev keret egyszerűsítése közelítő számításhoz [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A végleges számítás esetén a keretszerkezeteknél tárgyalt mátrix-elmozdulás módszer vagy mozaik módszeren alapuló végeselem módszerrel célszerű számolni. A sarokmerev síkbeli keretek, melynek gerendái és oszlopai is rúdelemekkel helyettesíthetők. A rudak nyírási alakváltozásai általában elhanyagolhatók, ha az elem hossza nagyobb a keresztmetszet magasságának ötszörösénél. A végeselem analízis

alapján a csomópontok eltolódásai és elfordulása, valamint a rúdelemek igénybevételei (normálerő, nyomaték, nyíróerő) határozható meg.

A térbeli sarokmerv keretszerkezet háromdimenziós rúdelemekkel modellezhető. Ezek az elemek kétirányú nyírásra és hajlításra, csavarásra és tengelyirányú igénybevételekre is alakváltoznak.

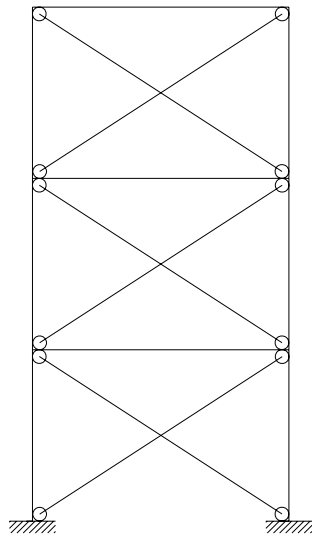


Térbeli keret

Általában keresztmetszeti területükkel, kétirányú nyírási keresztmetszetükkel valamint inerciájukkal és csavarási inerciájukkal definiálhatók. Az oszlopok és gerendák nyírási, valamint a gerendák tengelyirányú alakváltozásai legtöbb esetben elhanyagolhatók. Ez a nyírási terület figyelmen kívül hagyásával és nagy fiktív keresztmetszeti terület megadásával érhető el. A gerendák és oszlopok csavarási merevségei is gyakran elhanyagolhatók. Ekkor nem kell megadni a csavarási állandót sem. A számítás eredményei a csomópontok eltolódási és elfordulási az oszlopok normálerője, hajlítónyomatékai és nyíróerői, valamint a gerendák nyíróerői és hajlítónyomatékai.

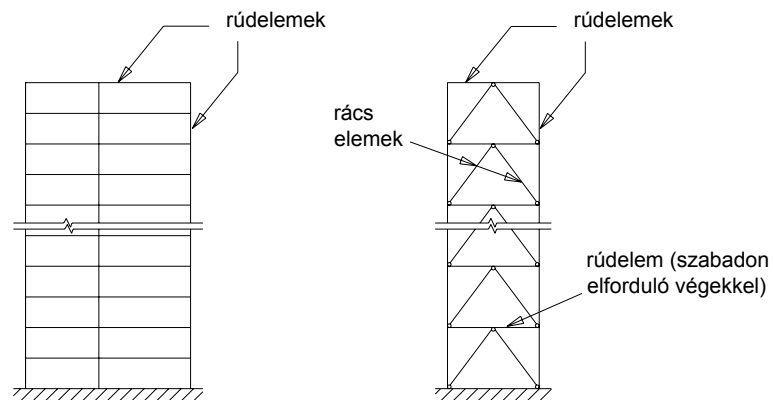
Intramerevítés – Sarokmerv keret átlós rudakkal merevítve

A keretek csoportján belül találkozunk sarokmerv keretek rácsoszással történő merevítésével, melyet *intramerevítés*nek neveznek. A rácsoszás következtében a szerkezet tetőponti elmozdulásai, alakváltozásai lényegesen csökkennek, a kialakuló erőjáték kedvezőbb. Alkalmazásának a hátránya a bonyolult számítás, valamint a acél rácsoszat és vasbetonszerkezet kapcsolat kialakítás bonyolultsága.



Sarokmerev keret diagonállal merevítve

Rudakkal merevített sarokmerev keret igénybevételeinek számítása kereskedelmi forgalomba kapható programokkal célszerű végezni, amelyek matrix-elmozdulás vagy végeleemes módszeren alapulnak. A rácsrúd rácselemmel, azaz kis inerciájú rúdelemmel, az oszlopok és gerendák pedig rúdelemekkel modellezhetők. A számítás a rácsrudakban keletkező normálerőket is megadja.



Közelítő számítás modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

10. gyakorlat: Oszlop méretezése végleges, ideiglenes állapotban, speciális helyek

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához.. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (102-106

11. hét

11. előadás: Épületek függőleges teherviselő szerkezeteinek vizsgálata IV.- Intermerevítések, kitöltő fallal merevített vasbeton vázak

Az előadás anyaga a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 8.1 fejezete. Ezt rövidítve, egyes helyeken kiegészítve idézzük a következőkben.

Intermerevítések

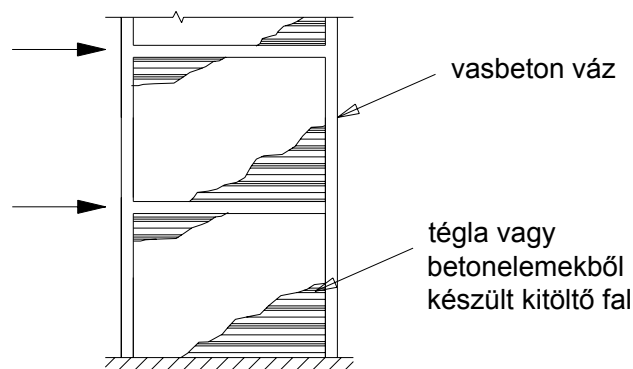
Az intermerevítések két csoport sajátosságainak összekapcsolásával jönnek létre. A legelterjedtebb intermerevítés a fal-keretszerkezet. Egyik típusa a vázkitöltő falak alkalmazása. Másik típusa a vasbeton falszerkezet és sarokmerv váz együttes alkalmazása.

Vázkitöltő fallal merevített vasbeton vázak

A téglá vagy betonelemekből készült falakkal kitöltött vasbeton oszlop-gerenda vázszerkezet a többszintes épületek egyik legelterjedtebb szerkezettípusa. A falak ekkor nem csak térelhatároló szerepet töltenek be, hanem biztosítják az épület vízszintes terhekkel szembeni merevítését is. Nem földrengésveszélyes területeken és viszonylag kis szélterhek esetén egyszerűsége és gazdaságossága miatt nagyon gyakran alkalmazzák.

Egyes szabályzatok a falak merevítő hatásának figyelembevételével az épület vízszintes terhekkel szembeni viselkedésének számításánál erősen korlátozták. Gyakran megkövetelik, hogy a teljes függőleges és vízszintes terhelést a vázszerkezettel kell felvenni és a falak hatását el kell hanyagolni. Az ilyen módon méretezett épületeknél a kitöltő falakon gyakran keletkeztek átlós irányú repedések. Ennek oka, hogy a falak jelentősen befolyásolják a teljes szerkezet viselkedését és így a vázrendszer erőjátékát is. Ezért célszerű és indokolt a vízszintes terhelésekkel szembeni méretezésnél a kitöltő falak figyelembevétele. A méretezés a fal-vázszerkezet együttműködésére vonatkozó elméleti vizsgálatokon és kísérleti tapasztalatokon alapszik. A szerkezet általános kialakítását a következő ábra mutatja.

