

INSTITUTUL DE ARHITECTURA
„ION MINCU” BUCURESTI
CATEDRA: STIINTE TEHNICE

**T E O R I A
STRUCTURILOR**

ANUL III SI IV
PRELEGERI SELECTATE
1978 1979

PARTEA A DOUA

PROF. ING. AL. CIȘMIGIU

76107/76548

CAPITOL : C

COMPUNEREA STRUCTURILOR ETAJATE.

1. Complexe structurale.
2. Principalele capitole ale proiectării structurilor etajate.
3. Structuri în cadre pure
4. Structuri diafragmate.
5. Structuri mixte.

Compunerea Structurilor Etajate (Rezumat)

A. Structuri în cadre:

A₁. Cadre Pure

A₂. Cadre asociate cu
Pansouri Active

B. Structuri diafragmate:

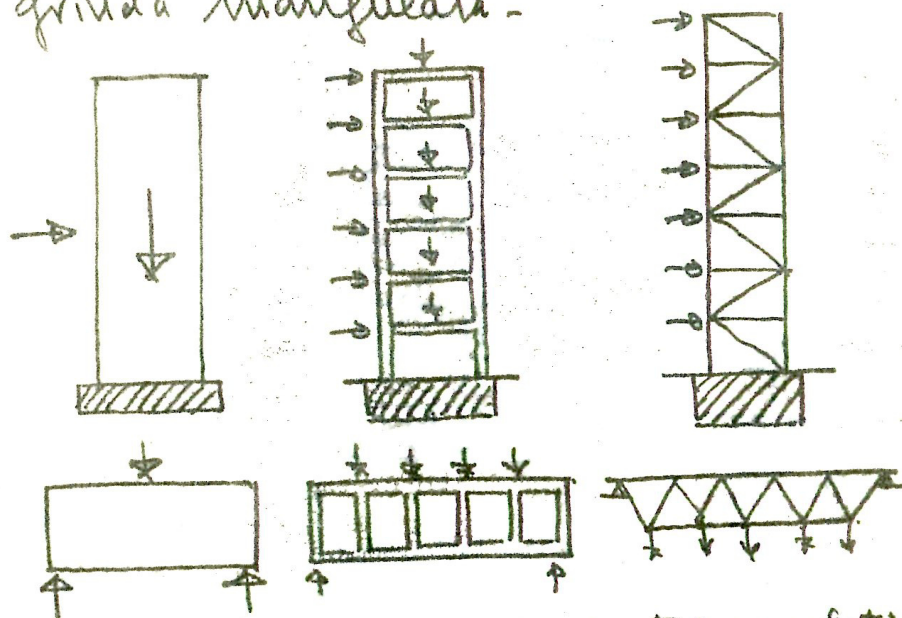
B₁. Cu diafragme dese
(Fagure)

B₂. Cu diafragme rare
(Celulare, libere)

C. Structuri mixte

1. Complexe structurale

Osaturile structurilor etajate se obțin din arhitectura logico a unor componente bine definite pe care le vom numi COMPLEXE STRUCTURALE. Dintre varietățile lor ca dimensiuni, forme, proporții, mod de realizare și conformare constructivă este nelimitată, prin decompunere și schematizare se pot obține, în ultima analiză, cele trei sisteme esențiale de la transportul forțelor verticale și orizontale în plan: grinda cu inimă joasă, grinda Vierendorf, grinda triangulată.



Gr. cu inimă joasă Gr. Vierendorf Gr. Triangulată

Complexe structurale (clasificare)

Verticale

Cadre
Diafragme
Bară
Panouri active
Tuburi

Orizontale

Panouri - diafragme
Etaje rigide

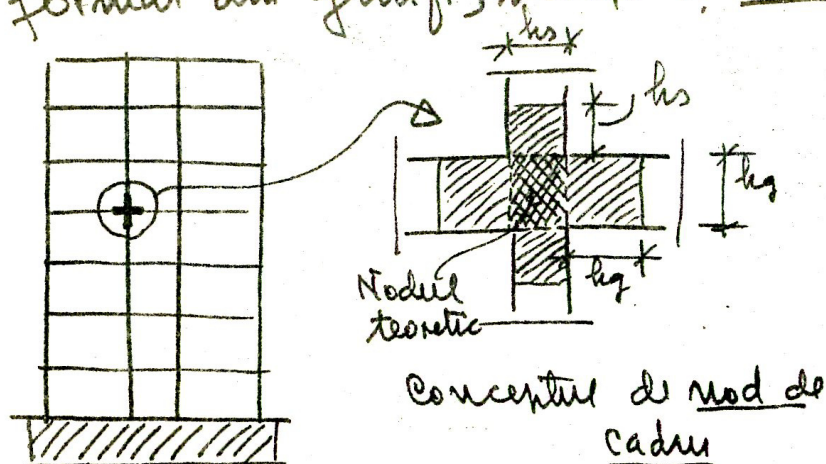
General

Infrastructuri

Panouri deviatorie de forțe
Etaje absorbante de energie
Panouri absorbante de energie

Complexele structurale nelimitate nu intră în compunerea structurilor etajate curente, ele vor interveni la capitolele speciale privind structurile moderne tubulare, structuri cu sisteme energetice active, etc.

Cadru. Complex structural din grinzi, stâlpi și noduri.



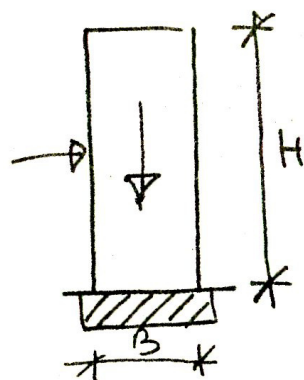
Diapragma. Perete plan cu raportul dimensiunilor mai $\lambda = \left(\frac{H}{B}\right)$ mai mic decât 5

Clasificare:

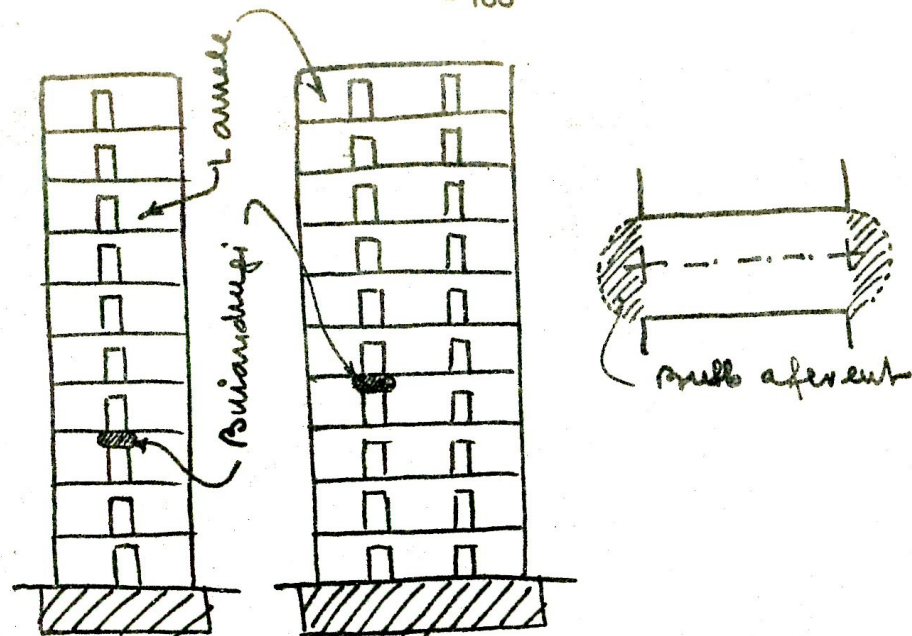
$2.5 < \lambda < 5$ - Diapragmă medie

$\lambda < 2.5$ - Diapragmă reintă

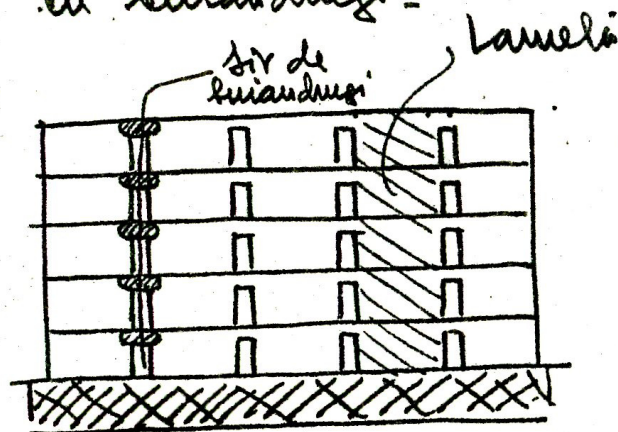
$\lambda > 5$ - Pară



Diapragme cuplate. Pereti cu unul sau două siruri de goluri, lucrând ca sisteme compuse din lamele (șpaleti) și pune (bucandugi).



Diapragma cu goluri multiple. O succesiune de console lamelare solidarizate cu bucandugi.

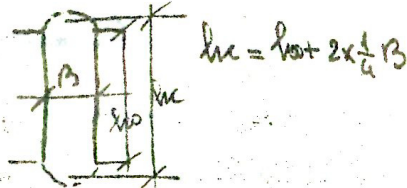
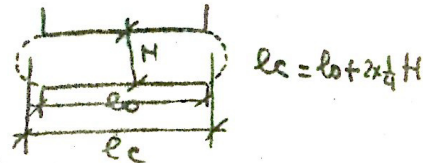
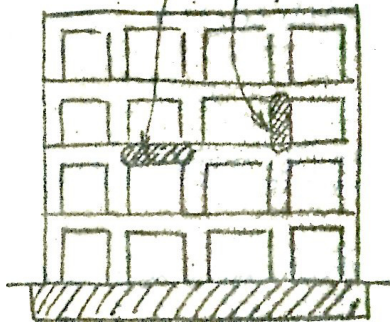


Cadru-diapragmă (Cadru rigid).

Unitate structurală de mare capacitate în care se combină, cu ponderi comparabile,

efecte de diafragmă și de cadru.

Grinzi și stâlpi de dimensiuni medii

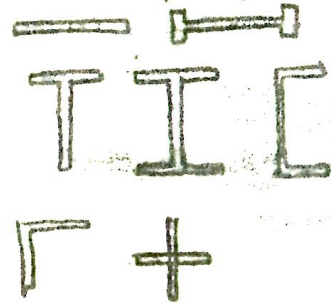


Bara. Console avind proporțiile grinzilor lungi:

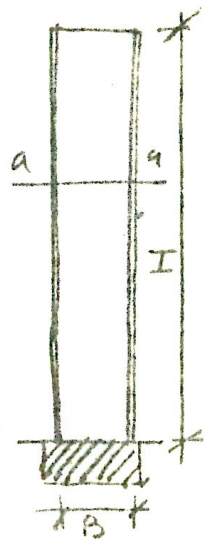
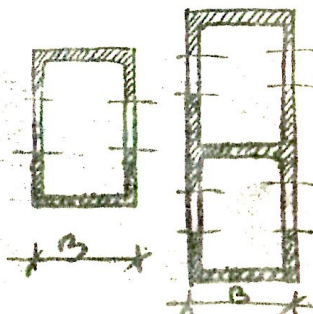
$$\lambda = \left(\frac{14}{3} \right) > 5$$

secțiuni posibile
(a-a)

Derchise
(sau profile)

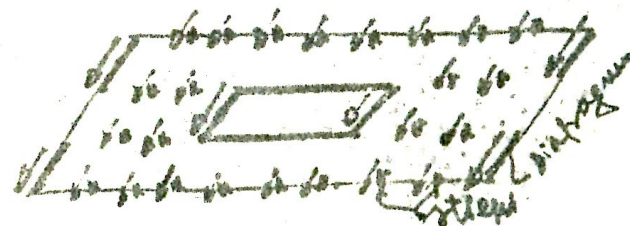


Inchise
(sau tubulare)

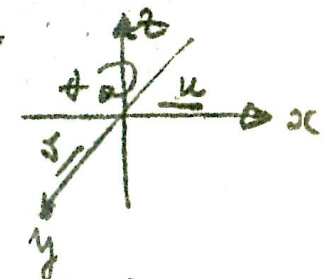


Rolul de diafragmă orizontală al
plaseelor.

Rolul "gravitațional" al plaseelor este fundamental. Despre aceasta se va discuta la fiecare tip de structură în parte. Aici ne vom limita la definiția rolului plaseelor în asigurarea spațialității structurilor etajate în special pentru acțiunea forțelor orizontale din vânt (w) cutremur (s), explozii etc. Privite din acest punct de vedere plaseele dintre etaje constituie niște ansambluri de "discuri-diafragme", practic indeformabile (dacă nu se produc greseli de concepție în stabilirea dimensiunilor, armăturii de rețea, cutiei interioare, etc.).



$w(s)$



u = deplasarea după ox
 v = deplasarea după oy
 θ = rotația în raport cu oz

Ca urmare a acestei indeformabilități, plansele devin un coordonator al deplasărilor (u, v, θ - Fig.) al ansamblului de cuplaje verticale (acelele, rotații și translații). Fără această "coerență" a deplasărilor, comportul elementelor verticale devine diferit.

Rolul global al infrastructurii

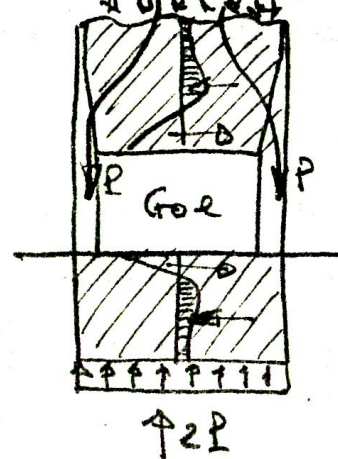
Infrastructura sau ansamblul structural constituit din pilotaj, fundații, subsoluri, indiferent de soluția adaptată (radier, cutii, cutii etajate, etc) îndeplinește trei funcțiuni fundamentale pentru comportarea de ansamblu a unei structuri etajate:

- 1) Asigură planșitatea și coerența deplasărilor la baza structurii (rol cumulat de diafragmă orizontală și de etaj rigid)
- 2) Inițiază toate procesele interacțiunii sol-structură (proiecții și retransmiteri de presiuni; tăroni și retransmiteri de tăroni)
- 3) Excepțională: soarele seismice și le transmite de front structurilor;

În termeni energetici, alimentează structura cu energie seismică și asigură procesul invers de reflecție a energiei de la structură la pământ.

Rolul pantrelor deviatoare de forțe

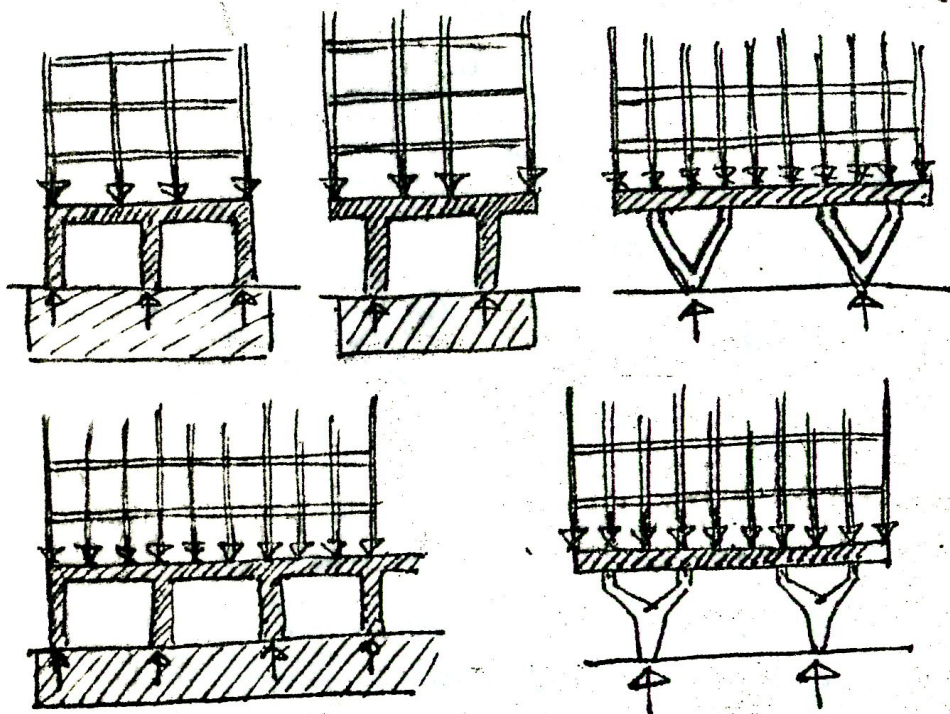
Capul banal dar de multe ori inutilabil îl oferă "pantrelor libere" al structurilor diafragmatice.



În acest caz devierea forțelor $2P$ acumulate până la pantă este însoțită de un efect de ghidaj pe pantă. Redistribuirea pe terenul de fundație la interioritate presiunilor admisibile, indiferent de sistemul de fundare

adaptat, implică un al doilea proces la fel de costisitor ca primul. Un caz mai complex îl constituie oprirea stălpilor. Dictate de considerații funcționale și plastice, aceste artificii structurale transformă întregul pantă într-un veritabil "fartă"

capitolul nu devieze și să concentreze din nou mult de toate. Soluții există; ele formează însă o perturbare desordnată de coexistența a unității structurale atât pentru fațetele verticale (Fig. ...) cât și pentru cele orizontale.



Rolul panourilor active va fi ras în evidență la capitolul celor cu panouri active.

2. Principalele capitole

Proiectări Structurale Etajate.

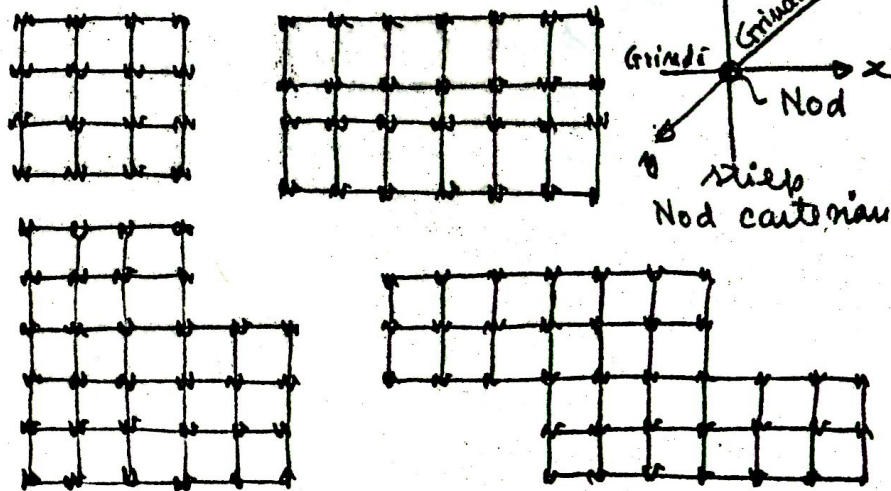
1. Proiectarea infrastructurii
2. Proiectarea suprastructurii
3. Proiectarea interacțiunii dintre elementele structurale și cele nestructurale

Fiecare capitol conține o serie de procese de proiectare specifice. Cele trei capitole de procese de proiectare fac parte dintr-o problemă unică, indivizibilă. Principala dificultate a Teoriei Compunerii se referă la tratarea independentă, pe capitole, a unor fenomene și proprietăți organice interconectate față de alte unități conceptive de ansamblu. Cu atât mai grea este operația de proiectare și dozare a elementelor care intervin în mod prioritar într-o anumită construcție. În cele ce urmează ne vom concentra în mod special asupra acelor aspecte care pot stimula sau însuși programele funcționale sau estetice

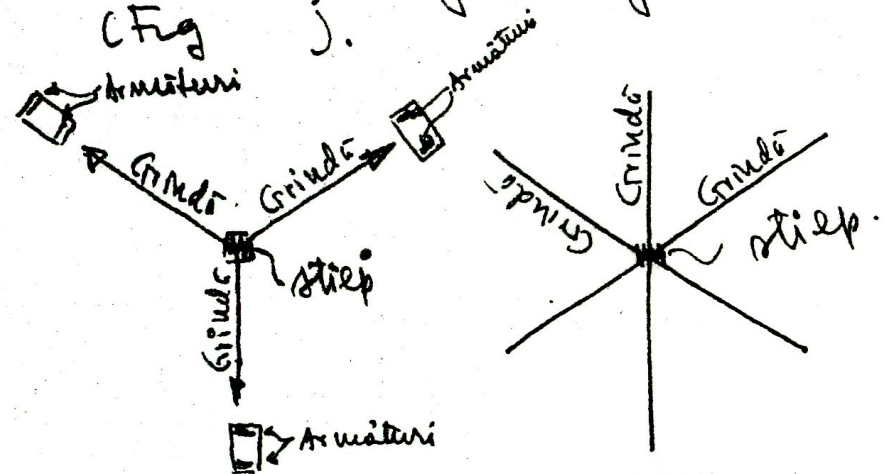
arhitecturale în general și care îm-
plătește o clarviziune fundamentală
în echilibrul forțelor și cuplurilor.