A szerkezeti méretek megválasztásánál a váz keresztmetszeti méreteit általában a függőleges terhekből keletkező igénybevételek, míg a kitöltő falak vastagságát egyéb szempontok, pl. akusztikai szempontok, hőszigetelés, tűz-védelem, stb. befolyásolják.



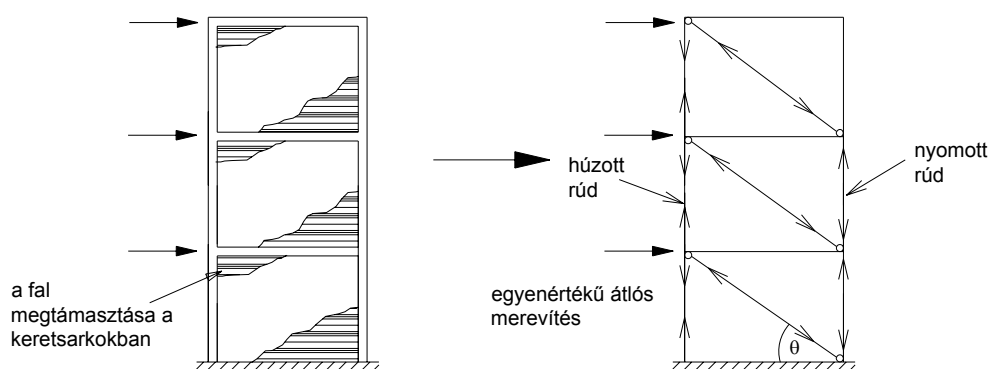
Kitöltő falakkal merevített sarokmerev keret [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A merevítés szempontjából hatékony kitöltő falakat általában a háromdimenziós szerkezetek merevítésére vonatkozó általános szabályok szerint kell elhelyezni. Egy emeletszinten balul a falakkal biztosítani kell az épület kétirányú nyírási, valamint csavarási merevségét. Ez szintenként legalább három olyan kitöltő fal beépítését igényli, melyek közül legalább az egyik nem párhuzamos a többiekkel és amelyek tengelyvonalai nem metsződnek egyetlen pontban. A falaknak elegendő teherbírással kell rendelkezniük a vízszintes terhekből származó igénybevételek felvételére.

A kitöltő falakkal merevített vázak viselkedése

A vázkitöltő fal és a vasbeton váz együttműködésének révén a kétféle szerkeztípus eltérő szerkezeti jellemzői jól kiegészítik egymást. A síkjában nagy merevségű fal jelentősen merevíti az egyébként viszonylag kis merevségű vázat, másrészt a duktilis vázszerkezet megnöveli a rideg anyagú fal teherbírását és alakváltozásképeségét a repedések kialakulása után. A kölcsönhatás révén viszonylag merev és szívós szerkezet alakul ki.

A kitöltő fal az ábra szerint részben nyírési merevsége, részben pedig átlós merevítő rúd hatása révén merevíti a vázszerkezetet.

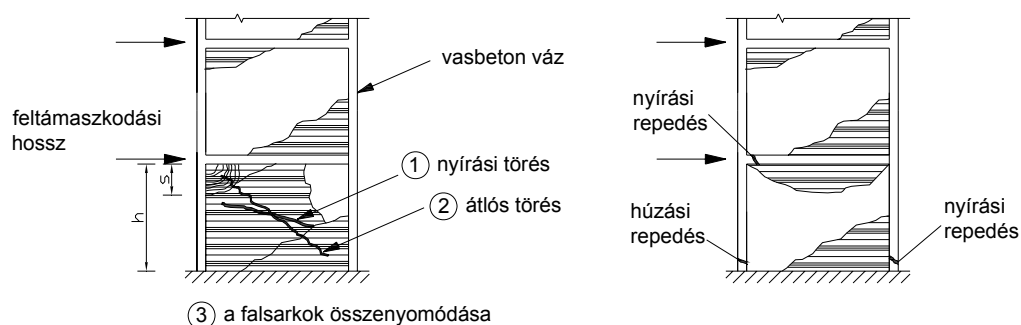


Közelítő számítás modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A vízszintes terhek hatására az oszlopok és gerendák kettős görbületű hajlítási alakváltozást szenvednek. Ennek következtében a keretsaroknál a váz az ábra szerint nekifeszül a falnak és kialakul az átlós nyomott rúd.

A váz és a fal együttműködésének eredményeképpen a fal tönkremenetele az ábra szerint három különböző módon következhet be.

1. Az első a falazóelemek közötti kötőréteg (habarcs) nyírási tönkremenetele. A második az átlós nyomott rúd tengelyére merőleges húzófeszültségek következtében kialakuló és a nyomott rúddal párhuzamos repedés, vagy repedések miatti tönkremenetel.
2. A nyomott rúdra merőleges irányú húzófeszültségek a rúd végein a nyomó feszültségi trajektóriák irányváltozásának hatására alakulnak ki. A repedések a maximális húzófeszültség helyétől, a fal közepétől indulnak ki és terjednek tovább.
3. A harmadik lehetséges tönkremeneteli mód a falsarok összenyomódása a vázzal való csatlakozásnál fellépő nagy nyomófeszültségek miatt.



Töréképek [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A váz tönkremeneteli módjai:

1. A keretsaroknál a fal feltámaszkodásából keletkező reakció következtében a keretsarokhoz csatlakozó oszlop és gerendavég elsősorban nyírásra van igénybevéve viszonylag kis hajlítás mellett. Ezért itt általában nyírási repedések alakulnak ki.
2. A szél támadta oldalon az oszlopok húzóttak, ennek következtében az alsó keresztmetszetben húzási repedések keletkezhetnek.

A kitöltő falakban és a vázakban keletkező erők

A kitöltő falakkal merevített vázak erőjátékának vizsgálata kísérleti eredményekre, közelítő számítási módszerekre és véges elemes számítások eredményeire alapozható. Az ilyen szerkezetek viselkedésének pontosabb leírásához még további kutatásokra, elsősorban nagyléptékű modellkísérletekre van szükség. A méretezési eljárások alapvetően rugalmas vagy képlékeny elméletek szerint végezhetők. A továbbiakban ismertetendő módszer kísérleti eredményekre és elméleti vizsgálatokra támaszkodik. lényegében a rugalmas elméleten alapszik, kivéve a kitöltő fal tönkremenetelének feltételét, amelyet a képlékeny teherbírás alapján definiálja.

A kitöltő fal feszültségei

1. Nyírási teherbírás ellenőrzése

A kitöltő fal nyírási tönkremenetele a vízszintes terhekből keletkező nyíró és normálfeszültségek együttes hatására jön létre. Síkbeli feszültségi állapotban lévő membrán elemek felhasználásával végzett véges elemes számítások sorozatának eredményeiből, a fal középső, kritikus keresztmetszete feszültségi állapotának jellemzésére az alábbi empirikus összefüggések írhatók fel:

$$\tau_{xy} = 1,43 \frac{Q}{Lt}$$
$$\sigma_y = \left(\frac{0,8h}{L-0,2} \right) \frac{Q}{Lt}$$

ahol Q az L hosszúságú, h magasságú és t vastagságú kitöltő falra a váz által közvetített nyíróerő.

2. Az átlóra merőleges irányú húzófeszültség ellenőrzése szempontjából

A nyomott átlóra merőleges irányú maximális húzófeszültségek ugyancsak a falmező középső szakaszán alakulnak ki. A véges elemes analízis alapján a húzófeszültség maximális értéke:

$$\sigma_d = 0,58 \frac{Q}{Lt}$$

Az előzőek szerint meghatározott feszültségek elsősorban a kitöltő fal méreteinek arányától függenek. A váz merevségének hatása ezekre a feszültségekre kicsi, mivel azok a falsáv közepén, a váztól távol alakulnak ki.

3. A falsarok összemorzsolódásának ellenőrzése szempontjából

A kitöltő falakkal merevített vázakon végzett modellkísérletek szerint a falnak a keretoszlopra való feltámaszkodási hossza az oszlop hajlítási merevségének és a fal megtámasztási merevségének arányától függ. Nagyobb oszlopmerevség következtében nagyobb lesz a feltámaszkodási hossz és kisebb lesz a feltámaszkodási felületen kialakuló nyomófeszültség. A kísérletek szerint az oszlopmerevség növelésével növekszik a fal teherbírása a nyomófeszültség hatására keletkező tönkremenetellel szemben. A fal összemorzsolódása megközelítően a feltámaszkodási felületen következik be.

Durva közelítéssel a probléma egy rugalmas ágyazású gerenda vizsgálatára vezethető vissza, melynek alkalmazásával a feltámaszkodási hossz (α)

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda}$$

ahol

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t}{4E_c I h}}, \text{ ahol}$$

E_m a fal rugalmassági modulusa és $E_c I$ a vasbetonoszlop hajlítási merevsége.

λ paraméter a megtámasztás merevségét jellemzi az oszlop hajlítási merevségéhez képest, melyből látható, hogy minél merevebb az oszlop a λ értéke, annál kisebb, a feltámaszkodási hossz pedig annál nagyobb lesz.

Feltételezve, hogy a fal összemorzsolódásakor az α hosszúságú feltámaszkodási felületen a fal feszültsége az f_{md} nyomószilárdsággal azonos, a kitöltő falra működtethető vízszintes törő nyíróerő értéke

$$Q_c = f_{md} \cdot \alpha \cdot t$$

$$Q_c = f_{md} t \cdot \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_c \cdot l \cdot h}{E_m \cdot t}} = \frac{\pi}{2} \cdot f_{md} \cdot \sqrt[4]{\frac{4E_c \cdot l \cdot h \cdot t^3}{E_m}}$$

Egy falelemre megengedhető vízszintes nyíróerő vasbeton váz esetén feltételezhető $E_c/E_m \cong 3$ esetén a

$$Q_c = 2,9 \cdot f_{md} \cdot \sqrt[4]{l \cdot h \cdot t^3}$$

összefüggéssel számítható.

Az előző félig empirikus összefüggések tartalmazzák azokat a fontosabb paramétereket, amelyek befolyásolják egy falelem vízszintes terhekkel szembeni teherbírását a falnak a keretsarkok környezetében bekövetkező összemorzsolódása esetén. A teherbírást döntően a fal nyomószilárdsága és vastagsága határozza meg, míg a falelem magasságának és az oszlop inerciájának a hatása csak negyedik gyök alatt szerepel. A Q_c összefüggés meglehetősen közelítő és a kísérleti eredményekkel összevetve általában túlbecsüli a fal tényleges teherbírását, ezért a szerkezet méretezéséhez korrekcióra szorul.

A vázban keletkező erők

A vízszintes terhekkel igénybevett kitöltő falakkal együttműködő vázszerkezetekkel végzett kísérletek és véges elemes számítások szerint a váz gerendáiban és oszlopaiban keletkező normálerők jó közelítéssel a helyettesítő átlós, két végükön csuklós rudakkal merevített keretszerkezeti modellen határozhatók meg. Az oszlopokban keletkező nyíróerő az átlós rúd normál erejének vízszintes, a gerenda nyíróereje pedig a rúd normál erejének függőleges komponensével becsülhető. A numerikus vizsgálatok alapján az oszlopokban és a gerendákban keletkező hajlítónyomaték a hasonló kialakítású, de vázkitöltő fal nélkül készült sarokmerv keretek nyomatékaihoz képest jóval kisebbek. A vázszerkezet rúdjaiban keletkező nyomatékok maximális értéke a biztonság javára szolgáló közelítéssel az

$$M_{max} \cong Q h / 20$$

összefüggéssel becsülhető.

A szerkezet méretezése

A szerkezet méretezését a következők figyelembevételével kell elvégezni:

- a.) A kitöltő fal három lehetséges tönkremeneteli módja alapján számítható ellenállások legkisebbike is elegendő kell legyen, a vízszintes terhelésből a váz közvetítésével, a falban keletkező igénybevételek megfelelő biztonsággal való viselésére.

- b.) A váz legyen alkalmas a vízszintes terheknek a falakra történő átadására, ugyanakkor viselje biztonsággal a fal és a váz csatlakozásánál keletkező reakciókat.

A következő méretezési eljárás feltételezi, hogy a kitöltő falak vízszintes merevsége lényegesen nagyobb, mint a vázé, vagyis a faszlak hordják a teljes nyíróerőt.

A kitöltő falak méretezése

1. Méretezés nyírásra

A nyírási tönkremenetel a falazó elemek közötti kötőrétegben, a maximális nyírófeszültségek helyén, a falmező középső szakaszán jöhet létre. A falazat nyírási teherbírása a nyomófeszültség figyelembevételével egy

$$f_s = f_{bs} + \mu \sigma_y$$

alakú összefüggéssel számítható, ahol f_{bs} a tiszta nyírásra igénybevett falazat nyírási ellenállása, μ a belső súrlódási tényező és σ_y a függőleges nyomófeszültség a vízszintes kötőrétegben (fugában). A tiszta nyírási ellenállás és a súrlódási tényező a falazat típusától és a biztonsági tényezőtől függ. A fal szakasz közepén működő nyíró és normálfeszültségeknek az előző pontokban meghatározott értékeit a fenti összefüggésbe behelyettesítve

$$Q_s = \frac{f_{bs} L t}{1,43 - \mu \left(\frac{0,8h}{L} - 0,2 \right)}$$

kifejezéseket kapjuk, ahol Q_s az épület bármely szintjén megengedhető nyíróerőt jelenti.

2. Méretezés keresztirányú húzásra

A falazatnak az átlóra merőleges irányú húzással szembeni ellenállása meglehetősen bizonytalan. Kísérletek szerint a kötőréteg nyomószilárdságának mintegy tizedére becsülhető. A különböző szabályzatok szerint a falazat hajlításból származó megengedett húzófeszültsége a megengedett nyomófeszültségnek mintegy egy tizenegyede. A keresztirányú húzással szembeni méretezésnél is ezt a megengedett feszültséget célszerű számításba venni. A keresztirányú húzással szembeni ellenállás alapján a falra megengedhető maximális nyíróerő a

$$Q_d = 1,7 L t f_t$$

ahol f_t a fal keresztirányú megengedett húzófeszültsége.