3. Structuri etajate în cadre pure.

3.1 Caracterizare. O structură în
cadre pure este constituită dintr-un
ansamblu legat de cadre plane
dispus de regulă după două
direcții normale, la care partici-
pau elementele structurale
la rezistență și rigiditate laterală
este neglijabilă.



Deși în principiu sunt posibile și
alte dispoziții ale cadrelor în plan
se va prefera totuși soluția care-
stăruie care asigură cea mai simplă
conformare a nodurilor. Astfel
soluțiile cu dispoziția grinzilor
în triunghi sau hexagon conduc
la 3x2 fluxuri de armături care
traversează nodul (sau se opresc
în nod) în general greu de aranjat
(Fig.).

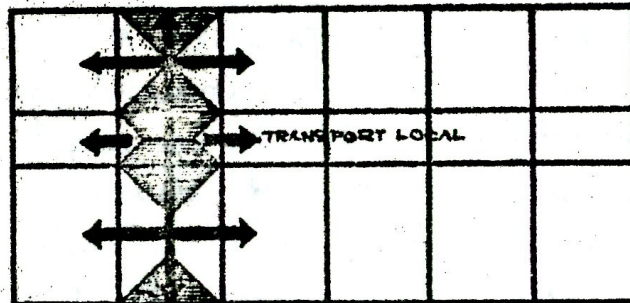


În sprijinul celor de mai sus vine
și faptul că armătura stiepiului
traversează și la nodul iar eforturile
din acțiunile verticale și orizontale
sunt atinge valorile maxime tot în
nod.

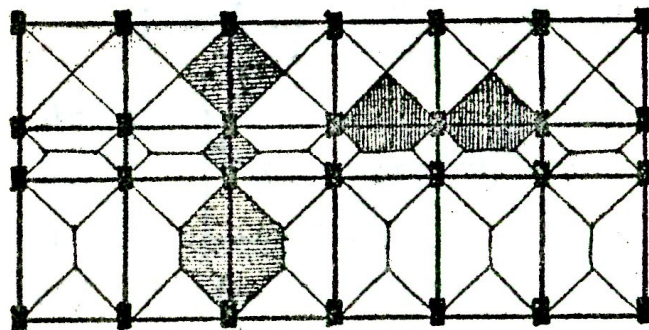
MECANISMUL DE LUCRU AL STRUCTURILOR IN CADRE.
TRANSPORTUL FORTELOR VERTICALE.

- Forțele verticale sînt aplicate pe dalele planșeelor. Cînd raportul deschiderilor plăcilor este cuprins între 1 și 2 ($1 \leq \frac{l_x}{l_y} < 2$), forțele sînt transportate pe două direcții și transmise grinzilor de contur. Cînd raportul deschiderilor este mai mare de 2 transportul forțelor se constată aproape integral după deschiderea mică cu excepția unor transporturi locale spre grinzile care bordează deschiderea mare (Fig.....).

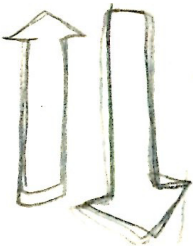
Rețeaua de grinzi se încarcă prin intermediul plăcilor, aproximativ după regula ariilor aferente (Fig.....)



Schema transporturilor



Încărcarea grinzilor



transport forțele verticale

- Determinarea eforturilor sectionale din grinzi (M,T) și stâlpi (M,N) într-o tratare riguroasă este o problemă multiplu static nedeterminată. Soluționarea ei implică cunoașterea și aplicarea metodelor generale ale Staticeii Structurilor pînă la nivelul furnizării datelor pentru calculatorul electronic și interpretarea rezultatelor obținute de la calculator. Aceasta subînțelege existența unui program pentru calculul cadrelor etajate la sarcini verticale; problemă soluționată încă de la începutul epocii calculatoarelor electronice.

În cele ce urmează vom folosi metode simple, aproximative, suficient de exacte pentru scopul urmărit:

- a) corecta proporționare a dimensiunilor
- b) detectarea zonelor sensibile ale structurii
- c) alegerea materialelor (marca de beton și oțel).
- d) aprecierea consumului de beton și oțel prin indici globali.

Determinarea forțelor axiale din stâlpi.

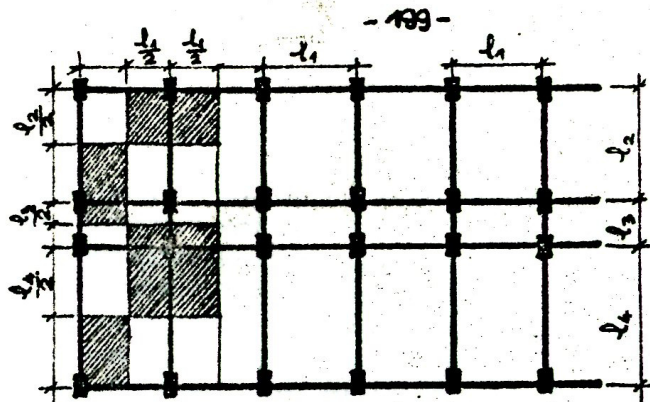
- Pentru determinarea forțelor axiale din stâlpi se stabilește în prealabil încărcarea globală uniform distribuită pe mp de planșeu din toate tipurile de sarcini: greutatea proprie a structurii, pardoseli, tencuieli, pereți despărțitori, parapete, încărcările utile funcție de destinație, etc. Se obține astfel o valoare q t/mp care reprezintă întreaga încărcare gravitațională raportată la mp construit.

Cu materialele pe care le folosim în prezent pentru structurile de beton armat și pereții despărțitori se poate lua pentru clădirile de birouri, hoteluri, sedii administrative, locuințe, etc.

$$q = (1,1 \div 1,3) \text{ t/mp}$$

- Încărcarea de etaj a stîlpilor se obține aproximativ din regula ariilor aferente (Fig.....):

$$N_{\text{etaj}} = A_{\text{af}}^{\text{mp}} \times q \text{ t/mp}$$

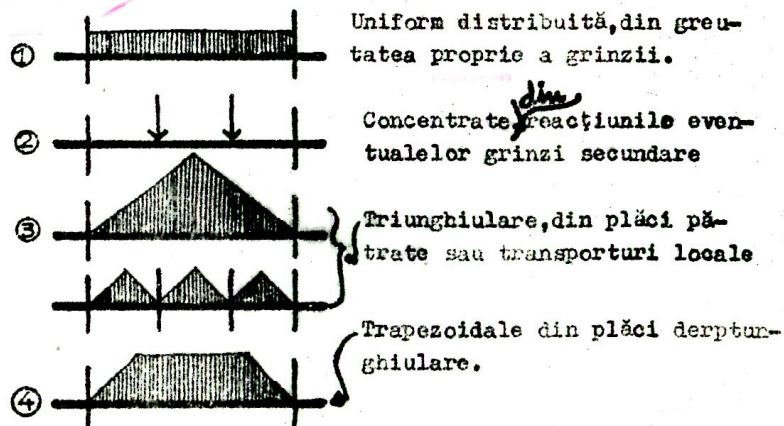


-- Cărcina axială într-un stâlp la un etaj carecare se obține din însumarea încărcărilor de etaj de la nivelele (planșeele) situate deasupra etajului considerat; această operație simplă se poate întabula.

Determinarea forțelor tăietoare din grinzi.

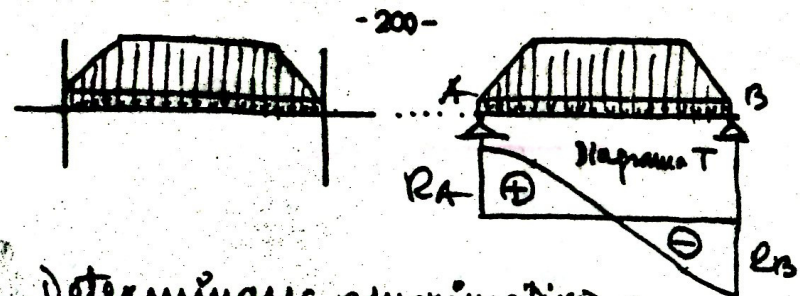
- Fiecare grindă de cadru longitudinal sau transversal se încarcă cu forțele verticale determinate după cum s-a arătat mai sus pe o schemă de lucru bazată pe regula ariilor aferente.

- Patru tipuri de încărcări se pot întâlni în structurile curente:



Observație. În cazul în care se ia în calcul schema ② regula ariilor aferente trebuie reconsiderată.

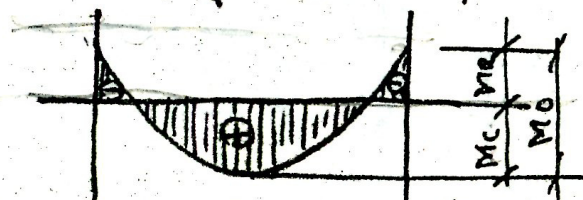
Forțele tăietoare în rigle se determină pe scheme de simplă rezonanță la capete cu metodele cunoscute de la teoria grinzilor (fig.....)



Determinarea aproximativă a momentelor încovoietoare în grinzi și stâlpi

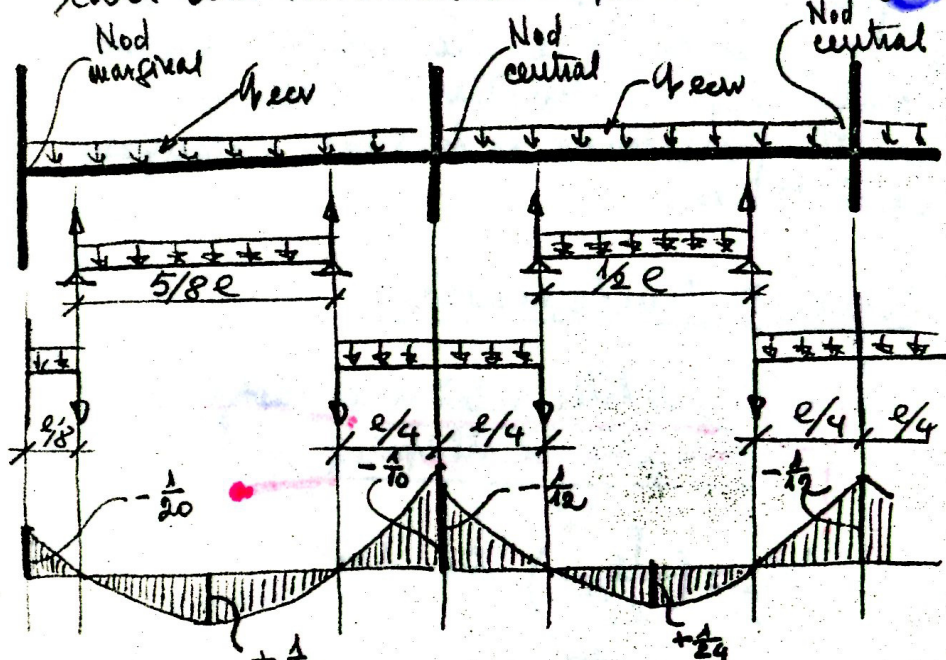
În modurile cadrelor rotine liberă de simplă rezonanță a grinzilor nu se poate realiza; sau marea momente negative de încovășire parțiale. În aceste condiții momentul maxim de simplă rezonanță din câmp (M_0) se distribuie, în funcție de gradul de încovășire, la reazeme n în câmp astfel încât se conservă egalitatea:

$$M_0 = |M_R| + |M_C|$$



Evident, cea mai simplă și tratată revine la împărțirea fără calcule speciale a momentului de simplă rezonanță M_0 între câmp și reazeme; un singur criteriu fiind aprecierea rigidității nodurilor.

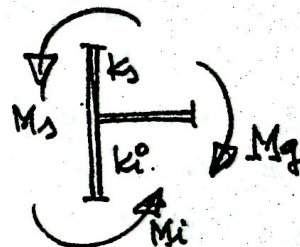
Dacă deschiderile sunt sunt egale iar încărcările pot fi echivalate ușor cu o sarcină uniform distribuită (q_{eq}), atunci o tratare aproximativă, dar suficient de exactă pentru scopurile noastre, se obține descompunând sistemul într-un ansamblu de console și grinză simplă reprezentate în dreptul punctelor de inflexiune ale axei elastice deformate (punctele de anulaare ale momentelor încovoietoare)¹.



Valori rotunjite
Multipliază: $q_{\text{eq}} \times e^2$

¹ Vezi cap. Axa elastică deformată (Anul II - 1979).

Momentele încovoietoare din stăpî centrali se pot lua medii. Pentru stăpî marginali, momentul neechilibrat de $\frac{1}{20} q_{\text{eq}} e^2$ se distribuie la cei doi stăpî (superior și inferior) proporțional cu rigiditatea lor elastică ($EI_s \dots$)¹.



Prin definiție rigiditatea elastică a unei grinză sau a unui stăp este raportul dintre momentul de înflectire și deforma-

derea elementului:

$$K = \frac{I (du'')}{l (du)} \quad (du^3).$$

$$M_s = M_g \times \frac{K_s}{K_s + K_i}$$

$$M_i = M_g \times \frac{K_i}{K_s + K_i}$$

1. Vezi capitolele:

- Axa elastică deformată (Anul II - 1979)
- Proiectarea rigidității structurilor în cadre.

3.3 Proiectarea rigidității laterale a structurilor în cadre.

Este vorba de rigiditatea laterală a clădirilor în cadre amplasate în zonele geografice cu vânturi puternice și cutremure. Trebuie menționat că în astfel de situații proiectarea rigidității precede proiectarea rezistenței.

Prevederile prescripției P 100/78. Criteriul din 4-11-977 a reos în evidență două sensibilități importante legate de structurile în cadre și anume:

- Necesitatea unei rigidități suplimentare în raport cu practica anterioară cutremurului.
- Necesitatea sporirii forțelor de proiectare.

Rigidizarea suplimentară vizază protejarea pentrilor de compartimentare și a fundațiilor în general. Astfel se prevede ca deplasarea relativă pe înălțimea etajului determinată în

baza forțelor de proiectare să satisfacă condiții restrictive:

$$\delta \Delta < \frac{1}{200} \text{ hetaș (pentru zidurile din cărămidă)}$$

$$\delta \Delta < \frac{1}{250} \text{ hetaș (pentru zidurile din B.C.A.)}$$

Ținând seama că ambele aspecte (Rigiditate - Rezistență) vor influența în viitor din ce în ce mai mult alegerea acestui tip de structură pentru o anumită funcțiune se impune o clarificare cantitativă.

Concepte fundamentale

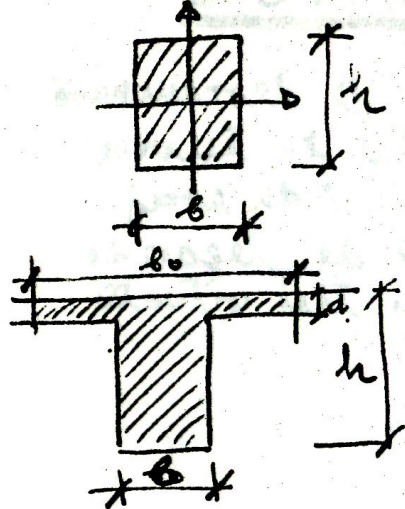
- Rigiditatea relativă limitată a grinzilor și stâlpilor K

$$K_g = \left(\frac{I_g}{l_c} \right) \text{ în } \text{dm}^3$$

$$K_s = \left(\frac{I_s}{h_c} \right)$$

$I_g, I_s =$ momente de inerție.

$l_e, h_e =$ dimensiuni de calcul (Fig.).

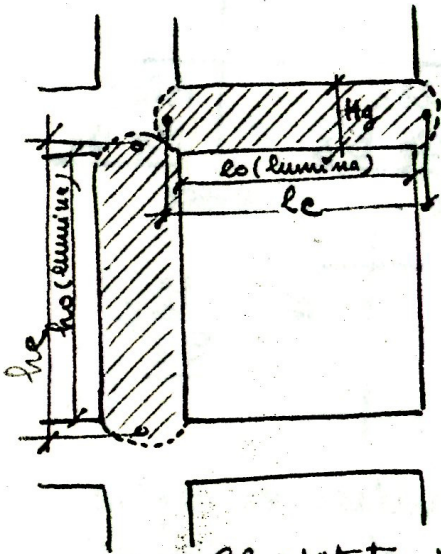


$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$l_{e \min} = b + 2 \times 3d$$

$$I^T = \propto \frac{b_0 h^3}{12}$$

$\propto < 1$ (din table sau din abace)



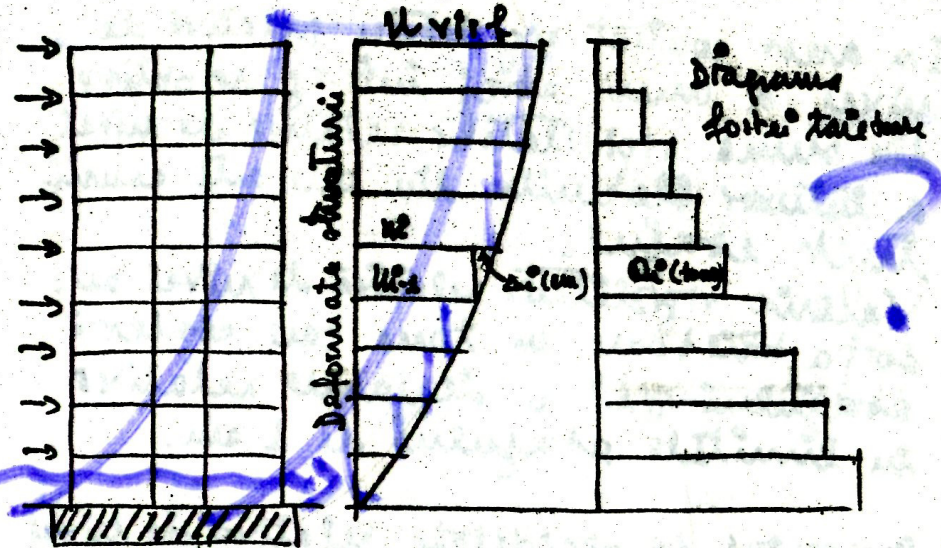
$$l_e \approx l_0 + 2 \times \frac{H_j}{4} = l_0 + \frac{H_j}{2}$$

$$h_e \approx h_0 + 2 \times \frac{H_j}{4} = h_0 + \frac{H_j}{2}$$

b) Rigiditatea relativă de nivel

Sub acțiunea forțelor orizontale o structură suferă o deformare laterală de ansamblu formată dintr-o sumă de deplasări relative Δ_i în limitele etajelor (Fig.).

deformări din Fig. 207



Prin definiție rigiditatea relativă de nivel a etajului „i” este raportul dintre forța tăietoare de etaj Q_i luată în toată n deplasarea relativă $\Delta_i = (u_i - u_{i-1})$ pe înălțimea etajului „i”, luată în cm.

$$R_i = \frac{Q_i(\text{tune})}{\Delta_i(\text{cm})} \quad (\text{tune/cm}).$$

Această definiție are caracter general și se referă la:

- „blocați de etaj” izolate - adică un etaj în grupurile prezente la capete
- cadre izolate
- structura în cadre luată în totalitate

În acest context rigiditatea relativă de nivel a unui etaj întreg se obține din suma rigidităților relative de nivel a tuturor blocurilor din care este constituit etajul.

Valoarea rigidității relative de nivel este foarte importantă în toate cazurile care conferă etajului "i" o deplasare relativă în limitele etajului de δ cm.