A nyírás, illetve a húzás alapján meghatározható maximális nyíróerőt összehasonlítva, meg nem erősített téglafalazatok esetén, az utóbbi mindig nagyobb értéket ad, tehát a méretezésnél nem kell vizsgálni. Következésképpen a fal nyírási teherbírása az egyik alapvető szempont a kitöltő falazat méretezésénél.

3. Méretezés a falsarok összemorzsolódása szempontjából

Az előzőekben láttuk, hogy a kitöltő fal és az oszlop merevségének aránya hogyan befolyásolja a fallal felvehető vízszintes erő nagyságát a falsarok összemorzsolódása szempontjából. Mainstone (1974) kísérletei szerint a falsarok törése alapján meghatározható nyíróerő az előző modellnél pontosabban írható le a

$$Q_c = 1,12(\lambda h)^{-0,88} f_m h t \cos^2 \theta$$

összefüggéssel, ahol θ a falmező átlójának a vízszintessel bezárt szöge.

A λ értékét az előző képletbe behelyettesítve a

$$Q_c = 1,12 \left(\frac{4E_c I}{E_m t h^3} \right)^{0,22} f_m h t \cos^2 \theta$$

kifejezést kapjuk. Feltételezve, hogy téglafallal kitöltött vasbeton váz esetén $E_c/E_m=3$ és, hogy a fal megengedett nyomófeszültsége f_m , a falelemre hárítható megengedett vízszintes nyíróerő közelítő értéke

$$Q_c = 1,9 f_m \cos^2 \theta \sqrt{I h t^3}$$

A falak méretezésénél a biztonság javára szolgáló közelítésként a fenti összefüggést használhatjuk.

4. A váz méretezése

A kitöltő fallal merevített keretek közelítően az átlós csuklós rudakkal merevített vázakhoz hasonlóan viselkednek a vízszintes terhelések hatására, a váz elemei közvetlenül méretezhetők az állandó és hasznos terhekre, valamint a szélterherre.

Az oszlopok méretezésénél a mértékadó normálerő az átlós rudakkal merevített analóg váz vizsgálata alapján a függőleges és vízszintes terhek legkedvezőtlenebb kombinációjából számítható normálerő lesz. A normálerővel egyidejűleg működő hajlítónyomaték, a biztonság javára, az

$$M = Q h / 20$$

összefüggéssel becsülhető. Az oszlop-gerenda csatlakozásánál az oszlopra működő nyíróerő a vizsgált szinten a kitöltő fal által felvett Q vízszintes nyíróerővel azonos.

A gerendákban keletkező normálerő ugyancsak az analóg vázon keletkező igénybevételekből határozható meg. A normálerő értéke elméletileg az adott szinten működő nyíróerővel azonos húzó vagy nyomóerő, ez azonban a tényleges normálerőnél nagyobb, mivel a nyíróerő egy részét a födém veszi fel.

Ha egy gerenda alatt és fölött is fal van, akkor a hajlítási alakváltozása a függőleges síkban gátolt. Ha azonban a gerenda fölött vagy alatt nincs fal, akkor a fal feltámaszkodása miatt a gerendában is nyomaték ébred. Ennek értéke, az oszlop nyomatékához hasonlóan a biztonság javára az

$$M_b = Q h / 20$$

összefüggéssel becsülhető.

A gerendának az oszlophoz való csatlakozásánál lévő keresztmetszetében a nyíróerő az átlós nyomóerő függőleges komponensével, vagyis

$$T = Q h/L$$

értékkel egyezik meg.

Az előzőekben a fal és a váz kapcsolatából származó igénybevételeket határoztuk meg. Ezekhez természetesen hozzá kell adni a vázban a függőleges állandó és hasznos terhekből származó igénybevételeket is, amennyiben a gerenda alatt nincs vázkitöltő fal.

Az oszlopok és gerendák csatlakozásánál kialakuló csomópontok kapcsolatait a becsatlakozó rúdelemek normál és nyíróereje alapján kell méretezni. A kapcsolat nyomatóki teherbírásának hatása nem jelentős a teljes szerkezet viselkedése szempontjából, ezért nem feltétlenül szükséges nyomatókbíró csomópontokat kialakítani.

Vízszintes alakváltozások

A sarokmerev, kitöltő fal nélküli vázakkal ellentétben, a kitöltő fallal merevített vázak a vízszintes terhekből hajlítási alakváltozást szenvednek, mivel a falak a nyírási alakváltozásokat jelentősen csökkentik. Az alakváltozások számításához a falat helyettesítő átlós merevítő rudak merevsége egy egyenértékű rúd merevséggel vehető figyelembe. A helyettesítő rúd szélessége egyes javaslatok szerint az átló hosszának, mások szerint az oszlopok merevségének függvényében vehető fel. Sajnos a számítási modellek alapján meghatározott elmozdulások eredményei jelentősen eltértek a kísérleti értékektől.

A tapasztalatok alapján a szerkezet eltolódásai egy olyan, átlós rudakkal merevített helyettesítő kereten számíthatók, ahol az átlós rúd keresztmetszete a fal vastagságával és a falmező átlója hosszának egy tizedével azonos méretű téglalap. Az átlós rúd rugalmassági modulusát 7000 N/mm^2 -re becsülve a biztonság javára szolgáló közelítéssel kaphatók a vízszintes eltolódások.

Méretezési tanácsok

- A váz tengelye a kitöltő fal belső harmadába essen, hogy a tényleges kapcsolat kialakulhasson a két szerkezeti elem között.
- Egy falmező magasság/szélesség aránya 0,3 és 3 között legyen.
- Az építésnél ügyelni kell a váz és a keret közötti kapcsolat kialakítására.
- A fal karcsúsága ne legyen nagyobb a Szabályzatokban megengedett értéknél, feltételezve, hogy a kihajlási hossz a fal magasságával egyezik meg.
- A fal szélességének belső harmadában ne legyenek nyílások. A nyílás mérete ne legyen nagyobb sem a fal magasságának, sem pedig szélességének egy tizedénél.

11. gyakorlat: Kehelyalap méretezése

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához.. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (106-111. oldal)

12. hét

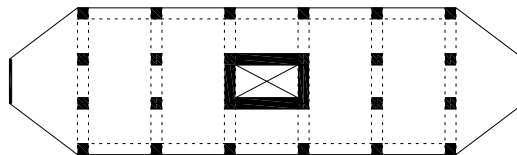
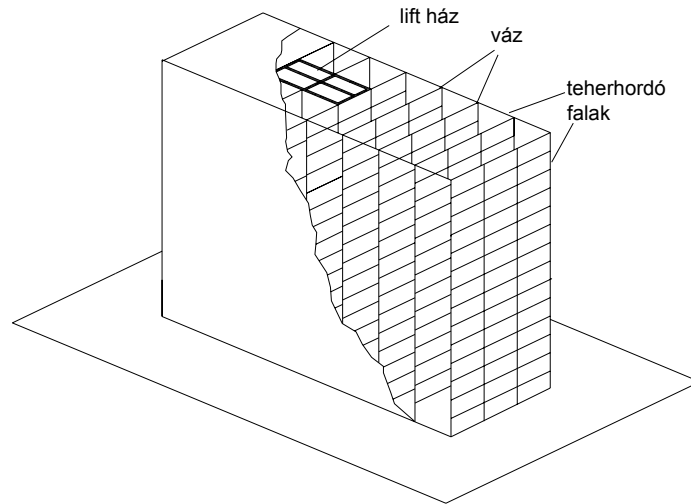
12. előadás: Épületek függőleges teherviselő szerkezeteinek vizsgálata V.-Fallal merevített vasbeton vázak

Az előadás anyaga a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 8.4. fejezete. Ezt rövidítve, egyes helyeken kiegészítve idézzük a következőkben.

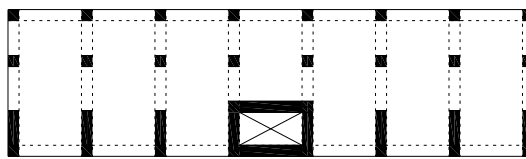
Fallal merevített (fallal együttműködő) vasbeton vázak

A magasépületekre működő vízszintes terheket igen gyakran a sarokmerev vázszerkezet és a merevítő falszerkezet együttesen veszik fel. A falaknak általában teherviselő és funkcionális szerepük is van, a váz leggyakrabban síkbeli keretelemekből áll.

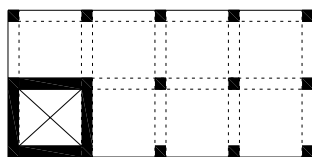
A falelemek a vázszerkezettel együttműködnek. A vízszintes terhek hatására egy önálló falelem és egy keret alakváltozásai nagyon eltérőek lennének, ezért a két szerkezeti elem közti kapcsolatot biztosító födémszerkezet miatt, az egymásrahatás következtében, a kapcsolt rendszer elemeinek igénybevételei az épület egészére ható igénybevételektől jelentősen különböznek. Ebben a fejezetben olyan, el nem csavarodó fal-vázszerkezetekkel foglalkozunk, amelyek egyenértékű síkbeli modellel vizsgálhatók. Ilyenek a szimmetrikus teherrel terhelt szimmetrikus szerkezetek. Az elcsavarodó szerkezetek általános elemzése nagyon bonyolult, mivel a falak és keretelemek egymásra hatása nagymértékben függ a keretállások relatív helyzetétől.



a.



b.



c.

Vasbeton fallal együttműködő vasbetonvázak [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Az a.) ábrán párhuzamos síkú keretállások és falak viselik a vízszintes terheket és a merev födémhársza szintenként azonos alakváltozásra kényszeríti az összes függőleges teherviselő elemet.

A b.) ábrán minden keretállás egy vázból és egy azonos síkú kapcsolt falelemből áll. Ebben az esetben a váz és az azonos síkú fal együttműködését a kötőgerendák, vagy a födémlemez biztosítja. Az ilyen szerkezetek hatékonysága a váz és a falelemek

egymásra hatásának mértékétől függ. Az egymásra hatás annál nagyobb mértékű, minél magasabb az épület, minél arányosabb a szerkezet és minél merevebb a váz.

Hajlékony váz esetén feltételezhető, hogy a teljes vízszintes terhelést az épület falai és belső magjai hordják és a vázat csak a függőleges terhekből származó igénybevételekre kell méretezni. Merev váz esetén ajánlatos a két szerkezeti elem egymásrahatását figyelembe venni. Ennek előnyei az alábbiakban nyilvánulnak meg.

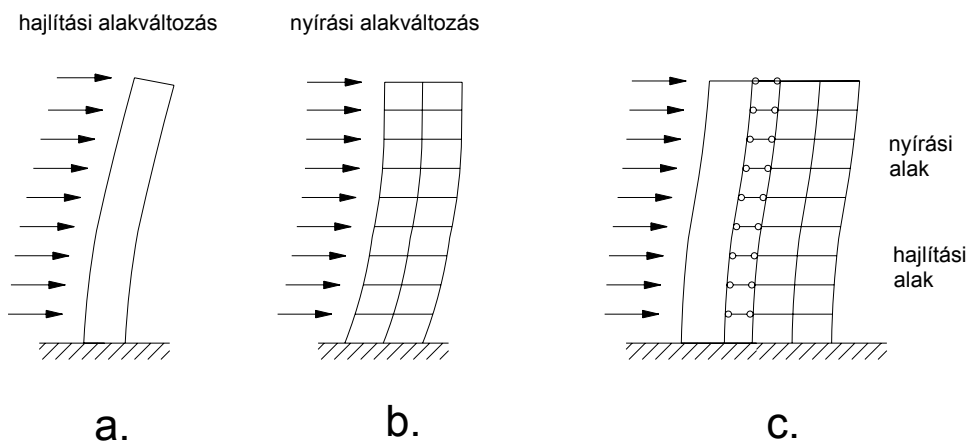
- a hajlításokból származó alakváltozás jelentősebb kisebb lesz, mint abban az esetben, ha azt feltételezzük, hogy a falak egyedül viselik a vízszintes terheket,
- a falakban és magokban számítható hajlítónyomaték is csökken,
- a váz oszlopai tökéletesen befogottnak tekinthetők,
- a vázban keletkező nyíróerő a magasságtól közelítően független, tehát a vízszintes szerkezeti elemek méretezése, kialakítása az épület teljes magasságán azonos lehet.

Szimmetrikus váz-falszerkezet viselkedése

Egy tízsintes épületnél a lépcsőházi, vagy liftházi mag merevsége a vázszerkezet merevségének mintegy tízszerese 20 szint esetén az arány körülbelül három, míg 50 szint esetén a mag merevsége a vázénak mintegy a fele. A merevségek arányának változása az épület magasságának függvényében abból adódik, hogy a lényegében hajlított konzolnak tekinthető mag hajlékonysága a magasság köbével, míg az alapvetően nyírt konzolként működő váz hajlékonysága a magassággal lineárisan változik.

Az épület magassága tehát jelentősen befolyásolja a két szerkezeti elem egymásrahatásának mértékét. A vízszintes terhelésből az egyedi fal hajlítási és az önálló váz nyírási alakváltozását mutatja az a.) és b.) ábra. Ha a két szerkezeti elemet normálerő átadására képes csuklós rudakkal kapcsoljuk össze, akkor a teljes szerkezet alsó szakaszán a hajlítási, míg felső részén a nyírási alakváltozások dominálnak.

A kapcsoló rudakban keletkező normálerők csökkentik a váz eltolódásait az alsó és a fal eltolódásait a felső épület szakaszon. Az egymásra hatás következtében kialakuló jellegzetes igénybevételi és eltolódási diagramokat mutatja az ábra. A fal eltolódási ábrája a görbület az inflexiós pont felett a konzol görbületével ellentétesre vált és a nyomaték is ellentétes a konzol nyomatékához képest.