Conceptul de rigiditate relativă de nivel a fost introdus în 1922 de NAITO (Japonia) și adus la nivelul unui mijloc modern de proiectare de către KIROSHI MUTO (Japonia).

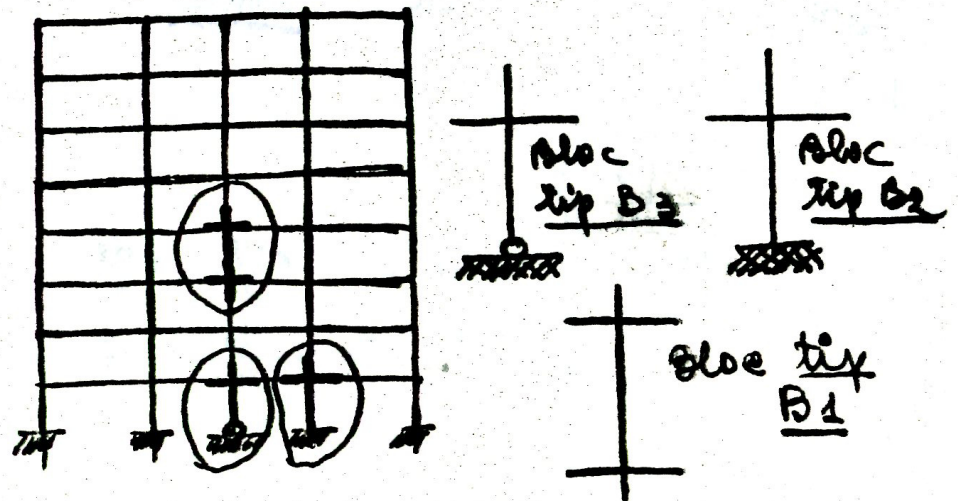
În țara noastră acest concept a fost introdus în proiectare și generalizat pentru probleme speciale de către ing. Titian ENILIAN și autorul acestor publicații. Aplicată la structurile în cadre, forfecate sau cu emurenți ca metoda confidențială și.

1. Calculul dinamic și static al structurilor la cutremur și alte acțiuni orizontale -

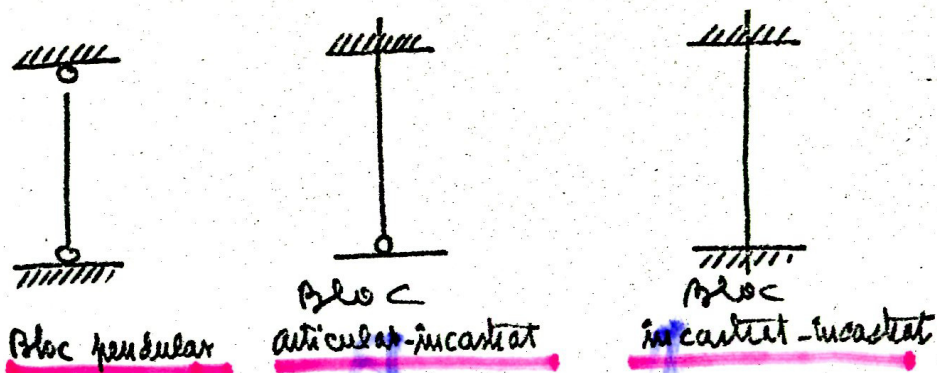
Decembrie 1959

Determinarea rigidității relative de nivel a blocurilor de etaj

Deciderea în cadre poate fi decompusă pe o anumită direcție de lucru într-o sumă de blocuri de etaj. În funcție de modul de legare, capetele se pot întâlni trei situații distincte:

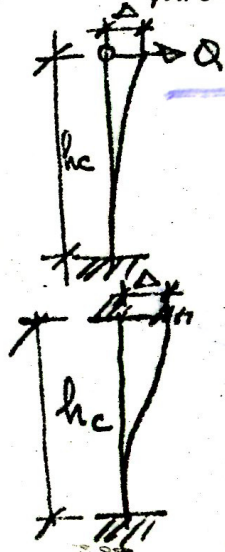


Gradul de încastare parțială va depinde de rigiditatea liniară K a elementelor care formează modul de cadru. Rigiditatea relativă de nivel a celor 3 "blocuri tip" care intervin în compunerea unei structuri în cadre se însumează între următoarele capete limită:



Pentru aceste trei cazuri de limite rigibilități relative de nivel R_s se poate determina cu ușurință -

- În cazul stielului pendular $R_s = 0$
- În cazul stielului articulat-incastat R_s se determină din relațiile cunoscut de deformație axei elastice deformație la fel și pentru cazul stielului incastat-incastat



$$\Delta = \frac{Q \cdot h_c^3}{3EI} \rightarrow Q = \frac{3EI}{h_c^3} \cdot \Delta$$

$$R_s = Q \text{ pentru } \Delta = 1$$

$$R_s = \frac{3EI}{h_c^3} = \frac{1}{4} \left(\frac{12EI}{h_c^3} \right) \left(\frac{I}{h_c} \right) = \left(\frac{1}{4} \right) (M) (K_s)$$

$$\Delta = \frac{Q h_c^3}{12EI} \rightarrow Q = \frac{12EI}{h_c^3} \cdot \Delta$$

$$R_s = 1 \left(\frac{12EI}{h_c^3} \right) \left(\frac{I}{h_c} \right) = (1) (M) (K_s)$$

În general se poate scrie:

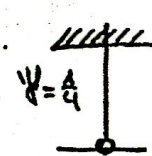
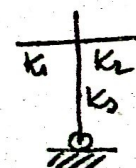
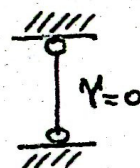
$$R_s = \gamma \times M \times K_s$$

γ = coeficient a cărui valoare depinde de rigiditatea legării stielului la capete.

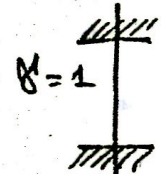
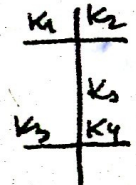
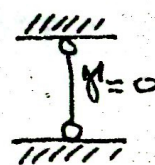
$$M = \frac{12EI}{h_c^3} = \text{multiplicator de etaj}$$

$$K_s = \frac{I}{h_c} = \text{rigiditatea liniei o stielului}$$

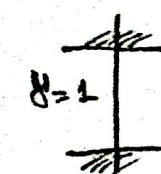
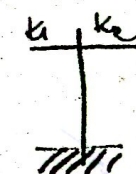
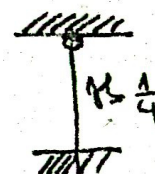
Sinteză



$$0 < \gamma < \frac{1}{4}$$



$$0 < \gamma < 1$$



$$\frac{1}{4} < \gamma < 1$$

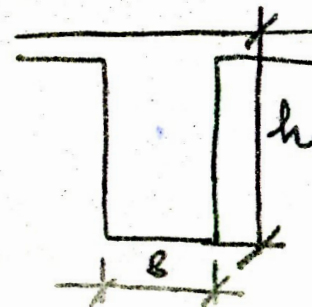
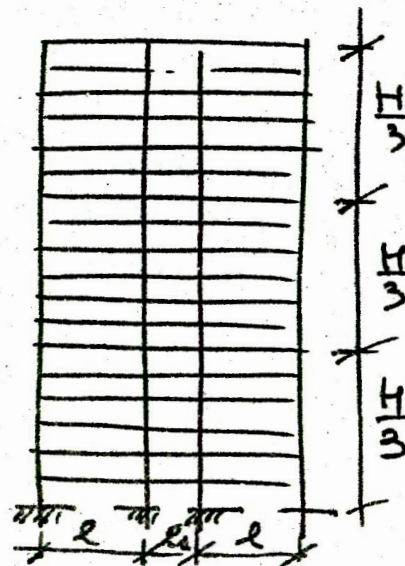
 $\rho = \frac{K_s}{\sum K_g}$ $R_s = \frac{12E}{h^2} \times \gamma \times K_s$							
ρ	γ	ρ	γ	ρ	γ	ρ	γ
0.00	1.00	0.27	0.74	1.06	0.49	0.00	0.25
0.01	0.99	0.28	0.73	1.13	0.48	0.08	0.24
0.01	0.98	0.30	0.72	1.21	0.47	0.17	0.23
0.02	0.97	0.31	0.71	1.28	0.46	0.27	0.22
0.03	0.96	0.33	0.70	1.37	0.45	0.38	0.21
0.04	0.95	0.35	0.69	1.47	0.44	0.50	0.20
0.04	0.94	0.37	0.68	1.58	0.43	0.63	0.19
0.05	0.93	0.39	0.67	1.71	0.42	0.78	0.18
0.06	0.92	0.41	0.66	1.84	0.41	0.94	0.17
0.07	0.91	0.44	0.65	2.00	0.40	1.13	0.16
0.08	0.90	0.46	0.64	2.18	0.39	1.33	0.15
0.09	0.89	0.49	0.63	2.38	0.38	1.57	0.14
0.10	0.88	0.51	0.62	2.62	0.37	1.85	0.13
0.11	0.87	0.54	0.61	2.91	0.36	2.16	0.12
0.12	0.86	0.57	0.60	3.25	0.35	2.55	0.11
0.13	0.85	0.60	0.59	3.68	0.34	3.00	0.10
0.14	0.84	0.64	0.58	4.18	0.33	3.56	0.09
0.15	0.83	0.67	0.57	4.85	0.32	4.25	0.08
0.16	0.82	0.71	0.56	5.75	0.31	5.15	0.07
0.17	0.81	0.75	0.55	7.00	0.30	6.35	0.06
0.18	0.80	0.79	0.54	8.90	0.29	8.00	0.05
0.19	0.79	0.84	0.53	12.00	0.28	10.50	0.04
0.21	0.78	0.89	0.52	18.20	0.27	14.65	0.03
0.22	0.77	0.94	0.51	27.00	0.26	23.00	0.02
0.23	0.76	1.00	0.50	∞	0.25	48.00	0.01
0.25	0.75					∞	0.00

In Tab. alaturate 1-3 sunt calculate
valerile γ funcție de ρ pentru proiec-
tarea curentă.

Criteriile proiectării rigidității de
ansamblu.

A. Predimensionarea structurii

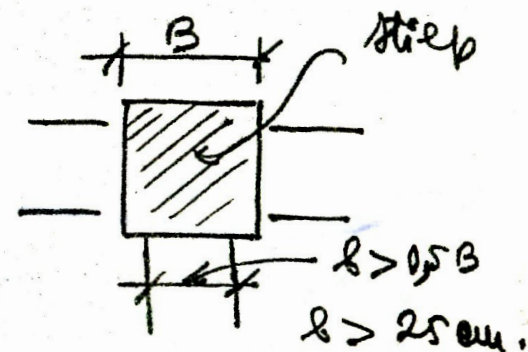
a) Grinzile principale de cadru



$$h > \frac{1}{10} l$$

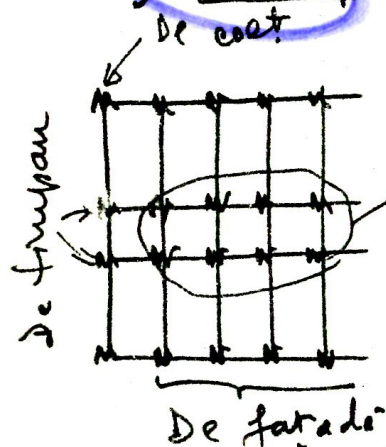
$$h > \frac{1}{9} l$$

$$h > \frac{1}{8} l$$



Recomandări: (1) Înălțimea grinzilor se va menține și pe deschiderile între ele;
(2) La clădirile cu linii obligate de uși și ferestre în perete înălțimea grinzilor va fi sporită atât cât permite zidul;
(3) În planul fatadelor (în conformanță pct. 2) se vor putea adapta înălțimi de grinzii mai mici decât cele indicate mai sus — dacă există condiții arhitecturale justificabile.

b) Stâlpi.



Aria secțiunilor transversale a stâlpilor va satisface condiții:

$$A_b > \frac{N}{\lambda R_c}$$

N = sarcină axială determinată pe criteriul unei afevențe.

λ = criteriu de rezistență dinamică

R_c = rezistența betonului la compresie = rezistență cilindrică (0,8 din marca)

Dimensionarea începe de la partea — !

— Pentru stâlpi centrali ... $\lambda \leq 0,30$

— Pentru stâlpi de față și de timpă ... $\lambda \leq 0,20 \div 0,25$

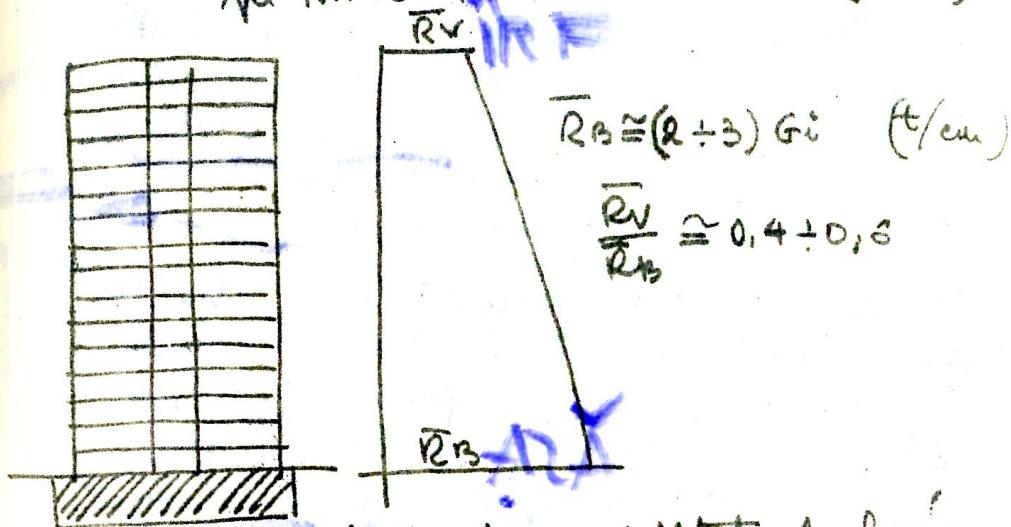
— Pentru stâlpi de colț ... $\lambda \leq 0,10 \div 0,15$

Stâlpi de colț (putem lo mună), dar au sarcini axiale mici, lucrează în condiții nefavorabile la încovășire, obțura și alte efecte. În consecință acești stâlpi pot fi tratați arhitectural ca cei de față sau de timpă.

La partea superioară a clădirii dimensiunile și marca betonului pot fi micșorate; cu toate acestea dimensiunile minime nu vor coborî sub 30×30 — 40×40 . În general dimensiunile stâlpilor trebuie corelate cu criteriile globale de la pct. 5, de natură dinamică —

B. Criterii globale de rigiditate

- Q1. Variație monotonică fără discontinuități pronunțate ale rigidității relative de nivel $\bar{R}$ pe înălțimea clădirii (Fig. ...)



- Q2. Suficiență rigiditate la baza clădirii:

$$\bar{R}_b = (2 \div 3) G_i \quad t/cm$$

G_i = greutatea în tone a unui etaj curent

- Q3. Suficiență rigiditate la partea superioară a structurii

$$\frac{\bar{R}_v}{\bar{R}_b} = 0.40 \div 0.60$$

C4. Suficiență rigiditate dinamică

$T < (0.08 - 0.10) H$ Pentru structurile în cadre cu panouri de zădărie active.

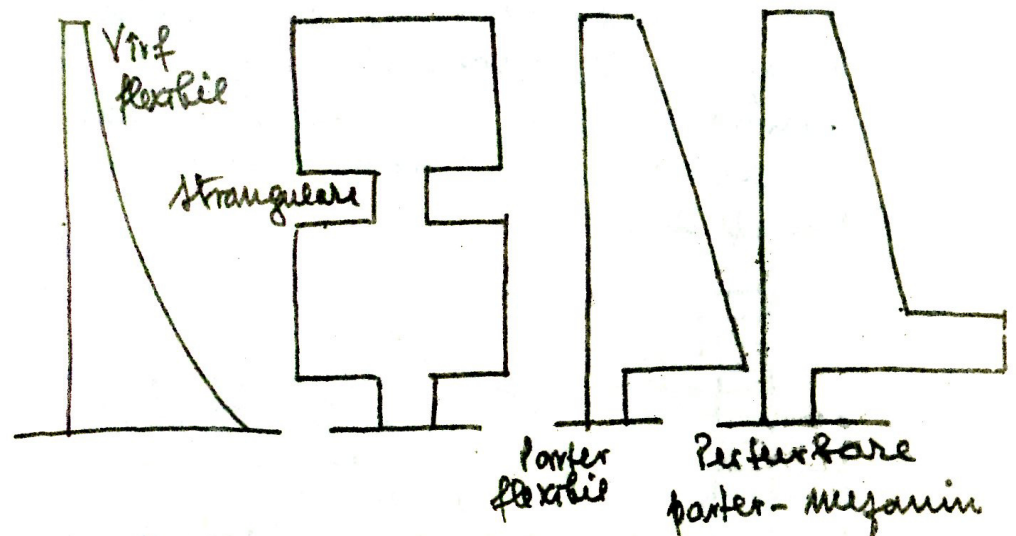
$T < 0.15 H$ Pentru structurile în cadre cu panouri inactive

T = perioada de vibrație proprie în sec. a modului 1 (fundamental)

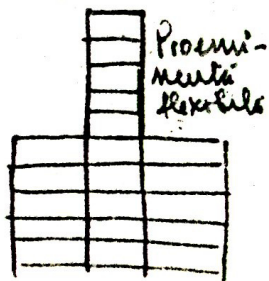
N = numărul etajelor

Observații: Q) Criteriul sensibilității (Fig. ...)

Diagrame $\bar{R}$



- (2) Aceste criterii se aplică la structuri cu mai mult de 6+8 niveluri.
- (3) Criteriile au un caracter orientativ și nu exclud ideea unor structuri noi, speciale, concepute de specialiști cu experiență recunoscută.
- (4) Implicații arhitecturale
 - Planșele inactive nu concurează cu structura de rezistență; ele pot fi fie flotante, fie separate prin garnituri elastice sau alte procedee
 - Șașurile de rezistență sunt dotate în mare măsură cu cazuri de cerințe funcționale sau plastice.
 - Flexibilizarea excesivă a părții superioare trebuie să introducă un moment cu variație bruscă la rezistență (Fig.) constituie zone sensibile la modurile superioare de vibrație și la cunoscuți efecte de bici



Modul "n" de vibrație pentru structura în ansamblu și nu doar de mod unei părți (proeminențe flexibile efect de bici).

3.4 Mecanismul de lucru al structurilor în cadre. Transportul forțelor orizontale.

Forțele din vânt, cutremure și alte acțiuni orizontale se consideră aplicate la nivelul planșelor. Între forțele din vânt și forțele seismice există o deosebire esențială; vântul este prin excelență o acțiune "de impuls" iar cutremurele o acțiune care afectează masa structurii cu forțe de inerție (de volum sau mase).