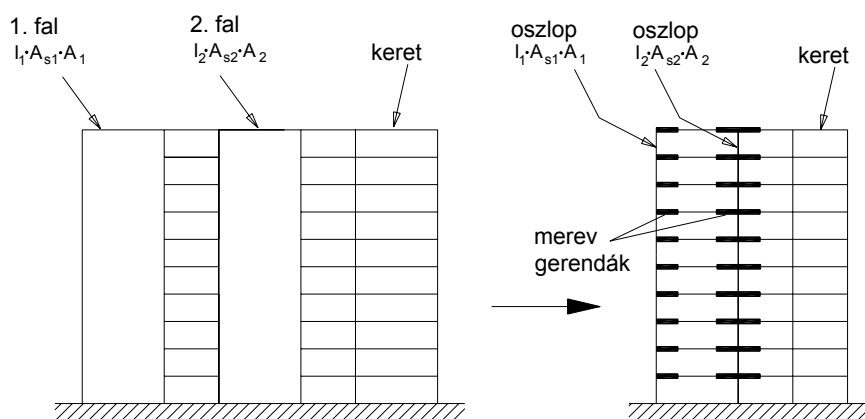


Számítási modell [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A c.) ábra szerint a vázban keletkező nyíróerő közel állandó, az alsó szakaszt kivéve, ahol jelentősen lecsökken. A tetőponton, ahol a külső nyíróerő eltűnik, a vázban és a falban is jelentős nagyságú egymással ellentétes nyíróerő keletkezik, aminek következtében itt jelentős mértékű, koncentrált kapcsolati erőnek kell fellépnie a két szerkezeti elem között. A kapcsolatot biztosító födémlemez, vagy gerenda méretezésénél erre különösen tekintettel kell lenni.

Váz - falszerkezet közelítő méretezésének elmélete

Falak és keretek esetén a falak nagy merevségű oszlopokkal helyettesíthetők. A fal inerciájával és keresztmetszeti területével azonos keresztmetszetű oszlop tengelye a fal tengelyével azonos, a falak, illetve a fal és a többi szerkezet közötti kapcsolat modellezésére szintenként merev rudakat kell beiktatni. Ez biztosítja, hogy a fal szélein keletkező függőleges elmozdulások a tényleges szerkezeten és a modellen hasonlóak legyenek.



Kerettel közeített számítás modellje [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

Váz és falszerkezet pontos számítása

A fallal együttműködő vázszerkezetek pontos számítására a végeelem módszerek a legalkalmasabbak. A falakat héj vagy membrán elemmel, a keretet rúdelemekkel célszerű méretezni.

Az el nem csavarodó váz-falszerkezetek analitikus vizsgálata, amellyel a keletkező igénybevételek megfelelő pontossággal meghatározhatók, egyre ritkábban kerülnek alkalmazásra. A méretezés lépései a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műgyetem Kiadó, 1999. jegyzet 7.4 fejezetében részletesen megtalálható.

Néhány megjegyzés a váz-falszerkezetek méretezésével kapcsolatban

1. Egy adott épületen belül a fal, illetve vázszerkezet arányát úgy célszerű megválasztani, hogy a kétféle szerkezeti elem egymásra hatása optimális legyen. Nem csak az a cél, hogy a szerkezet eltolódásai és a fal nyomatókai minél kisebbek legyenek, hanem az is, hogy a nyíróerő eloszlása a vázban legyen lehetőleg egyenletes. Ekkor a vízszintes szerkezeti elemek méretezése és kialakítása a teljes épületen közel azonos lehet.
2. A váz-fal arány felvételénél abból célszerű kiindulni, hogy a falakban ne keletkezzenek húzófeszültségek a rájuk működő függőleges terhelés és a vízszintes terheknek mintegy kétharmadából származó igénybevételek együttes hatásából. Ezután ellenőrizni kell a falrendszerek, mint önálló szerkezetnek az eltolódásait. Ha az meghaladja az épületre megengedhető érték kétszeresét, akkor a falszerkezet merevségét célszerű megnövelni.
3. Az ilyen módon felvett falszerkezetet a függőleges terhek alapján előméretezett vázzal egyesítve becsülhetők a teljes szerkezet alakváltozásai és belső erői a teljes vízszintes terhelés hatására. Ennek eredményeképpen, amennyiben szükséges, véglegesíthetők a szerkezeti méretek általában az épület alsó szakaszán a keresztmetszeti méretek módosításával. Az olyan szerkezetek alakváltozásai, amelyben a falak gyakorlatilag saját viselkedésmódjuk szerint, hajlított konzolként működnek, mintegy kétszerese azon fal-vázszerkezetek alakváltozásainak, ahol a vázban keletkező nyíróerő eloszlása közel egyenletes.
4. Egy bizonyos magasság fölött gyakran célszerű lehet egyes falak keresztmetszetét csökkenteni, vagy teljesen elhagyni. Az állandó keresztmetszetű váz-falszerkezet viselkedésének elemzése alapján belátható, ha a fal keresztmetszetét a deformációs vonal inflexió pontja fölött csökkentjük, akkor a váz nyomatóka csökken, ha pedig a csökkentést a $d^3y/dz^3=0$ pont fölött hajtjuk végre, akkor a vázban egyidejűleg a nyíróerő is csökken. Következésképpen az ilyen módon végrehajtott keresztmetszet csökkentésnek a szerkezet alakváltozásaira nincs jelentős hatása, sőt esetenként a maximális eltolódás kismértékű csökkenését is eredményezheti.
5. A tetőszinten a fal és a váz között keletkező Q_H kapcsolati erő növelésével a szerkezet tetőponti eltolódása, azonos vízszintes terhek hatására, jelentősen,

akár 30%-kal is csökkenthető. A Q_H koncentrált kapcsolati erő a szerkezet (GA) nyírási merevségétől és a $z=H$ helyen keletkező dy/dz hajlítástól függ. A kapcsolati erő igen egyszerűen növelhető a váz nyírási merevségének növelésével az épület tetőpontjához közeli szinteken. Ez vagy a váz felső szintjein lévő gerendák és oszlopok inerciáinak növelésével, vagy az épület felső szintjén alkalmazott vasbeton diafragmákkal érhető el. A helyi nagy koncentrált igénybevételek miatt igen nagy gondot kell fordítani a tetőszint közelében a váz elemeinek és a kapcsoló szerkezetek méretezésére.

12. gyakorlat: Vasalási és zsaluzási terv

Haris I., Kiss R.M: Tervezési segédlet a Magasépítési vasbetonszerkezetek című tantárgy gyakorlati feladatához.. BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke jegyzet (Függelék)

13. hét

13. előadás: Zárthelyi dolgozat

13. gyakorlat: Konzultáció

14. hét

14. előadás: Faltartók

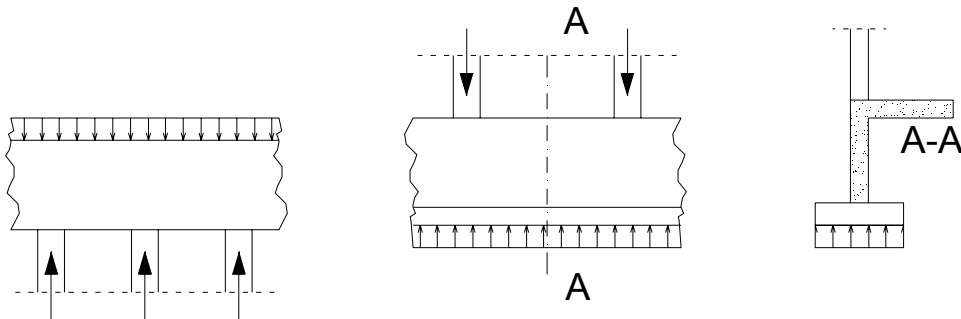
Az előadás anyaga a Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó, 1999. jegyzet 9 fejezete. Ezt rövidítve, egyes helyeken kiegészítve idézzük a következőkben.