Eforturi globale

Forțele orizontale aplicate unei structuri sunt transportate la infrastructură și în continuare la pământ. Forțele verticale următoarele pe ansamblu același drum: structură, infrastructură, pământ. Din acțiunea simetrică a celor două categorii de forțe într-o secțiune oarecare a structurii luat în ansamblu sau masele unitare toate categoriile de eforturi globale care solicită toate elementele componente ale structurii:

$\bar{N}$ = efort global normal = suma forțelor gravitaționale de la vîrf

clădiri pînă în secțiunea considerată

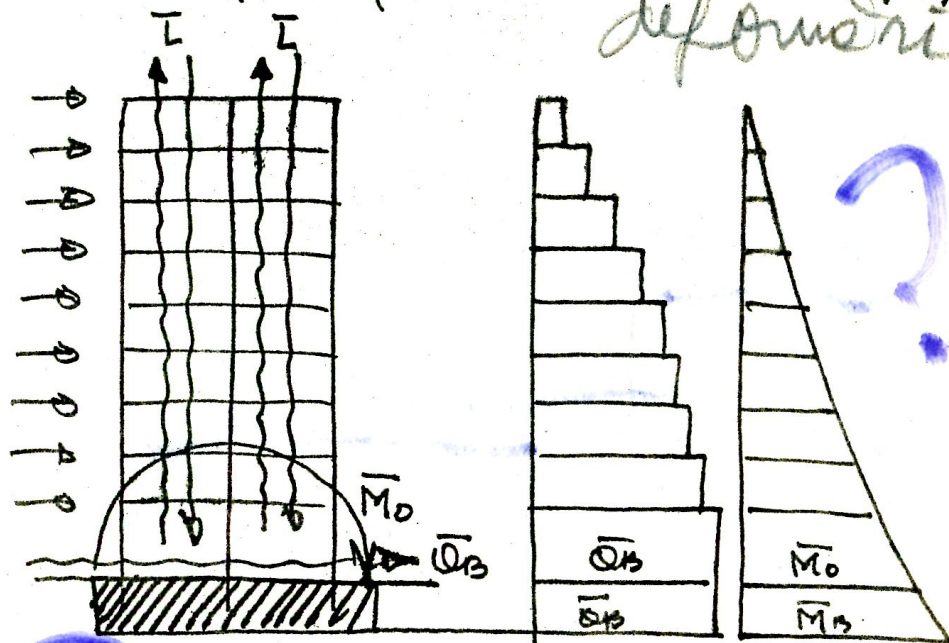
$\bar{M}$ = momentul încovoietor global al forțelor orizontale aplicate de la vîrfurile clădirii pînă în secțiunea considerată. Luat la partea clădirii acest moment $\bar{M}_0$ reprezintă efectul global de răsturnare al întregii clădirii¹; în mod asemănător se definește și momentul de răsturnare în raport cu baza clădirii, la nivelul contactului sol-structură, $\bar{M}_B$.

$\bar{Q}$ = forța tăietoare globală = suma forțelor orizontale care forfecă clădirea în ansamblu, cumulate de la vîrfurile clădirii pînă în secțiunea considerată. La partea clădirii această forță tăietoare va fi notată cu $\bar{Q}_B$.

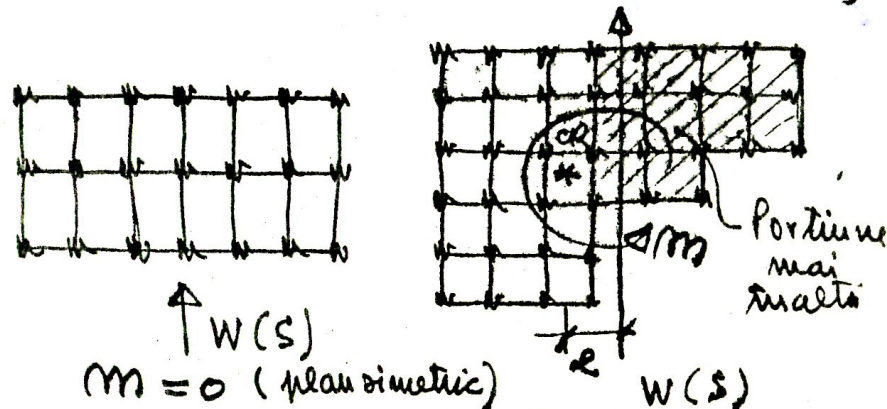
Ansamblul $\bar{M}$, $\bar{Q}$ reprezintă efectul global de încovoiere cu forță tăietoare; el este însoțit de forțe de ecare;

1. Moment de răsturnare = Overturning moment (Engl.).

globale $\bar{I}$ care forfecă grinzile în dreptul flexiei deplasării (fig. deformări).



$\bar{m}$ = momentul de răsucire global = $\bar{Q} \times e$
 e = excentricitate, forța tăietoare în raport cu centrul de rigiditate¹ al secțiunii considerate (centrul de greutate al rigidității laterale ale elementelor verticale în secțiunea considerată).



Eforturile globale pot fi reprezentate prin diagrame la fel ca în cazul unor bare obișnuite; continuul lor este însă mult mai general, mult mai întins și susceptibil de variații aproximative.

Efectul N a fost studiat într-o tratare aproximativă într-un capitol anterior iar efectul $M = Q \times e$ permite o investigație separată. În cele ce urmează vom examina efectul global de încovoiere cu forță tăietoare (M, Q) și forțele de liniară T care se învârtesc așa cum se reflectă în elementele componente ale structurii (grinzi, stiepi, noduri) -

Determinarea eforturilor Q, M în stiepi

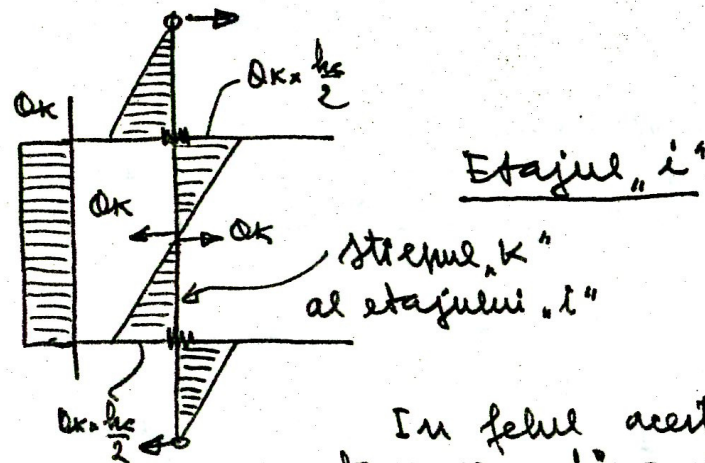
Eforturile încovoiere cu forță tăietoare care acționează stiepi se determină pornind de la următoarele premise:

- Forța tăietoare de etaj Q_i se distribuie la toți stiepii etajului i proporțional cu rigiditatea relativă de nivel a fiecărui stiep în parte -

$$Q_k = \bar{Q}_i \times \frac{R_k}{\bar{R}_i} \text{ (tone)}$$

- Se admite că punctul de moment nul se situează la jumătate înălțimii stajului -

$$M = Q_k \times \frac{h_c}{2}$$

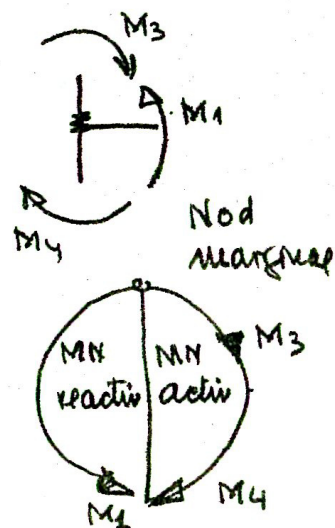
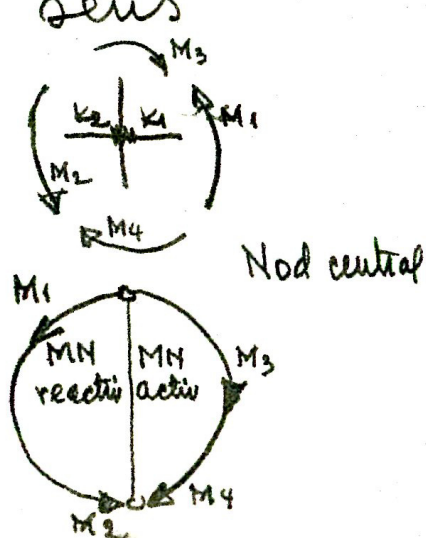


În felul acestei operații de trasare a diagramei de momente încovoiătoare și forțe tăietoare se reduce la calcule extreme de simple și rapide. Dacă aproximativ, această tratare este destul de exactă pentru copurile moarte care se referă la conceperea unor structuri raționalale și la proporționarea corectă a dimensiunilor și gabaritelor în acord cu legile echilibrului forțelor și cuplurilor.

Pornind de la această treaptă de analiză științifică-intuitivă se poate face și o analiză riguroasă cu programele de care dispunem în prezent. Pentru structurile în cadre programele DPANA și ADINA permit cele mai sofisticate analize elastice și postelastice (programe elaborate de COCC în colaborare cu IAB).

Conceptul de moment de nod activ

Prin „moment de nod activ” se înțelege suma celor două momente induse în cadrul unui intermediu stâlpilor a două etaje consecutive (Fig. ...). Cei două momente acționează de regulă în același sens.



Determinarea momentelor încovoietoare în grîzi

Momentele din grîzi se determină din echilibrul „de momente” al nodului (Fig. ...). Se întâlnesc două situații:
(1) nod central cu două rigle (grîzi);
(2) nod marginal cu o singură riglă.
În primul caz momentul de nod este echilibrat de cei două grupuri proporțional cu rigiditățile:

$$M_1 = \left(\frac{K_1}{K_1 + K_2} \right) \times (M_3 + M_4)$$

momentul de nod.

$$M_2 = \left(\frac{K_2}{K_1 + K_2} \right) \times (M_3 + M_4)$$

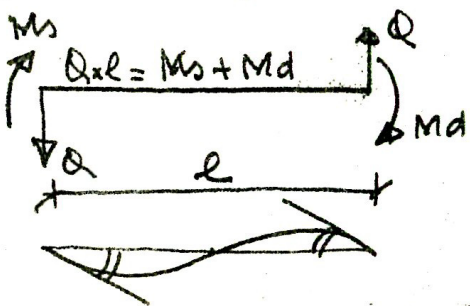
În al doilea caz momentul de nod este echilibrat de singura riglă a nodului.

$$M_1 = (M_3 + M_4).$$

În ambele situații momentele din grîzi sînt egale și de sens contrar cu momentul de nod activ. În spiritul celor de mai sus ($M_1 + M_2$) și respectiv (M_1) constituie un grup de moment de nod reactiv.

Determinarea forțelor tăietoare în grinzi.

Momentele induse la capetele grinzilor acționează în același sens (Fig. 1). Echilibrul unei grinzi izolate nu se poate obține decât prin dezvoltarea unui cuplu de forțe reactive, egale în mărime și de sens contrar, la capetele grinzii; aceste forțe dau un efect de forfecare constant pe deschiderea grinzii, o forță tăietoare, a cărei valoare este egală cu suma momentelor de la capetele grinzii luate cu același semn împărțită pe deschiderea grinzii (Fig. 2)



Schema grinzii izolate

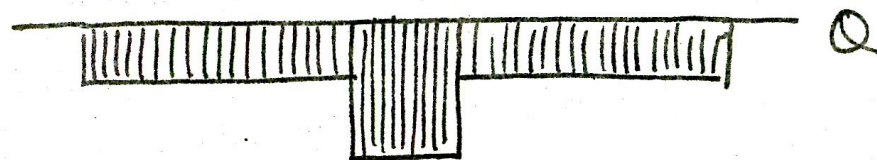
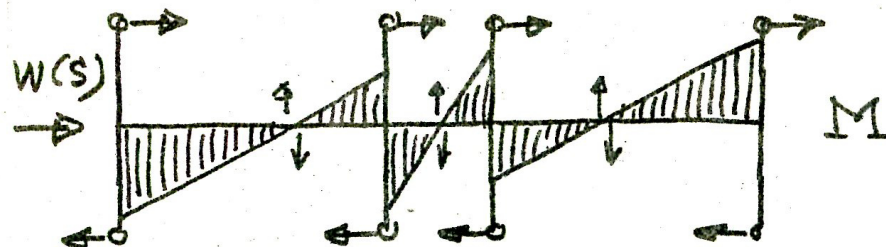
Deformato grinzii



Diagrama forței tăietoare:

$$Q = \frac{M_s + M_d}{l}$$

Cu n la stiepi, trasarea diagramelor de momente încovoietoare și forțe tăietoare devine o operație simplă și intuitivă



Conceptul de moment de etaj

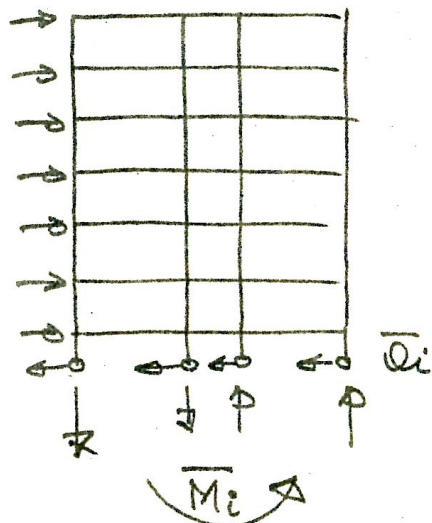
Prin definiție momentul de etaj este produsul forței forta tăietoare n, înălțimea etajului:

$$M_i \text{ etaj} = \bar{Q}_i \times h_i$$

Valeric, acest moment este egal cu suma momentelor care iau naștere la capetele tuturor stiepiilor etajului (luate fără semn).

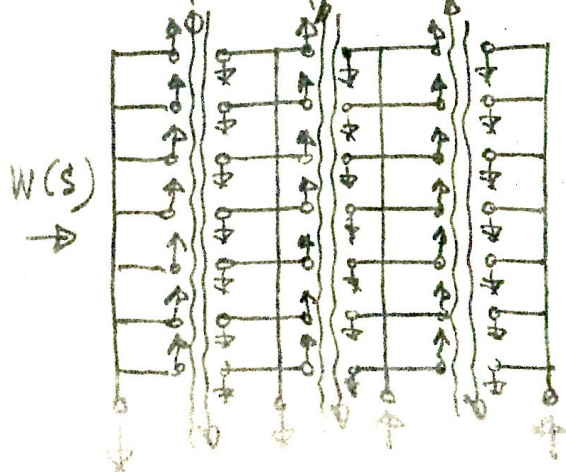
Conceptul de acțiune indirectă
Prin "acțiune indirectă" se înțelege mecanismul de echilibru al momentului de răsturnare într-o secțiune oarecare. Dacă secțiunea de la etajul "i" este făcută în dreptul punctelor de

anularea a momentelor (la punctele etajului) atunci acțiunea indirectă rezultă ca în Fig.



Se vede că pentru echilibrare momentului $\bar{M}_c$ este necesar să se dezvolte un ansamblu de eforturi axiale în stiepi al căror efect se reduce la un cuplu de moment $\bar{M}_c$ (un ansamblu rezultant). Pentru a clarifica mecanismul de apariție al forțelor

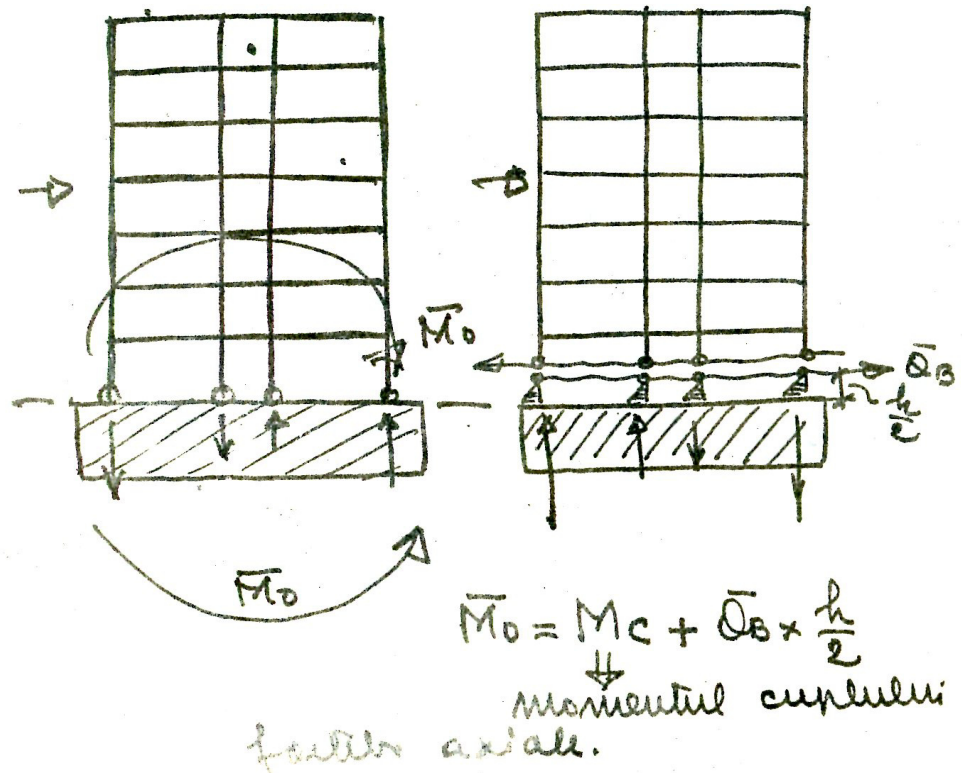
N din stiepi se descompune fiecare cadru într-un număr de semicadru (coloane) prin sectionarea grinzilor în dreptul punctelor de moment nul (Fig.)



Forțele axiale din fiecare semicadru se obțin din forțele tăietoare ale grinzilor respectiv din forțele de alunecare globale care acționează asupra structurii.

Acet ansamblu de forțe verticale (eforturi axiale) provine dintr-o acțiune orizontală sau din rezultante. Efectul lor este de cuplu cu un moment egal cu $\bar{M}_c$.

La baza structurii (la parter) mecanismul este strict același dacă sistemul de cadre este articulat (Fig. . .) Dacă stiepi sunt încadrați (cazul curent) atunci în bilanțul echilibrului se mai adaugă și momentele de încadrare ale stiepi în infrastructură (Fig.).



Eforturile axiale din stiepi din
acțiunea indirectă se reprezintă
peste eforturile axiale din acțiunea
gravitațională

$$N = N_g \pm N_o$$

Se poate să sugerează faptul că
forțele orizontale din vânt sau cutre-
muri pot acționa în ambele sensuri;
aceasta înseamnă că pe durata unui
acțiunii orizontale puterilor stiepi
se încarcă și se descarcă alternativ.
În condiții normale, acțiunea indi-
rectă este mai semnificativă în
stiepi marginali. (de fată). Dacă
rigiditatea cadrelor componente nu
este corect proiectată este posibil
ca anumite stiepi (marginali și de
colț) să se încarce - descarcă excesiv
de mult. Dacă $N_o > N_g$ atunci
stiepii devin un fel de tirant.

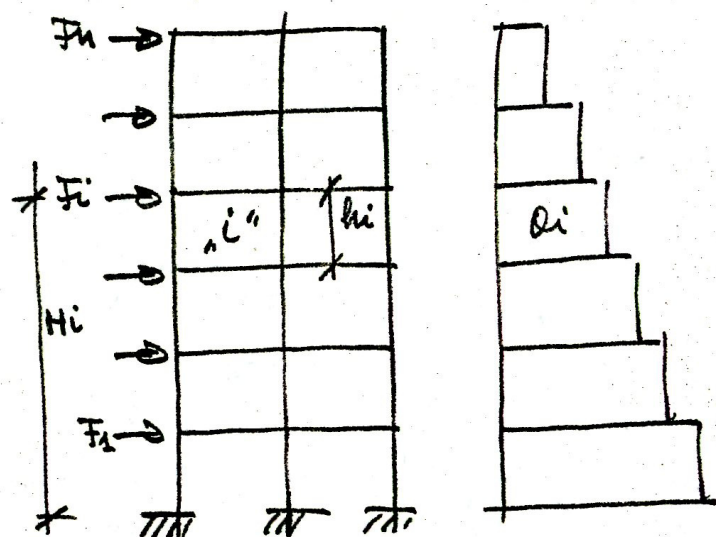
Recapitularea mecanismului
de lucru al structurilor în
cadre pure la forțe orizontale

- Forțele orizontale din vânt sau cutre-
muri în drum spre fundații forțesc

stiepi structuri; în limitele unui etaj
forța tăietoare este constantă.

- Constanta forței tăietoare abaje
după sine o variație bi-triangulară
la nivel de momente încovoietoare
(ca la un stiepi născut la ambele
capete obligat să se deplaseze cu
și pe măltimile etajului)
- Momentele din grinzii echilibrate
momentele induse de stiepi în
moduri (max. cu rigiditate elastică
a grinzilor K_1 și K_2). De lungul
grinzii variația momentului este
liniară cu schimbare de semn
- În grinzii se dezvoltă forțe
tăietoare constante pe deschidere
- Forțele tăietoare din grinzii duc
forțe de lunecare pe arcurile
- Forțele de lunecare din grinzii
duc la forțe axiale pentru stiepi
generind acțiune indirectă.
- Momentul forțelor axiale din
stiepi echilibrate aparține
în totalitate momentului de
răsturnare.

3.5 Cinci forme pentru momentul de răsturnare



Forma 1. Direct prin forțele F_i și brațele lor h_i .

$$\bar{M}_0 = \sum_{i=1}^n F_i \times h_i$$

Caz particular: Etaje egale, forțe egale. $F_i = F$, $h_i = h$

$$\begin{aligned} \bar{M}_0 &= Fh (n + \dots + 1) = \\ &= \frac{(1+n)}{n} \times (F \times h) \end{aligned}$$

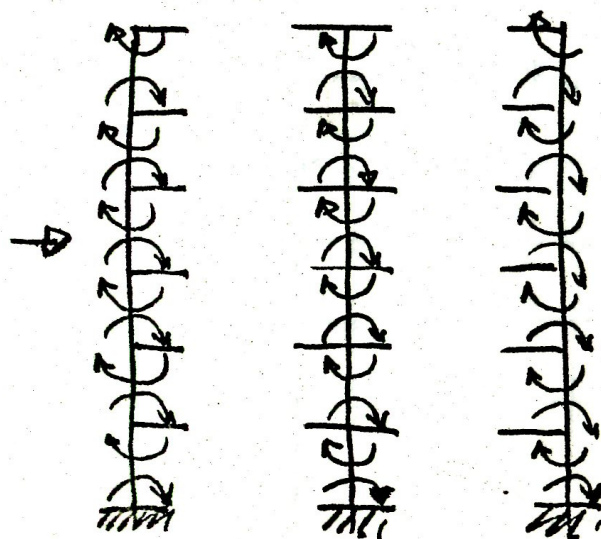
Forma 2. Prin intermediu forțelor tăietoare și a înălțimii etajelor (a momentelor de etaj)

$$\bar{M}_0 = \sum_{i=1}^n Q_i \times h_i$$

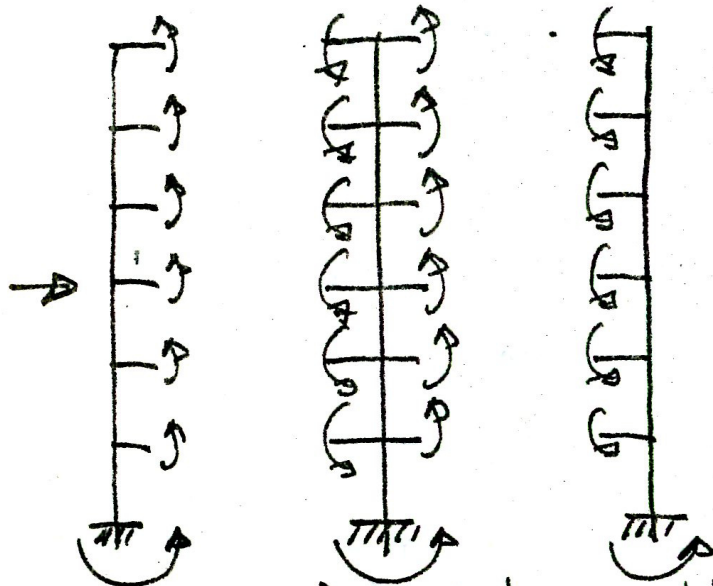
Caz particular: etaje egale, forțe diferite

$$\bar{M}_0 = h \times \sum_{i=1}^n Q_i$$

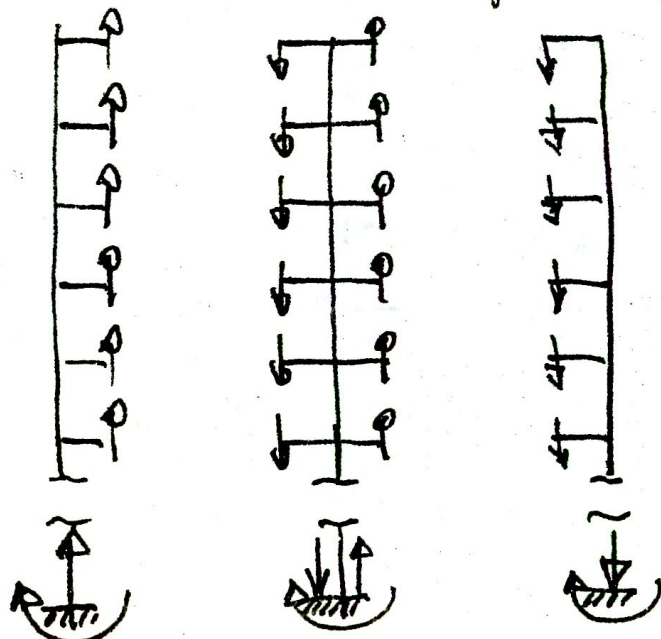
Forma 3 Prin intermediul momentelor de nod active referite tuturor coloanelor structurii



Forma 4. Prin intermediul momen-
telor de nod reactive aferente coloanelor



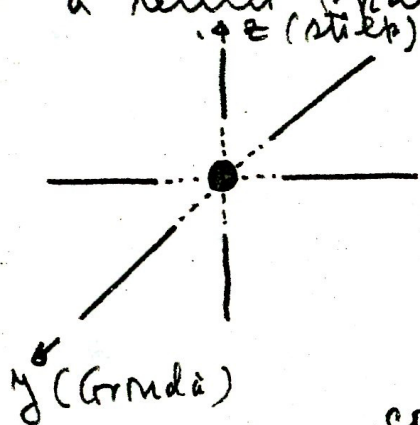
Forma 5. Prin intermediul cuplului
activității în directă plus momentul de
încălzire de la baza coloanelor



Concluzie. Din cele de mai sus se
vede că echilibrarea efectului de
răsturnare care înroteste orice
acțiune orizontală solicită absolut
toate elementele componente ale
structurii (grinzi, stâlpi, noduri,
înfrânturi, pământ). Distribuția
armonioasă a momentelor încovoătoare
și a forțelor tăietoare în grinzi și
stâlpi precum și a forțelor axiale
indirecte, toate cu caracter aleator
și alternativ, în conexiune intimă
cu regimul de solicitare gravitațională
și în timp este un pro-
ces delicat care poate fi dirijat
în favoarea rezistenței și a eco-
nomiei de către cuplul
inginer-arhitect. Pentru aceasta
este necesară o analiză apoxi-
mativă de tipul celui arătat
mai sus.

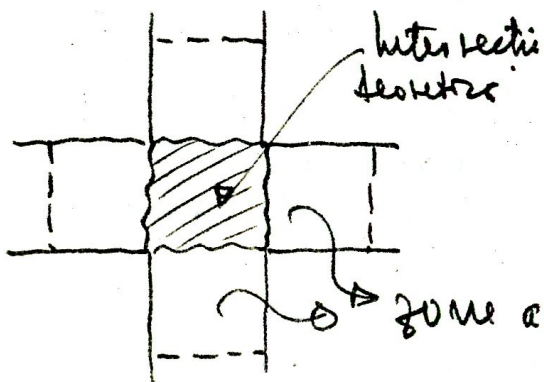
3.6 Problemele nodului de cadru

O structură clasică în cadre este în totdeauna spatială și carteziană; nodurile determină în ultima analiză indeformabilitatea geometrică a rețelei spațiale. Prin natura lucrurilor nodurile mobile se aseară cele mai importante



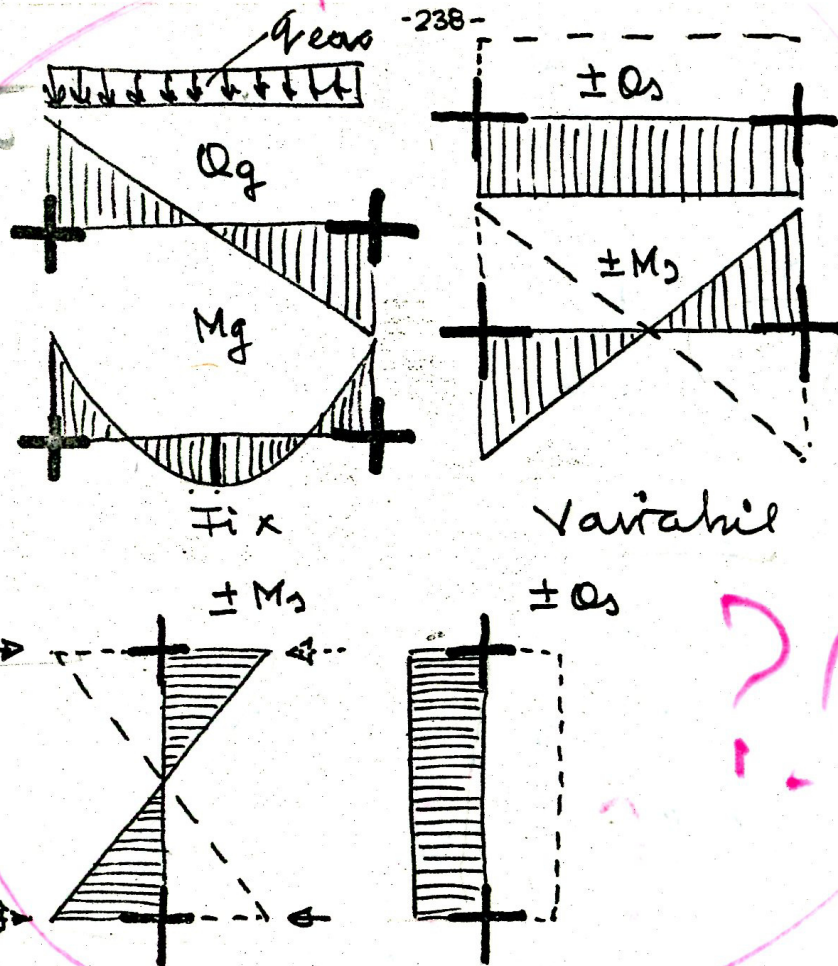
eforturi din ambele acțiuni: verticale, orizontale. După cum s-a mai spus "nodul" este constituit din intersecția treptelor (volumul hășnat)

plus zonele adiacente întinse legate de această intersecție (grupul stâlp)



Evident, nodul trebuie privit simultan după axele x, y, z

modulor



Trei efecte de nod se evidențiază din suprapunerea eforturilor fixe și variabile în noduri.

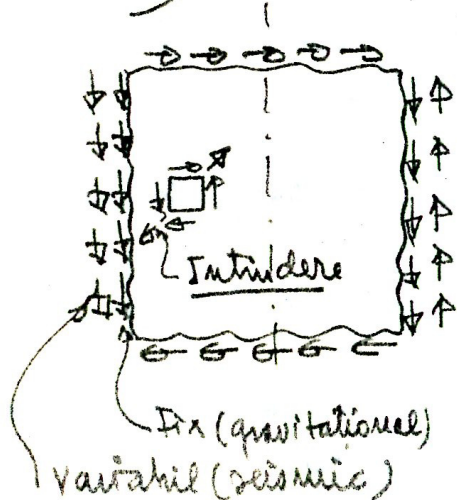
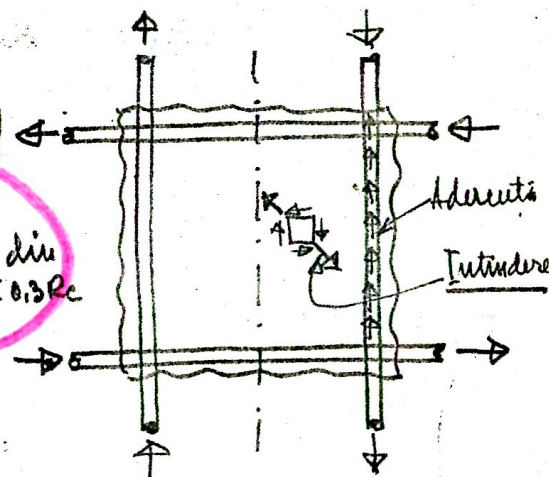
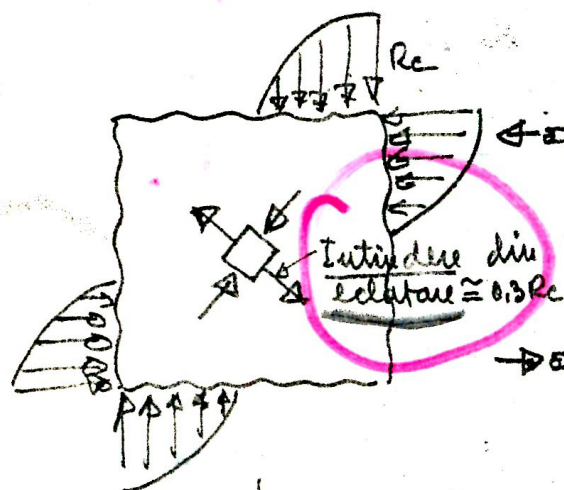
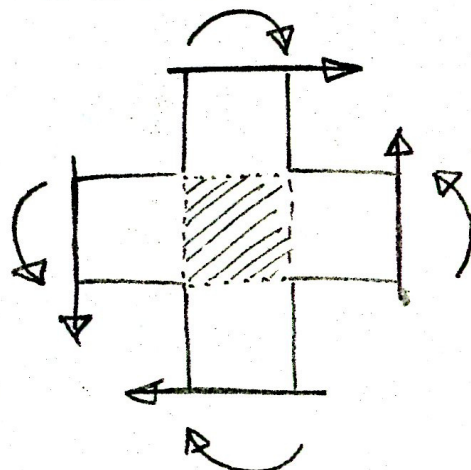
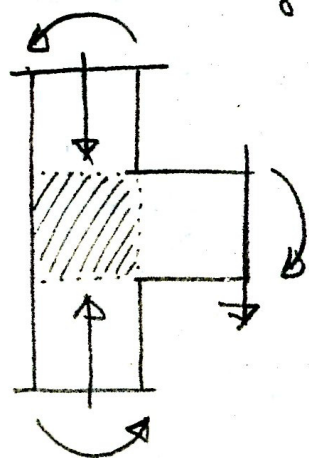
Efectul 1. Concentrații de compresii în beton.

Efectul 2. Suprasolicitare aderenței beton-stâl.

Efectul 3. Concentrații de eforturi tangențiale în beton

Actiunea gravitatională
- Nod marginal -

-239-
Actiunea orizontala
- Nod central -



Se vede că cele trei
efecte generează
direct sau indirect
INTINDERE în
beton. Fluxul întin-
derilor se transmite
în mod continuu
în volumul adiacent
ale nodului teoretic

-240-

3.7 Dificultățile prefabricării struc- turilor în cadre.

Cea mai firească metodă de execuție a structurilor în cadre este cea monolită în formă de clădire sau industrializată. Orice soluție de execuție prefabricată trebuie să asigure prelucrarea în flux continuu a eforturilor de întindere prin otel, a compresiunilor prin beton compact și a forfecărilor prin beton cuses pentru prelucrarea eforturilor de întindere oblice. Acest mecanism beton-otel trebuie să fie în stare să funcționeze în ambele sensuri alternativ și tridimensional (xoyz).

O prefabricare completă (stiepi, grinzi, dale, plăci) este extrem de dificilă. Soluțiile existente conțin compromisuri mai mari sau mai mici - ele se referă în special la hale pentru sau cu puține niveluri. Încercările de a prefabrica cadrele etajate pentru clădirile de locuințe n' au avut succes culturale nu au condus la decizii date la soluții satisfăcătoare.

4. Structuri diafragmate

1. Caracterizări, structurile din diafragme de beton armat se obțin din dispunerea în plan după două sau mai multe direcții a unui ansamblu de diafragme (vezi cap. complexe structurale). Varietate arhitectural-structurală care se poate obține este nelimitată. Unele deservire de structuri în cadre reprezintă o rigiditate laterală se obține pe principiul peretelui portant. Într-un anumit sens structurile din diafragme constituie o transpunere în beton a forme moderne a tradiționalului cadru din zidărie cu pereți portanți.

În afara rolului structural de transporta forțele verticale și orizontale, diafragmele sub diferite forme, rezolvă și o sumă de probleme funcționale: compartimentări interioare, fațade, goluri (ferestre, porți), etc.

Aviile laterale mari ale peretilor din beton armat, în general cu putine proeminente oferă un câmp nelimitat pentru execuția industrializată:

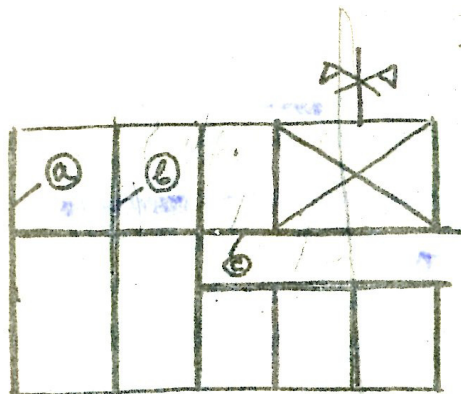
panouri mari (prefabricați 100%), cofraje glisante (industrializarea maximă a muncii), cofraje spațiale-tunel, panouri de cofraje refolosibile, etc. Golurile de sus și ferestre în constituție nu împiedică în surmontabil pentru obținerea repetenței sau pentru industrializarea proceselor de execuție.

Pentru clădirile de înălțime medie ($N < 15$) cu programe funcționale rigide sau semirigide (clădiri de locuit, spitale, hoteluri, etc), unde o compartimentare este impusă de funcțiune, s-au impus aproape de la sine structurile de tip FAGURE sau CELULARE.

4.1 Structuri cu diafragme dese (FAGURE)^{1.}

Ideea structurală rezidă în transformarea tuturor peretilor care mărginesc camerele în diafragme de beton armat. Se obține astfel un "cheron spațial", un ansamblu închis format din diafragme plane și cu goluri în care discinele orizontale ale planșelor deservesc spațialitate.

1. Box structure (Engl.)



a - D transversale cu goluri de ferestre

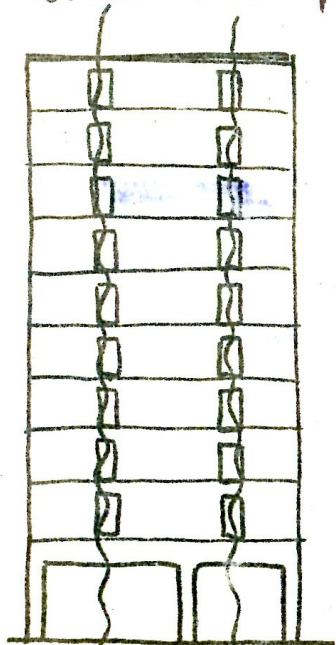
b - D transvers. cu goluri de usi

c - D longitudinal cu goluri de usi

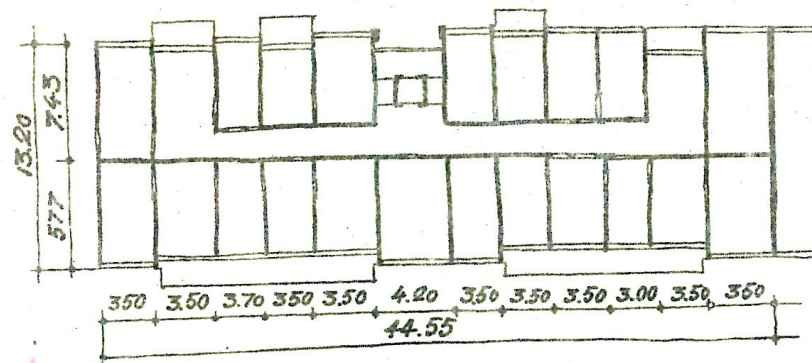
Structura figure oferă de regulă rezistență și rigiditate laterală în exces. Consumul de beton și oel în planșee se situează la limite inferioare a limitelor de consum.

Introducerea în interiorul apartamentelor a unor pereți din beton de 15cm. în locul unor pereți despărțitori ușori este un punct slab al acestei structuri. Din punct de vedere strict arhitectural această structură are două dezavantaje mari:

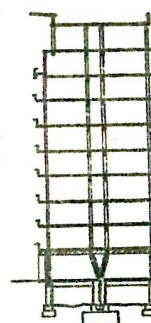
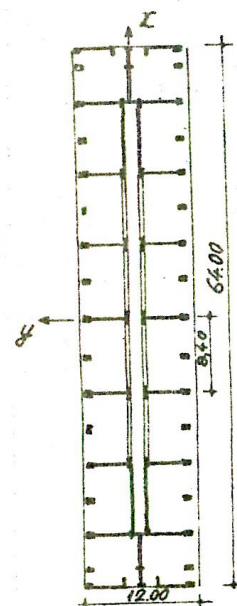
- 1 - Înghețat planul
- 2 - Nu permite amenajarea parterului pentru funcțiuni libere datorită slăbirii cu linii de goluri în dreptul parterului liber (Fig. 1).