VASBETON FALTARTÓK

A középfelületük síkjában terhelt lemezeket faltartóknak nevezzük. Gyakorlatilag az ilyen szerkezet a gerendákhoz hasonló funkciót töltenek be abban az értelemben, hogy a terheiket diszkrét támaszokra közvetítik. A gerendák viselkedésétől alapvetően abban különböznek, hogy a faltartók magasság-fesztávolság aránya nagy. Faltartónak általában azokat a szerkezeteket nevezik, ahol a h/l arány 0,5-nél nagyobb. A magasság mentén lineáris feszültségeloszlás (Bernoulli-Navier hipotézis) szigorúan véve $h/l > 1$ érték fölött nem érvényes, ezért a faltartók méretezését a gerendáktól eltérő módon kell elvégezni.

Faltartókat a leggyakrabban a következő esetekben alkalmaznak

- a teherviselő rendszer függőleges értelmű megváltozásakor, pl. oszlopokra támaszkodó falak, vagy fordítva, alagsori falra támaszkodó oszlopok esetén,
- silók, bunkerek falainál
- vízszintes erőkkel terhelt épület merevítő falak esetén.

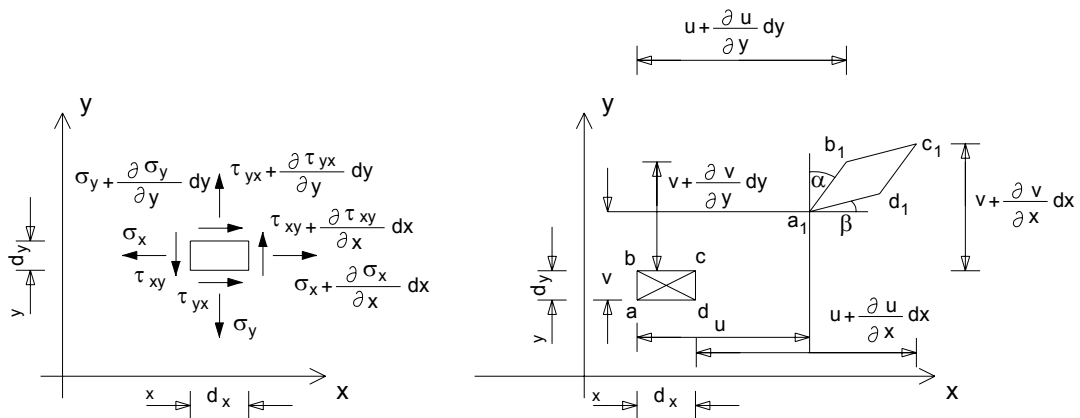


Faltartók kialakítása [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A vasbeton faltartók méretezése rugalmas, vagy képlékeny számítási módszerekkel végezhető.

A rugalmas méretezés alapjai

A vasbeton faltartók rugalmasságtan szerinti méretezését a rugalmas tárcsaelmélet alapján lehet elvégezni. Ez szigorúan véve csak repedésmentes szerkezetek esetében érvényes. A tárcsa egy elemi részére működő feszültségeket és alakváltozásokat az ábra mutatja.



Rugalmas méretezés [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A rugalmas elmélet egyenletei

Fizikai egyenletek:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x - \mu\sigma_y}{E}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y - \mu\sigma_x}{E}$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

geometriai egyenletek:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}$$

összeférhetőségi feltétel:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}$$

egyensúlyi egyenlet (x és y irányú vetületi egyensúly):

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = q$$

A feszültségfüggvény bevezetése

Az összeférhetőségi feltételbe a fizikai egyenleteket behelyettesítve

$$\frac{\partial^2(\sigma_x - \mu\sigma_y)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2(\sigma_y - \mu\sigma_x)}{\partial x^2} = 2(1 + \mu) \frac{\partial^2\tau_{xy}}{\partial x\partial y}$$

Az egyensúlyi egyenletek x, illetve y szerint deriválva és összeadva

$$\frac{\partial^2\sigma_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2\tau_{xy}}{\partial x\partial y} + \frac{\partial^2\sigma_y}{\partial y^2} = 0$$

a $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$ Laplace operátorral a Lévy-féle egyenletet kapjuk

$$\Delta(\sigma_x + \sigma_y) = 0$$

Az $F(x,y)$ feszültség függvény definíciója

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{\partial^2 F}{\partial x\partial y}$$

A Lévy féle egyenlet az alábbi alakban írható

$$\frac{\partial^4 F}{\partial y^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2\partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial x^4} = 0$$

A negyedrendű homogén parciális differenciálegyenlet megoldása, a feladatnak megfelelő kerületi feltételek mellett, az $F(x,y)$ Airy-féle feszültségfüggvényt adja, melyből az előzőek szerint a feszültségek meghatározhatók.

A kerületi feltételek a t vastagságú tárcsa peremén ható X és Y terhekből $p_x = X/t$ és $p_y = Y/t$ alapján

$$p_x = \sigma_x \cos \alpha + \tau_{xy} \sin \alpha$$

$$p_y = \sigma_y \sin \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha$$

ahol

$$\cos \alpha = \frac{dy}{ds}$$

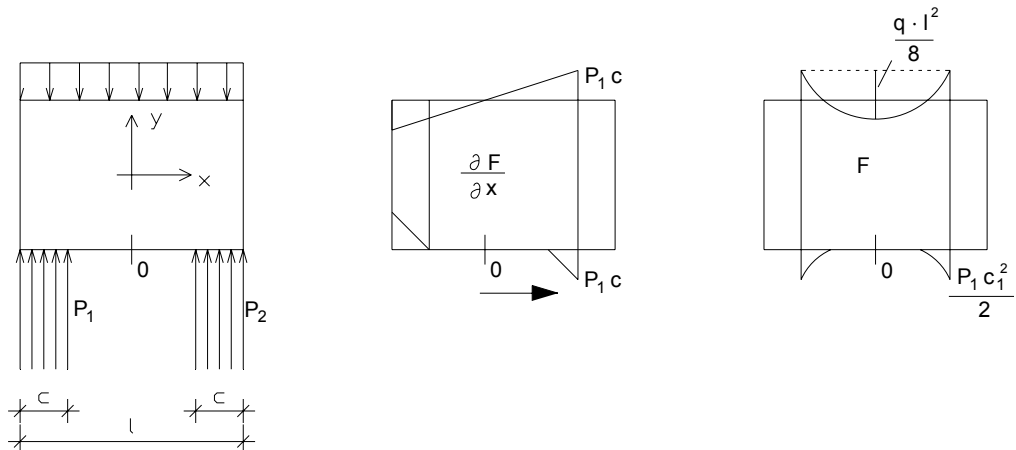
$$\sin \alpha = \frac{dx}{ds}$$

A feszültségfüggvényre felírva a kerületi feltételek

$$\frac{\partial F}{\partial n} = \frac{Q_t}{t}$$

$$F = \frac{M_s}{t}$$

alakban írhatók, ahol Q_l a koordinátarendszer 0 kezdőpontjától a peremen lévő erők t irányú vetületösszege M_s pedig az s pontra vonatkozó nyomatéka, például a következő ábra szerint