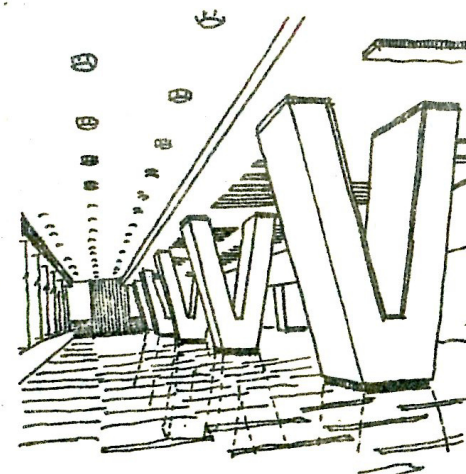
Taieri globale



Structură FAGURE în București



parter din b.a. cu armatură rigidă



Structură CELULARĂ cu parter special

Blocul Bălcescu-33 - „UNIC”

4.2 Structura CELULARA

Ideea structurală reprezintă în folosirea diafragmelor numai pe conturul apartamentului. Prin aceasta se obține claritate și unitate din toate punctele de vedere:

- unitate funcțională apartamentul
- unitate structurală celula tip
- unitate tehnologică industrializarea execuției celulei.

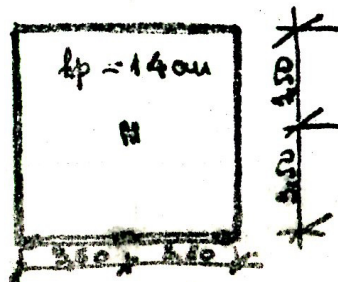
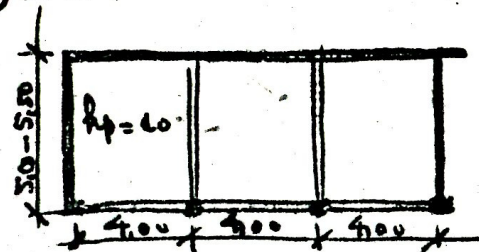
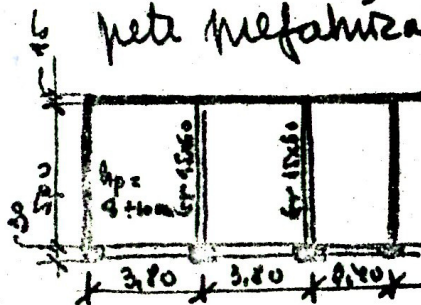
Avantaje arhitecturale:

- Plan liber în cadrul unei celule tip.
- Independența verticalelor fațadelor în raport cu dispozitia pereților transversali despartitori
- Soluționarea parterului liber
- Deschideri mari la parter
- Tipizarea elementelor nestructurale la nivelul celulei tip.

Avantaje structurale și de execuție.

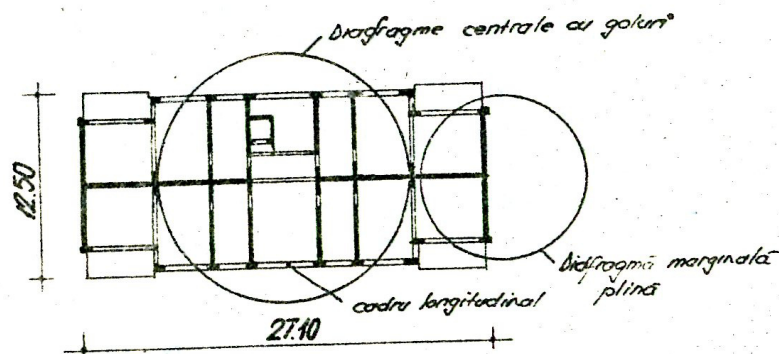
- Reprezintă o rigiditate suficientă pentru 8 ÷ 15 etaje
- Deschiderile mari se obțin prin fete de grindă peste pereți
- Inquinile goluri în diafragme sunt cele de la intrare în apartamente

- Încadrarea pe trei laturi în diafragmele verticale permite soluționarea dalei plaseului în limitele unei celule fără grinză: marimă, masivă, cu tuburi de carton (rohr-leke), compusă, chermetată - în cazul în care se revine la această libertate și se introduce grinză sau stâlpi izolați (Fig.) acest tip de structură conduce la indici de consum de beton și oțel comparabili sau mai reduse decât ai structurilor lagare.
- Execuția se poate industrializa prin: cuplaje de inventar, tipizarea armăturilor, prefabricarea grinzilor și a plăcilor, panouri de compartimentare în terose și de fațadă prefabricate, panouri prefabricate, etc.

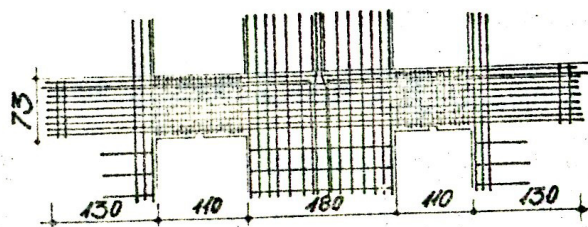
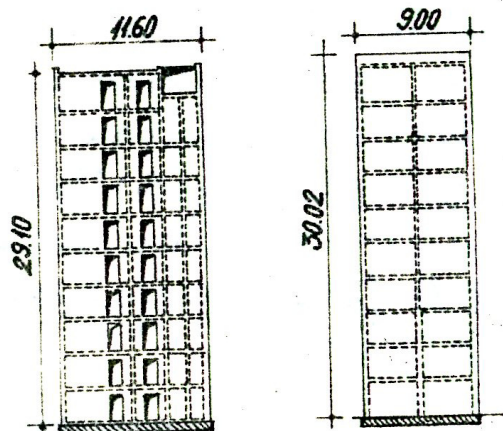


Exemple de celule cu grinză și stâlpi în interiorul apartamentului

DISPOZITIA ELEMENTELOR VERTICALE ANTISEISMICE



Structură diafragmată LIBERA în gradul 9 de intensitate seismică SKOPJE



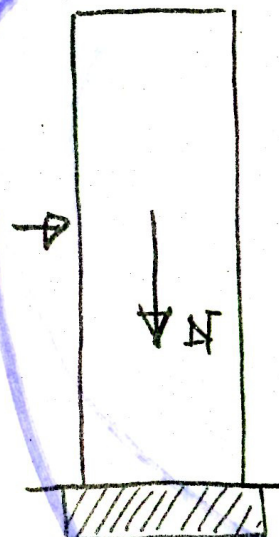
PANĂ SPECIALĂ ABSORBANTA DE ENERGIE

4.3 structuri cu diagrame rare (LIBERE)

Dispozitia diafragmelor în plan rezultă din considerente strict structurale fără a urma în mod necesar conturul apartamentelor. Densitatea diafragmelor depinde de înălțimea clădirii și de intensitatea forțelor orizontale de calcul din vînt și cutremur (Fig.).

4.4 Mecanismul de lucru al diafragmelor.

Cazul diafragmelor pline



Efortul normal mediu σ_0 din acțiunea forțelor verticale N cu relații simple cunoscute de la compresime centrată:

$$\sigma_0 = \frac{N}{A_i}$$

$$A_i = A_b + n A_a \quad n = \frac{E_g}{E_s} = 10 \div 15$$

Criteriul λ pentru diagrame este mai restrictiv decît la

stăpîni cadrelor:

$$\lambda = \frac{f_0}{R_c} < 0,15 \div 0,20$$

Din acțiunea forțelor orizontale la marea o încovilire cu forțe tăietoare (M, Q). Din gruparea (M, N) se obține cusuranta solicitare de cum. presiune excentrică.

O informație asupra stării de solicitare a betonului la întindere - compresie se obține aplicând formula cusuranti din Reprezent. Materialelor:

$$\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Pentru dimensionarea propriu-zisă trebuie încă aplicată teoria betonului armat în stadiul IIIa de rupere (stadiul ultim):

$$M^u = m \bar{M} = (m_b + m_e) \bar{M}$$

Valabili pentru secțiuni dreptunghiulare.

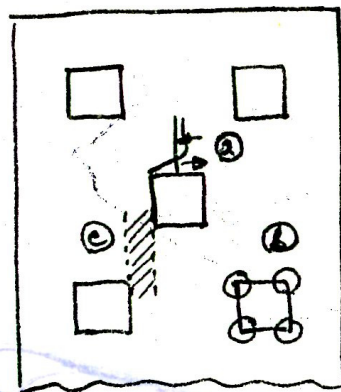
Pentru secțiunile diferite de cea dreptunghiulară [—; —; —]

se va proceda fie la o asimilare apropiată cu secțiuni dreptunghiulare fie se va face apel la programul de analiză automată a secțiunilor (GG-04).

Rigiditatea diafragmelor se determină ca pentru o consolă obținută; dacă $\lambda < 5$ atunci trebuie introdusă o corecție în calculul săgeții maxime:

$$\Delta = \Delta^0 (1 + c)^1.$$

Diafragmele cu goluri mici lucrează în mare ca o diafragmă plină cu accidente locale care se referă la (Fig.):

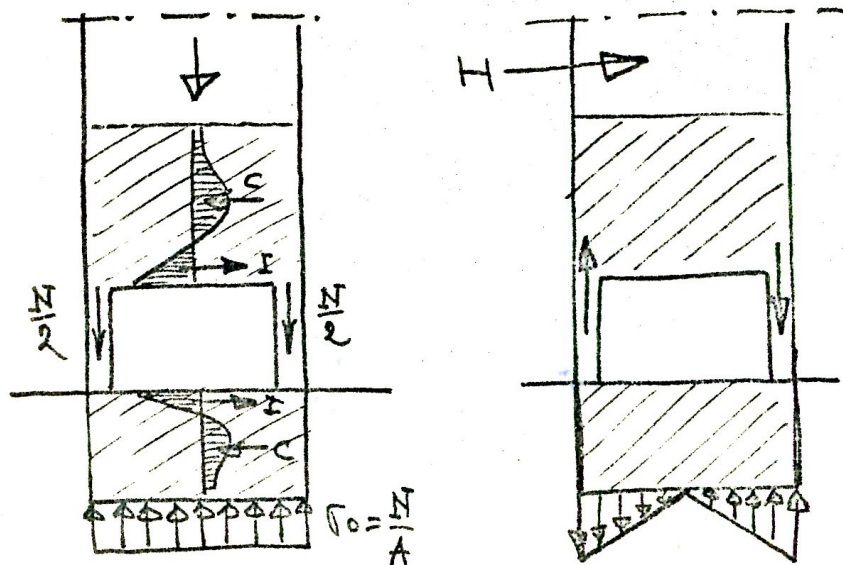


- Un efect local de grîndă perete
- Concentrații de eforturi în colțurile golurilor
- Efecte de "spalare"
- O microrupă (neînportantă) a rigidității de ansamblu.

4.5 Cazul diafragmelor cu un gol la parter.

Forțele verticale se transportă la reazeme cu un efect dar de grîndă perete (Vei cap. Grinzii Peretii).

1. Vei capitolul "Clarificarea grinzilor"



Forțele orizontale conduc la un efect suplimentar de ghindă peste-antisimetric și alternativ (F_{qz}).

4.6.2.1.2. Dispozitivul compus (cuplat).

Forțele verticale se transmită prin intermediul lamelor de la dispozitivele pînă.

Forțele orizontale pun probleme mai delizate. Pe ansamblu o dispozitiv compus lucrează ca o ghindă compusă. Caracteristicile geometrice (I, W) au valori reduse datorită deformabilității

Forțele de alunecare

elementelor de legătură (buranduzi, pane):

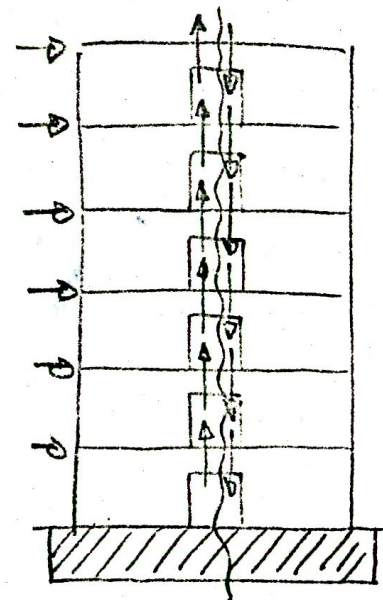
$$I \text{ --- } < I_{\text{redus}} < I \text{ ---}$$

$I \text{ ---}$ = momentul de inerție al celor două lamele lucrînd independent (limita inferioară)

$I \text{ ---}$ = momentul de inerție al întregii secțiuni lucrînd ca un tot (limita superioară)

Exprimări similare pot fi date și pentru modulul de rezistență.

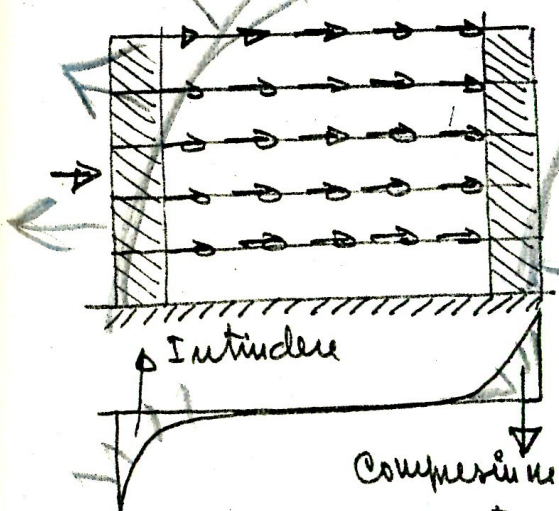
Ca la orice secțiune compusă elementele de legătură lucrează la alunecare în secțiunile verticale (Fig.). Prin aceasta



buranduzii devin un element fundamental în rezistență și deformabilitate a ansamblului. În general cu cît conlucrarea dintre lamele este mai eficientă cu atît forțele de alunecare care sînt mai mari.

4.7 Cazul diafragmelor cu staturi multiple de goluri.

O astfel de macrostructură lucrează ca o consolă scurtă în care predomină forfecarea directă. În realitate starea de tensiune-deformare este extrem de complexă. Lamellele marginale intră în lucru aproximativ ca fibrele marginale ale unei grinzi penel, un fel de console încarnată în infrastructură (Fig. 1).



Calculul unei structuri diafragmate la forțe orizontale este o problemă inginerescă de maximă complexitate; aceasta în special datorită investigației se extinde dincolo de granițele comportării elastice, în domeniul post-elastic, în adaptare. Cu toate acestea o informație prețioasă se obține din determinarea „săracii netime de culcare” — sarcina statică minimă care aduce structura în stadiul netim de rupere laterală.

4.8 Problemele structurilor diafragmate

1. Probleme de concepție.

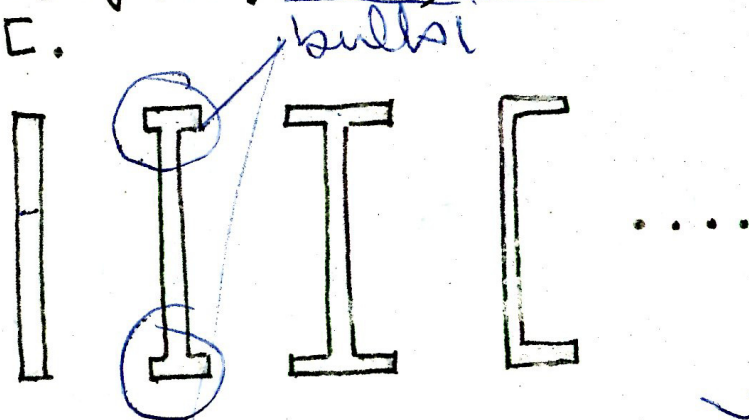
~~a.~~ Trecerea de la structurile diafragmate confuze la structuri clare.

Structurile cu diafragme dese (lagune) și într-o oarecare măsură structurile cu diafragme rare (celulare, litere) sunt re-cunoscute astăzi ca fiind greu de dominat prin calcul. Elementele care compun lucrurile sunt:

- (1) insuficiențele actuale ale teoriei betonului armat (prezenta și deformabilitate postelastica a peretilor, sensibilitatea la acțiunea forțelor laterale, degradarea ciclă, etc.);
- (2) prezența golurilor de urt și ferestre;
- (3) intersecțiile diafragmilor longitudinale/transversale;
- (4) necunoașterea modului real de lucru al bundurilor;
- (5) rolul plasei de monolit în rezistența bundurilor și a structurilor.

in general (6) influența variațiilor de rigiditate parter/etafe curente; etc, etc.

O clarificare a modului de lucru implicat în primul rând simplificare secțiunilor transversale (Fig. ...): lame, lame cu bulbi, I, C.

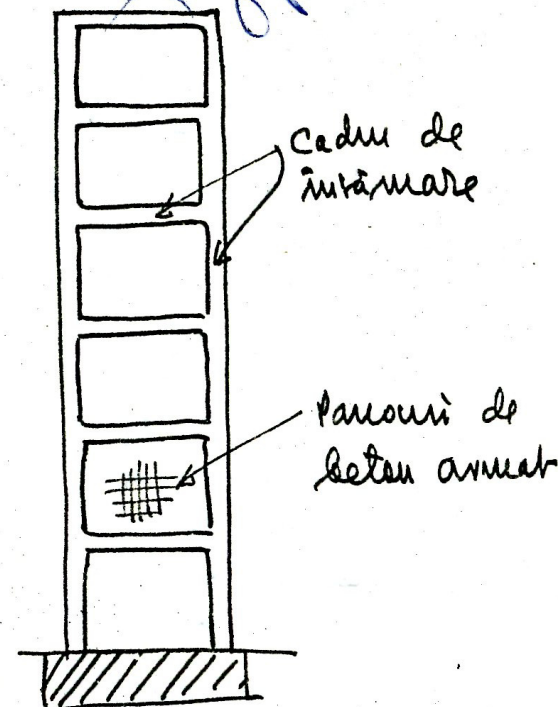
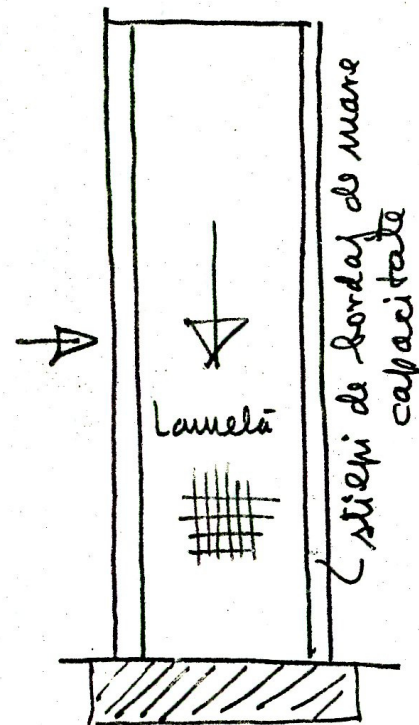


De asemenea au fost introduse burarduzi prefabricați care în combinație cu dală planșeului

8. Trecerea la diafragmarea de mare capacitate.

Donă idei merită a fi petișute.

1. Lamele înrămate lateral în stiepi de bordaj fretati pe întreaga mărime a clădirii. În cazul avansat există și stiepi în moduri cu transport la fundații întreaga încărcare verticală.



2. Pancouri de beton armat înrămate complet la fiecare etaj (nivel) - practica japoneză tradițională. În interacțiunea cadru/panou se obține o înaltă capacitate de deformare plastică respectiv de absorbție de energie.