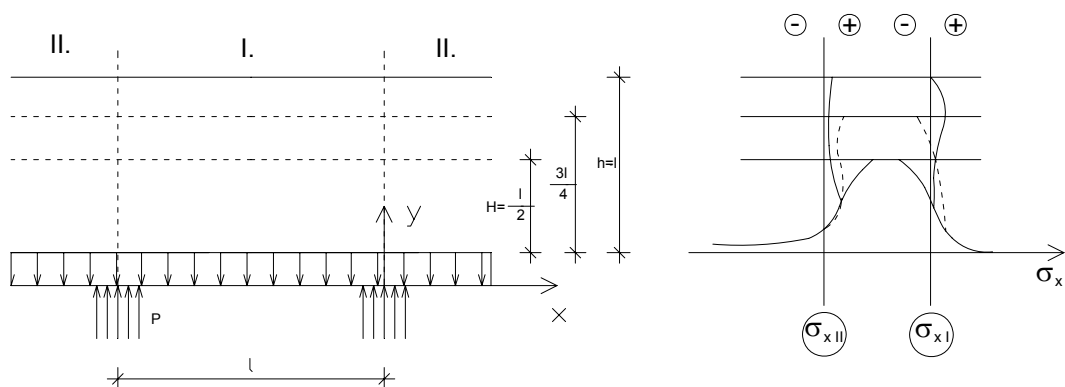


Faltartók igénybevételei [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A differenciálegyenlet megoldása zárt alakban csak néhány speciális esetben állítható elő. Leggyakrabban végtelen sor alakjában írható fel. Például végtelen hosszú faltartó esetén a feszültségek változása a terhek sorbafejtése után,

$$p(x) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos \frac{n\pi}{l} x \quad n = 1, 2, 3$$

felhasználásával az $F(x,y)$ feszültségfüggvény, majd ennek deriválása után a σ_x , σ_y és τ_{xy} feszültségek sor alakban előállíthatók. Különböző h/L arányok esetén a σ_x normál feszültségek változását mutatja az ábra. Látható, hogy a lineáris feszültségeloszlás már $h/L = 0,5$ esetén sem igazolódik a támaszok felett.

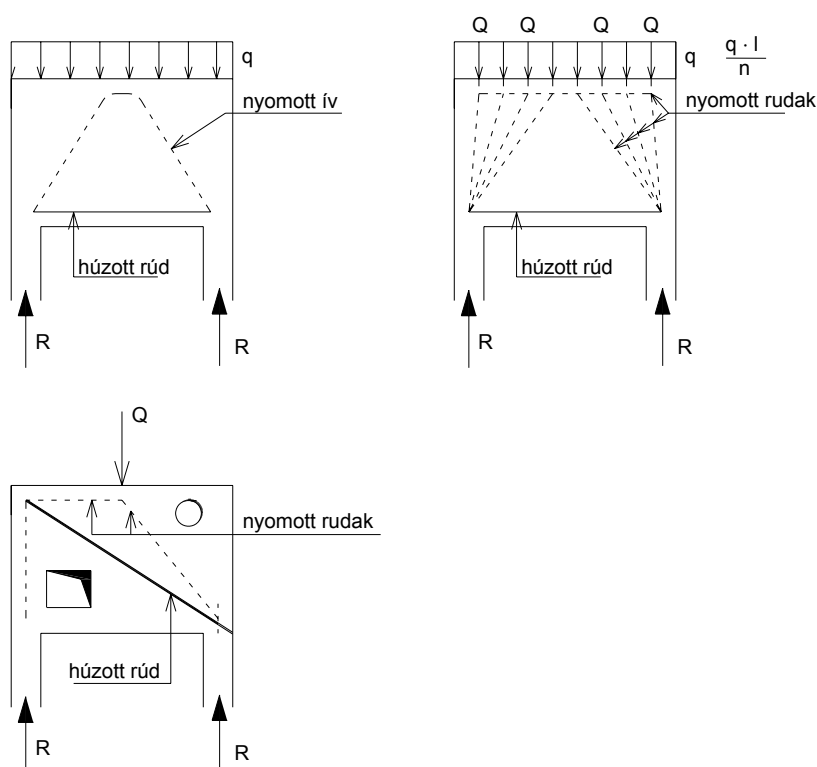


Feszültség eloszlás a magasság mentén [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A feszültségi ábrák eredőjéből a betonban keletkező húzóerő és ennek alapján a szükséges vasalás megállapítható. Ez a módszer elsősorban repedésmentes faltartók esetén alkalmazható. A feszültségek eloszlásának és a betonban keletkező húzóerőnek a meghatározására táblázatokat dolgoztak ki.

Képlékeny méretezés

A faltartók képlékeny méretezését a gyakorlatban igen gyakran alkalmazzák. Ennek oka, hogy még bonyolult kialakítású szerkezetek esetén is egyszerűen és gyorsan eredményre vezet. A faltartók képlékeny vizsgálata a statikai módszerrel végezhető előnyösen. Ennek alapelve, hogy olyan belső erőrendszerrel kell egyensúlyozni a külső terheket, amely kielégíti az egyensúlyi és a kerületi feltételeket. Egy ilyen erőrendszer meghatározása a szerkezet nyomott és húzott rúdelemekkel való helyettesítésével végezhető az alábbi példák szerint.



Képlékeny méretezés [Farkas: Magasépítési vasbetonszerkezetek. Műegyetem Kiadó]

A modellt lehetőleg minél merevebbre kell választani, egyrészt a minél gazdaságosabb vasalás, másrészt használati állapotban a megfelelő viselkedés biztosítására. A modell segítségével a faltartóban szükséges húzott vasalás nagyon egyszerűen meghatározható a húzott rudakban keletkező húzóerő alapján,

$$A_{szüks} = \frac{H_{Ed}}{f_{yd}}$$

ahol

- H_{Ed} a húzott rúdban keletkező mértékadó húzóerő,
- f_{yd} pedig az acél határszilárdóságának tervezési értéke.

A nyomott betonrudakban keletkező normálerő ellenőrzése jóval bizonytalanabb feladat és csak megfelelő óvatossággal végezhető. Mai tudásunk szerint a nyomott rudakban keletkező nyomófeszültség megfelel, ha a

$$f_c = \frac{N_{Ed}}{bt} \leq f_{cmax}$$

összefüggés teljesül, ahol

- N_{Ed} a nyomott rúdban keletkező mértékadó normálerő,
- t a faltartó vastagsága
- b a nyomott rúd szélessége,
- $f_{cmax} = f_{cd}$ ha keresztirányú húzás nincs, vagy ha megfelelő keresztirányú vasalás (abroncs hatás) van a faltartóban
- $f_{cmax} = 0,5 f_{cd}$, ha keresztirányú húzás van és a faltartó nincs ellátva megfelelő abroncsolással (ez az általános eset).

A faltartó alsó szakaszán működő erő esetén gondoskodni kell annak felkötéséről. Az acélbetéteket megfelelően le kell horgonyozni. Az erő-bevezetési helyek és támaszok vasalását különös gondossággal kell kialakítani (szerkesztési szabályok).

A túlzott mértékű repedések elkerülése érdekében célszerű a húzott vasakat a rugalmas elmélet szerint meghatározható húzott zónában szétosztani. A kevésbé igénybevett szakaszon egyenletesen elosztott minimális vasalást kell alkalmazni, amely alkalmas a húzott beton által felvehető húzóerő egyensúlyozására. A faltartók vastagsága a megfelelő betonozhatóság érdekében ne legyen 150 mm-nél kisebb.

14. gyakorlat: Tervezési feladat bevétele