2. Conformarea zonelor sensibile

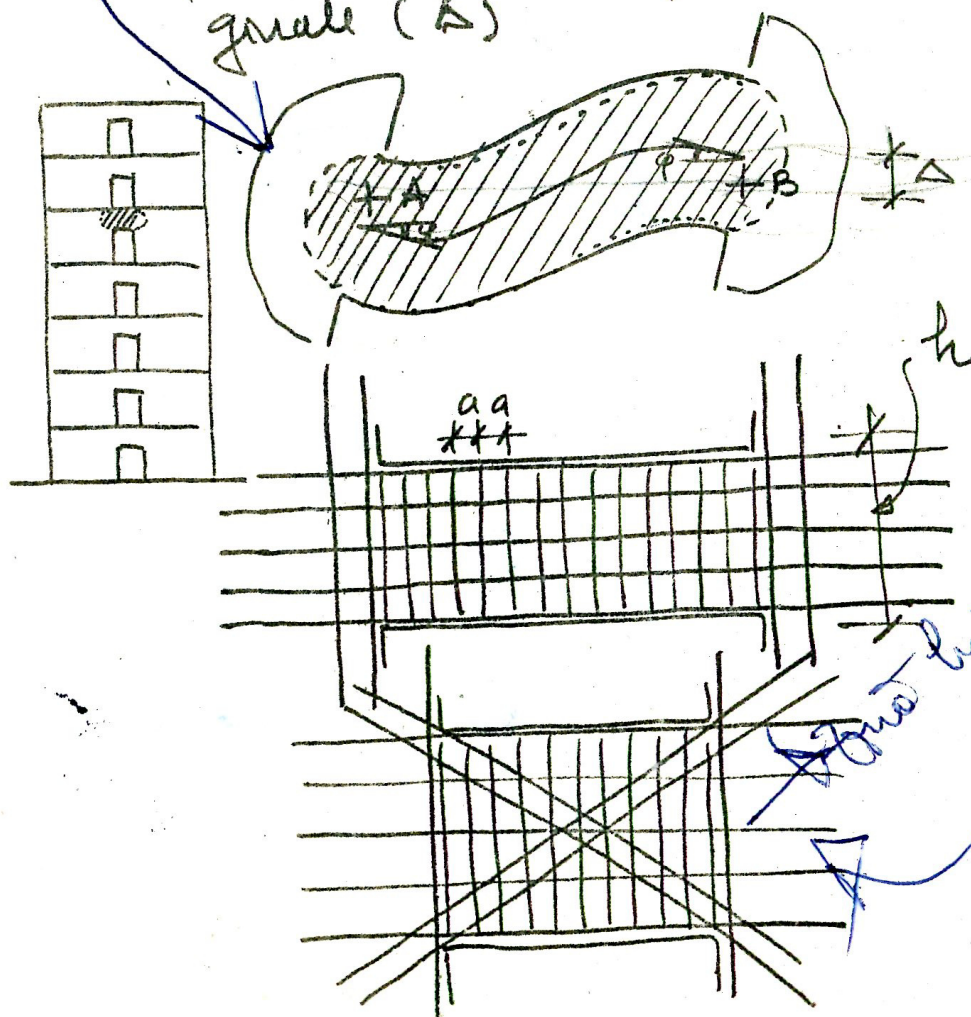
Problema burarduzilor

În contextul unei diafragme compuse

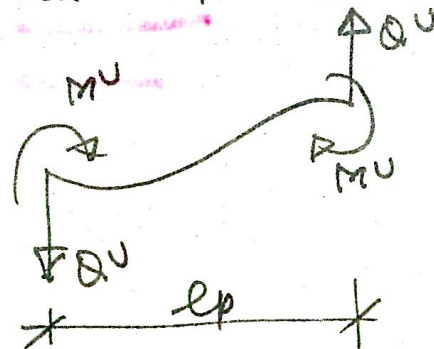
buindugii se deformează complex urmărind deplasările obligate de lamelele adiacente (Fig. 1):

1) Rotirea capetelor pentru a urmări încovoierea lamelor (φ)

2) Deplasarea relativă a capetelor (A, B) din tendința de deformare diferită a fibrelor marginale (Δ)



sistemele de armare longitudinale-transversale (SALT) trebuie să confere buindugului ductilitate la rupă și rezistență ridicată la presiunile de apă.



Forța tăietoare ultimă se obține aproximativ din echilibrul în stadiul de plastificare din încovoiere:

$$Q^u = \frac{2M^u}{l_p}, \quad Q_c^u = (1,10 \div 1,20) Q^u$$

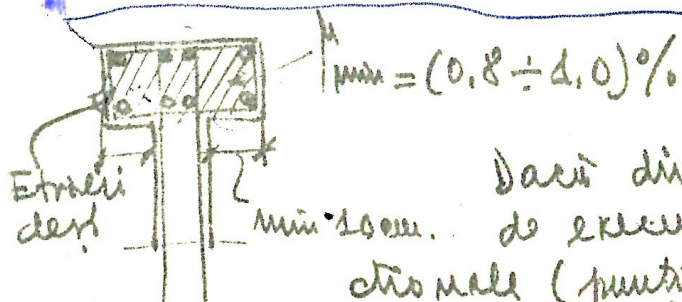
Dată fiind neuniformitatea deosebită a buindugilor la acțiunea forței tăietoare etierii se vor calcula din relații:

$$A_e = 0,4 \frac{Q_c^u}{m} \quad m = \left(\frac{h}{a} \right)$$

OB 37

Recomandări: 1) barele orizontale vor fi ancorate dincolo de deformare, etierii vor fi în desti. 2) bare longitudinale suplimentare pentru a transforma armarea saur. în rețea; 3) bare oblice.

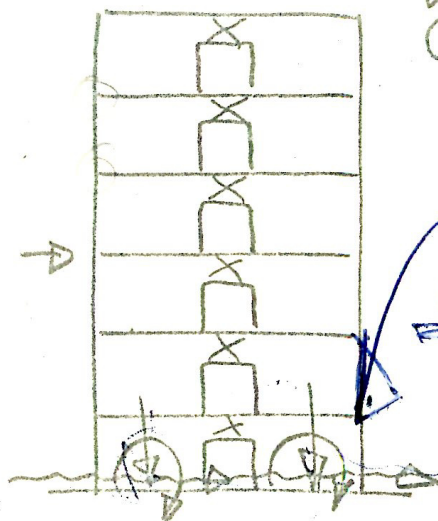
Din simetricitățile orizontale zonele marginale ale secțiunilor transversale lucrează alternativ fie ca streșpoor în sus comprimate fie ca trant în jos la limita de cădere a armăturii. În primul caz avem o problemă de rezistență (zădărnice din compresivitate) și o problemă de stabilitate (flambaj lateral) în al doilea caz apare necesitatea unei armături conformate pe principiul de lucru al trantului (rețecii speciale). Introducerea unor bulbi de bordaj este necesară în special la structurile cu diafragme raie (celulare, libere) sau la cele cu diafragme de mare capacitate.



Dacă din considerente de execuție sau funcționale (puncte de cădere, aspect) nu pot fi introduse bulbi apare necesitatea unei ingroșări generale a peretelui.

Baza lamelor

După plastifierea birandrugilor, baza lamelor intră în lucru ca a două zone de rezistență postelastice. Starea de solictare este complexă (Fig. 1):



(Fig. 1):
Incovorare
Compresivitate
Forfecare

Recomandări

1. Baza lamelor (1-2 etaje) va fi dimensionată pentru a nu se deforma din forfecare sau eforturi principale de înfundare înăuntrul formării articulației plastice din încovorare cu compresivitate.

2. Armătura principală va fi: întărită prin sudură (cu min. rețecii).

3. Se vor evita: goluri de instalatii sau alte cerințe funcționale în aceste zone.

Caracteristică plastică?

Partea liber

Partea liber contribuie uneori cele mai controversate probleme ale structurilor etajate amplasate în zone seismice active. Relele 8 parti este o structură fixată în economie ne de altă parte este deservit de sensibilitate la cutremure puternice. Prăbușiri și deplasări permanente de ordinul a 20-30cm. (Fig) au fost înregistrate la

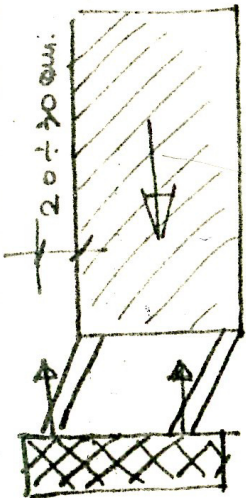
Agedir, Skopje, Friuli, Irkutsk, etc.

Principalele elemente de conformare care trebuie avute în vedere sunt:

- (a) Conformarea stiepiilor după cele mai severe reguli antisismice:

$$f \leq 0.20$$

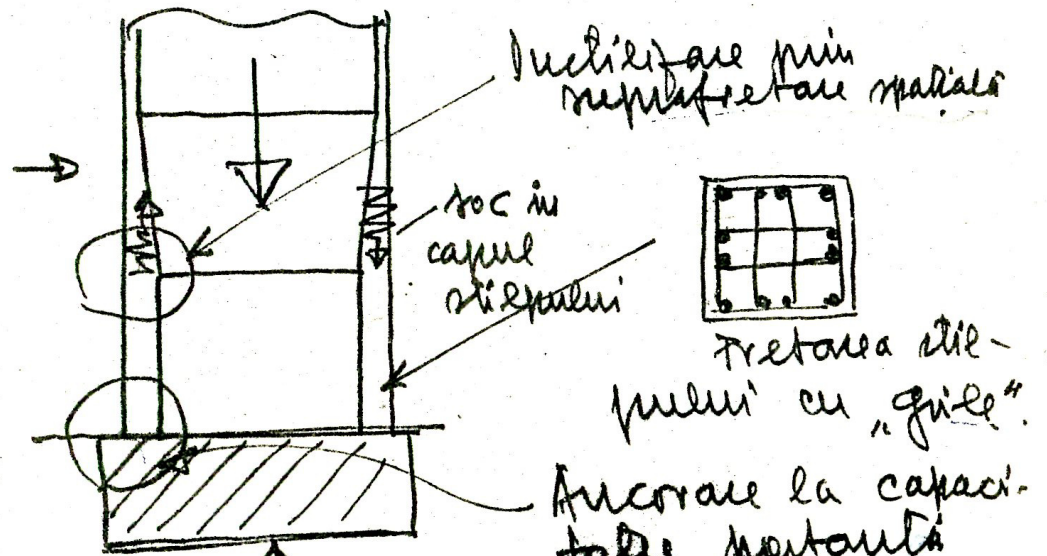
fretare cu grile



- (b) Supraductivizare: legături între stiepi și pereți pentru a conferi rezistență moment (la soc).

- (c) Ancorarea în infrastructură la capacitatea portantă maximă a stiepiilor

- (d) Transportul corect al forțelor în cuplurile până la pământ (este vorba de momentele ultime).

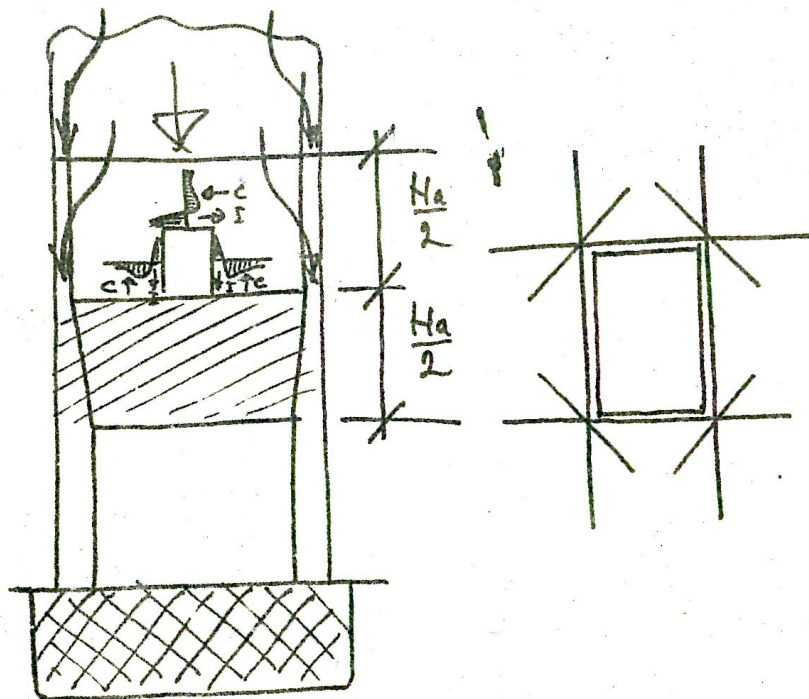


Ancorare la capacitatea portantă ultimă: $N_d \pm N_{d1}$; M_d, Q_d

Transmiterea forțelor și cuplurilor la pământ cu presiuni moderate -

Conformare?

Introducerea unui gol în forma activă a gării perete este posibilă cu unele precauțiuni. Dacă este absolut necesar să se introducă în astfel de gol se vor avea în vedere următoarele (Fig. 1):



Se vor prevedea elemente de bordaj (bulbi) și racordări stiepi/bulbi pentru a modera concentrațiile de eforturi și pentru a "capta" forțele gravitaționale de la etajele situate deasupra zonei active. (Fig. 2).

- 1. Este de preferat ca golul să fie dispus deasupra zonei inferioare active ($\frac{H_a}{2}$)
- 2. Golul va fi dispus în zona centrală (în originea spațiului de forță)
- 3. Se vor prevedea armături de bordaj pentru înfrângerea din cele trei efecte locale de gârzi peste.

5. STRUCTURI MIXTE

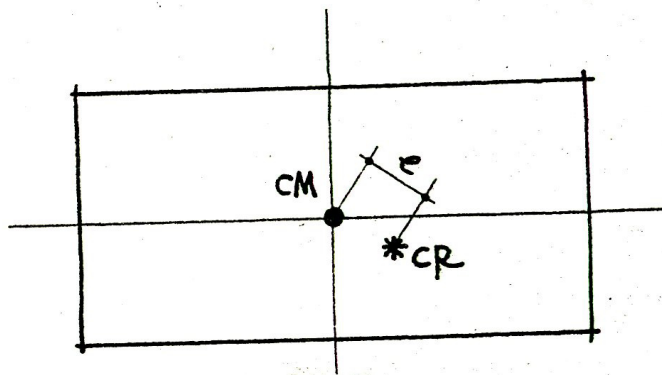
Structurile mixte se obțin din asocierea logică, unitară, a unui ansamblu de cadre ductile cu alte complexe structurale: bare, piezuri, diafragme.

O categorisire rigidă nu este posibilă și nici necesară. Este mai important de reținut că trebuie să dispunem întotdeauna de un ansamblu de cadre capabil să preia singur, la limită, peste 50% din întreaga acțiune seismică și că barele tubulare din zona circulațiilor și anexelor pot fi introduse în lucru după o conformare adecvată.

Seducătoare la prima vedere, structurile mixte pun totuși câteva probleme de structură care pot condiționa în mare măsură rezolvarea arhitecturală. Aceste probleme sînt:

1. Dispunerea simetrică a rigidităților în plan.

Cutremurele recente (și în special cutremurul din Alaska - Anchorage) au arătat că vibrațiile de torsiune datorită excentricităților dintre mase (centrul masic) și rigidități (centrul rigidităților) au condus la suprasolicitarea structurilor periferice și la numeroase fenomene de colaps.



$$M_{\text{răsucire}} = T_{\text{etaj}} \times e$$

2. Distribuția omogenă a rigidităților în plan pentru a nu suprasolicita neuniform infrastructura și terenul de fundație

2. Distribuția omogenă a rigidităților în plan pentru a nu suprasolicita neuniform infrastructura și terenul de fundație.

3. Dirijarea proceselor de plastificare în mai multe linii succesive; linii pe care structurile mixte le oferă cu generozitate.

4. Conlucrarea complexelor structurale componente. Este vorba de coexistența deformărilor unor structuri cu proprietăți foarte diferite.

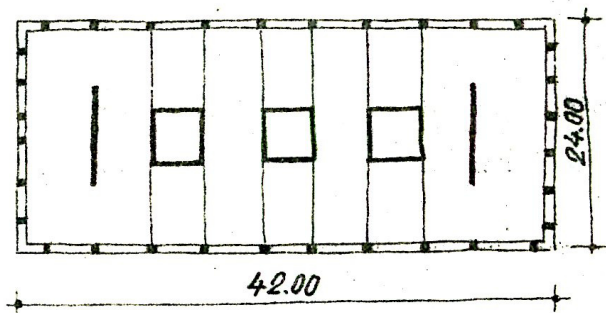
De pildă, cadrul și bara din luate independent se incurbează diferit.

Dacă prin intermediul plameelor indeformabile le obligăm să coexiste laolaltă, între ele se vor dezvolta forțe de interacțiune care schimbă de semn pe înălțime.

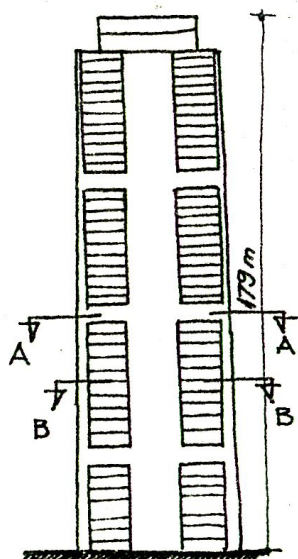
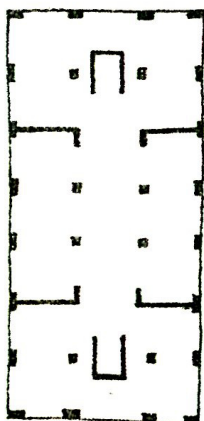
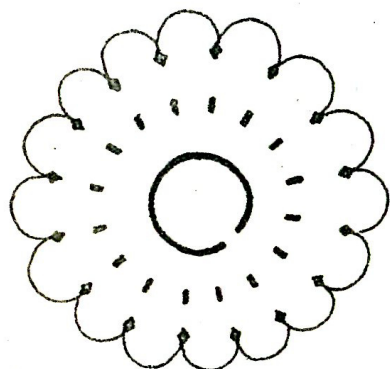
Cunoașterea forțelor elastice de interacțiune, care pe ansamblu formează un sistem echilibrat, este o problemă de calculatoare. Din păcate, faza elastică de lucru nu este suficientă pentru a judeca adevărata siguranță structurală.

Conlucrarea în domeniul postelastice de lucru este însă o problemă accesibilă deocamdată numai specialiștilor care dispun de programe pentru această stare de lucru.

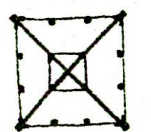
• STRUCTURI MIXTE



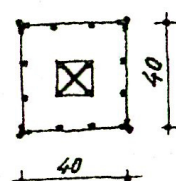
CLĂDIRE
ÎNALTE
ÎN PARIS



NERVI - MONTREAL

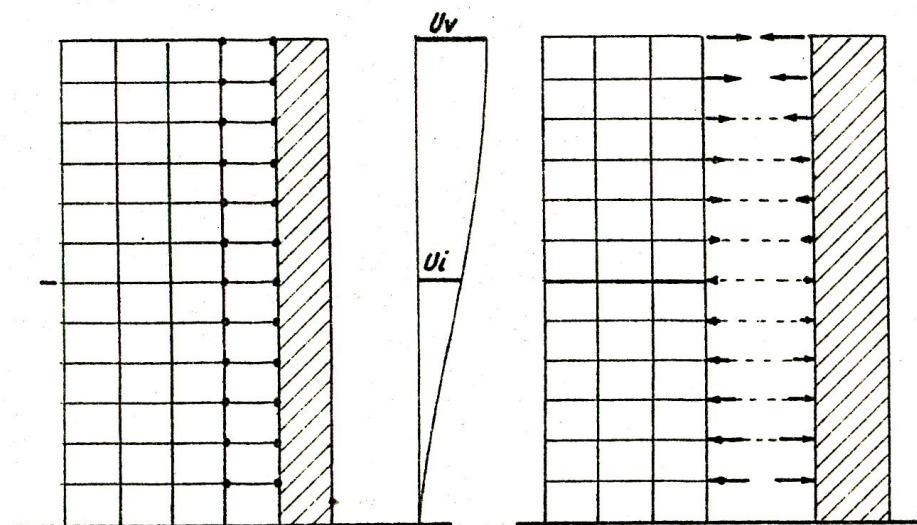
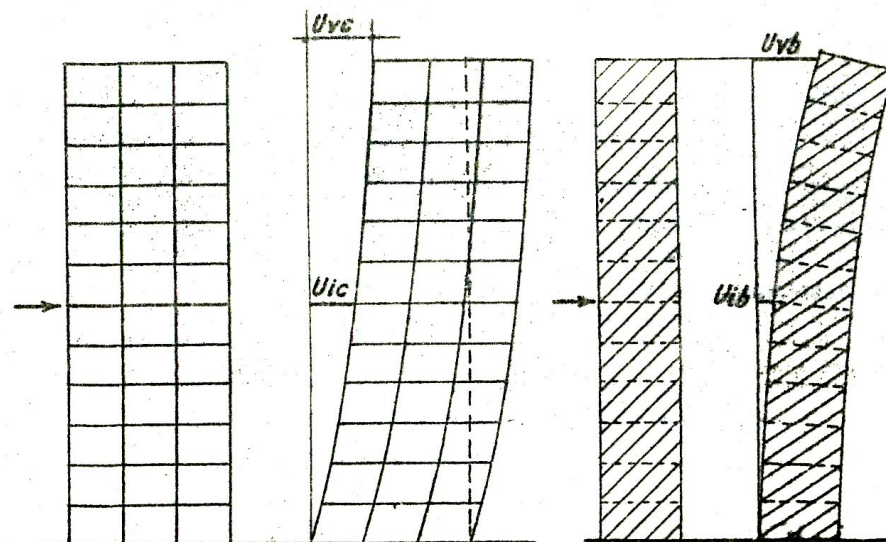


secție A-A



secție B-B

SOLUȚIE AMERICANĂ



INTERACȚIUNEA „ CADRU - DIAFRAGMA
(BARA, TUB) ”

CAPITOL : D

RUPEREA MATERIEI SOLIDE ȘI EXPLOATAREA MATERIALELOR.

1. Teoria Coulomb-Mohr-Caquot.
2. Folosirea intensivă a oțelului și betonului

1. RUPEREA MATERIEI SOLIDE IZOTROPE ȘI OMIGENE, IN CONCEPTIA COULOMB - MOHR - CAQUOT .

1. NECESITATEA UNEI TEORII DE RUPERE .

Teoria SIGURANTEI structurilor, sau într-o accepțiune mai largă, RELIABILITATEA structurilor, nu capătă semnificație practică dacă nu se bazează pe o teorie de RUPERE a materiei solide, verificată de experiență. O teorie de RUPERE, trebuie să permită definirea cantitativă a condițiilor de stare (tensiuni, deformații, energie), care situează materia într-un punct solicitat complex în starea limită de rezistență elastică sau în starea limită de rupere.

Din păcate în prezent nu dispunem de o teorie analitică care să permită prevederea cantitativă a răspunsului materiei solide la orice stare de tensiune și orice condiții de încălzire.

Din teoriile de rezistență clasice sau moderne a fost preferată totuși, pentru scopurile pe care le urmărim, teoria lui Coulomb - Mohr, în formularea dată de CAQUOT. Această alegere se justifică astfel :

- a. Teoria C.M.C oferă mai multe posibilități, în raport cu alte teorii, pentru verificarea ei experimentală.
- b. Această teorie este aplicabilă la orice material solid, friabil (granular sau pulverulent), pietros, metalic.
- c. Teoria C.M.C oferă un mijloc geometric simplu pentru interpretarea unor proprietăți sintetice ca : ductilitate, fragilitate, răspuns energetic, etc.

În formarea unei concepții proprii despre răspunsul materialelor de construcție la acțiuni exterioare complexe, arhitectul obișnuit cu reprezentarea geometrică a fenomenelor, căpătă prin această teorie un instrument simplu și atractiv de discernere a lucrurilor.

d. Teoria C.M.C., permite interpretarea unor „principii de acțiune” deliberată, prin concepție, asupra materiei pentru a o pune în situația de a fi exploatăată intensiv în conceperea și compunerea structurilor:

- principiul fretării pasive,
- principiul fretării active
- principiul precomprimării triaxiale.

e. În formularea ei actuală dată de A. Caquot, această teorie permite perfecționarea modelului de corp solid, care stă la baza ei (corpul omogen și izotrop), folosind în mod adecuat rezultatele experimentale ale laboratoarelor moderne, ale Fizicii Solidului și Fizicii Atomice. Pentru a înțelege corect sensul trecerii de la formularea empirică, Coulomb - Mohr, la formularea științifică a lui Caquot și pentru a transforma această teorie, într-un instrument de creație, este necesar să introducem câteva concepții noi (RĂSPUNSUL MATERIEI, CONDITIILE EXPERIENȚEI) și cunoștințe suplimentare privind reprezentarea stărilor de tensiune spațiale cu cercul lui Mohr, ipoteza lui Coulomb privind echilibrul maselor friabile, etc.....

2. CONCEPTUL DE RĂSPUNS AL MATERIEI

Reacțiunea (RĂSPUNSUL) structurilor pe ansamblu la acțiunile mediului mecanic - climatic, depinde de „reacțiunea materiei” (RĂSPUNSUL MATERIEI) la condițiile reale de solicitare în cadrul structurii.

Prin „reacțiune” (RĂSPUNS) înțelegem ansamblul fenomenelor de:

Rezistență, Deformabilitate și a Proceselor Energetice care însoțesc automat aceste fenomene.

3. CONDITIILE EXPERIENȚEI

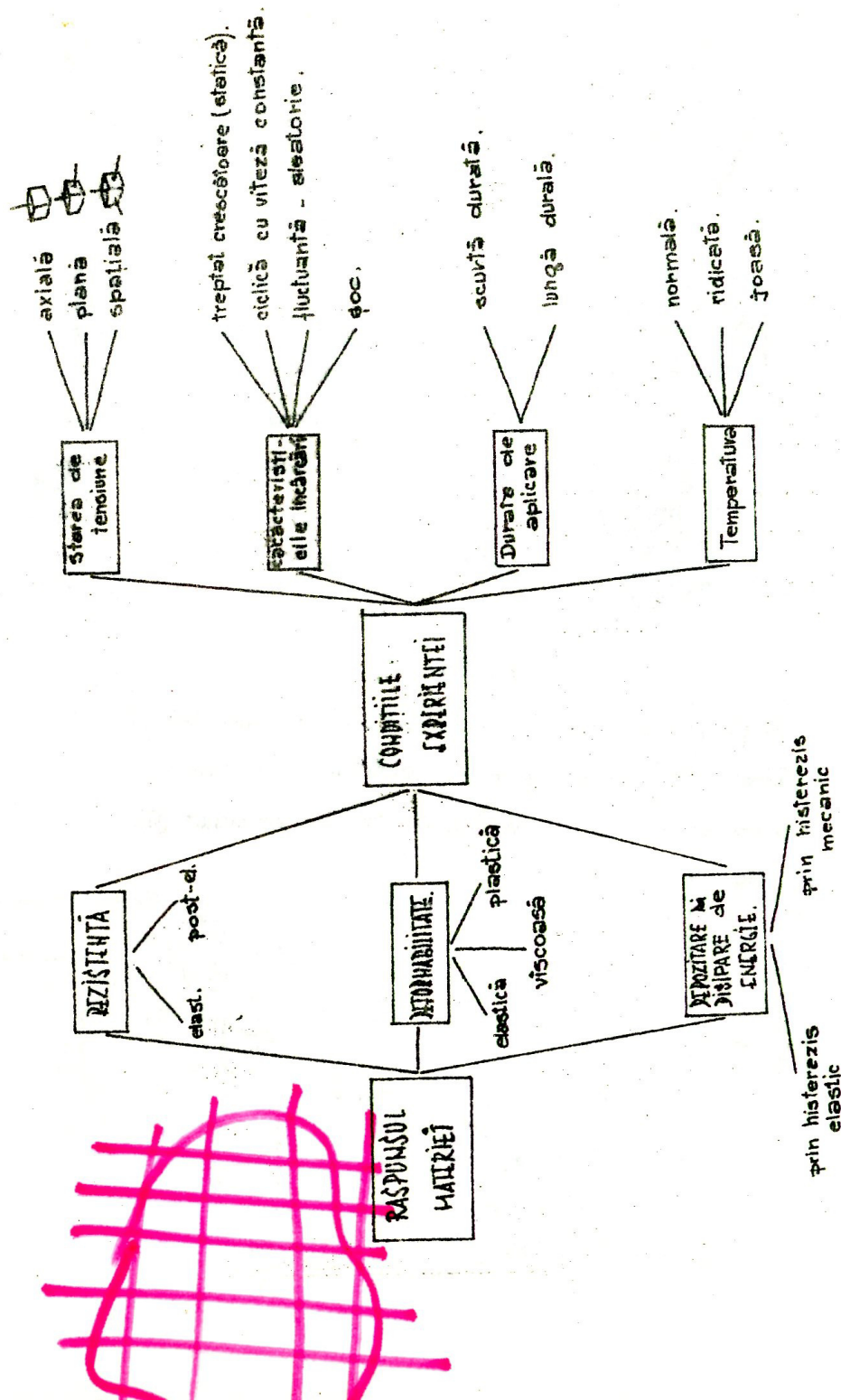
Modelarea în laborator a solicitărilor caracteristice materialelor, care pot interveni în practică, constituie ceea ce numim CONDITIILE EXPERIENȚEI. Extrapolarea rezultatelor experimentale în proiectarea structurilor poate deveni însă sursa unor grave erori, dacă condițiile experienței nu au fost corect concepute și interpretate. Modelarea corectă implică în majoritatea cazurilor elaborarea unor programe dificile și costisitoare. De aceea, de câte ori dispunem de un „laborator natural” rezultat dintr-o acțiune dezastruoasă a mediului mecanic-climatic (cutremure, uragane, explozii, înzăpeziri, etc...) materialul faptic pe care îl obținem, are o valoare inestimabilă.

Trebuie reținut deci că răspunsul materiei va depinde esențial de condițiile experienței și că principalii parametri care trebuie avuți în vedere sînt:

- a) starea de tensiune
- b) caracteristicile aplicării solicitărilor.
- c) durata de aplicare
- d) temperatura.

O încercare de a stabili înălțuirea logică dintre răspunsul materiei și condițiile experienței este dată în Fig: 1.

Fig: 1



4. REPREZENTAREA PLANA A STĂRII DE TENSIUNE SPATIALE

Extrapolând rezultatele cunoscute de la variația eforturilor în cazul problemei plane, putem intui că în cazul unei sollicitări spațiale, există în fiecare punct trei secțiuni ortogonale pe care se dezvoltă numai eforturi normale ($\vec{p}_0 = \vec{\sigma}_0$); aceste secțiuni și eforturile care iau naștere pe ele se numesc principale. Ele au un caracter invariant (intrinsec) în raport cu orice alegere a axelor de referință și depind numai de forțele și cuplurile exterioare aplicate corpului și de modul cum este legat acesta cu mediul înconjurător.

Notînd algebric $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, putem generaliza interpretarea dată deja eforturilor principale, în problema plană:

- σ_1 este cel mai mare efort de întindere existent în jurul punctului, iar dacă nu există întindere, este compresiune minimă.
- σ_2 este efort intermediar de întindere sau compresiune cu caracter staționar (mini-max)
- σ_3 este cel mai mare efort de compresiune existent în jurul punctului, iar dacă nu există compresiune este întinderea minimă.

În locul pătratului principal vom avea un cub principal cu proprietăți asemănătoare (Fig: 2); în locul unei secțiuni înclinate definite prin unghiul θ , vom avea o secțiune înclinată în raport cu direcțiile 1,2,3, reperată cu vectorul $V(l,m,n)$ în locul eforturilor

$$p_\theta(\sigma_\theta; \tau_\theta) \text{ vom avea } p_0(\sigma_0, \tau_0):$$

$$l^2 + m^2 + n^2 = 1$$

(relația cosinusilor direcționali)

$$p_\theta^2 = \sigma_\theta^2 + \tau_\theta^2$$

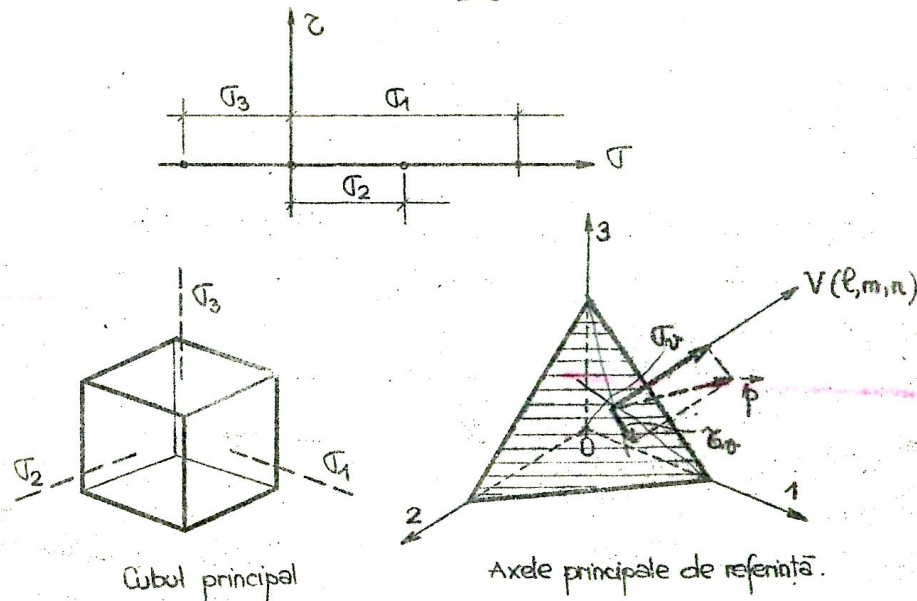


Fig: 2

Ca și în cazul tensiunii plane se pune problema determinării planului $\sigma\sigma_3$, a locului geometric al vîrfurilor eforturilor totale $p_0(\sigma_p, \sigma_{p0})$ cînd secțiunea $V(l, m, n)$ ocupă toate pozițiile posibile. Se remarcă, că fiecare efort principal în parte nu influențează eforturile totale care au naștere în secțiunile definite în planul celorlalte două eforturi principale:

- σ_2 pentru secțiunile din planul 1.0.3
- σ_3 pentru secțiunile din planul 1.0.2
- σ_1 pentru secțiunile din planul 2.0.3

Există deci o triplă infinitate de secțiuni particulare, la care lucrurile se prezintă ca în cazul unei probleme plane: fiecarei familii de secțiuni, îi corespunde un cerc a lui Mohr cu diferite diametri.

$$\begin{aligned} \sigma_1 - \sigma_3 \\ \sigma_1 - \sigma_2 \\ \sigma_2 - \sigma_3 \end{aligned}$$

Fig: 2.

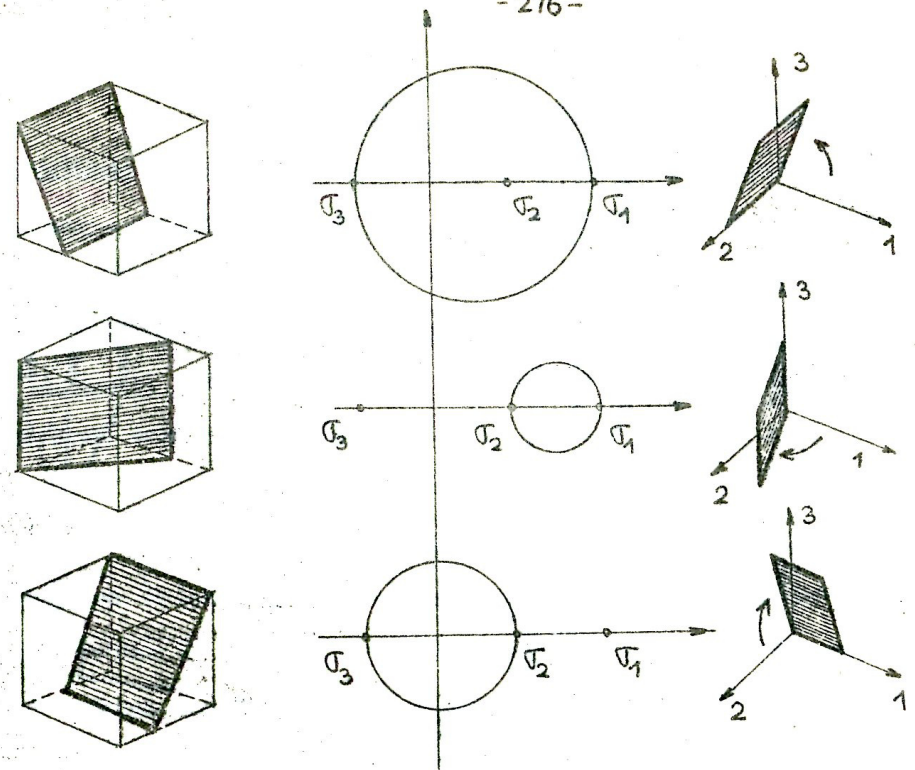


Fig: 3

Se poate demonstra (în orice curs de Rezistența Materialelor sau Teoria Elasticității) că locul geometric căutat este definit de aria cuprinsă în interiorul cercului $(\sigma_1 - \sigma_3)$ și în exteriorul cercurilor $(\sigma_1 - \sigma_2)$ și $(\sigma_2 - \sigma_3)$

Fig: 4.

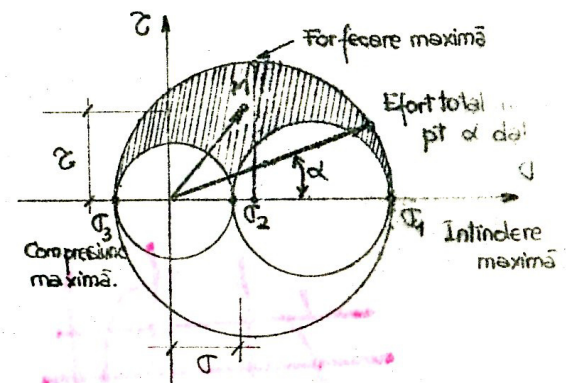
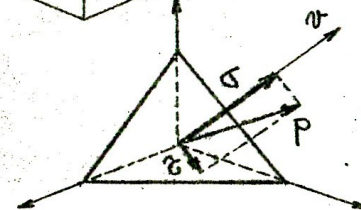
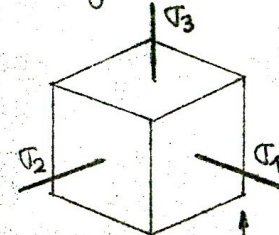


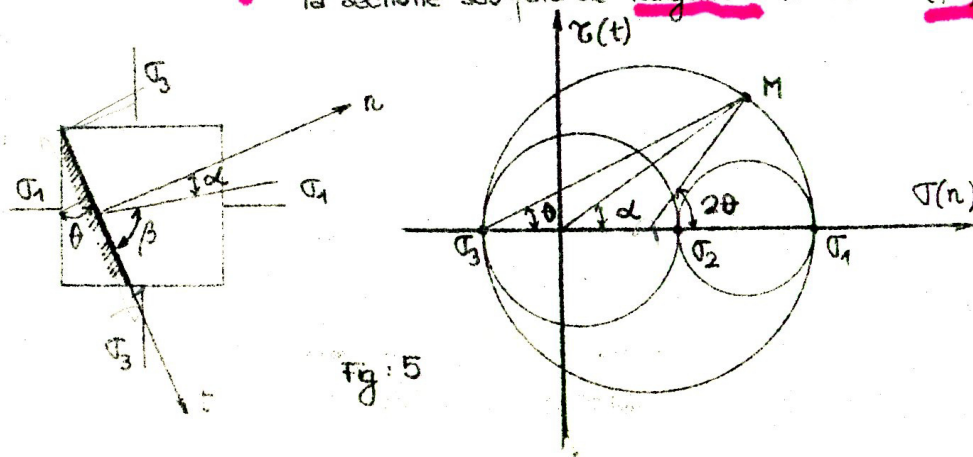
Fig: 4.

Cele trei cercuri care delimitează locul geometric căutat (aria hașurată) se numesc PRINCIPALE. Se constată că pe cercul definit de diametrul $(\sigma_1 - \sigma_3)$, al eforturilor extreme, se situează:

- cea mai mare întindere
- cea mai mare compresiune
- cea mai mare forfecare
- cele mai mari eforturi totale pentru diferite înclinări α .

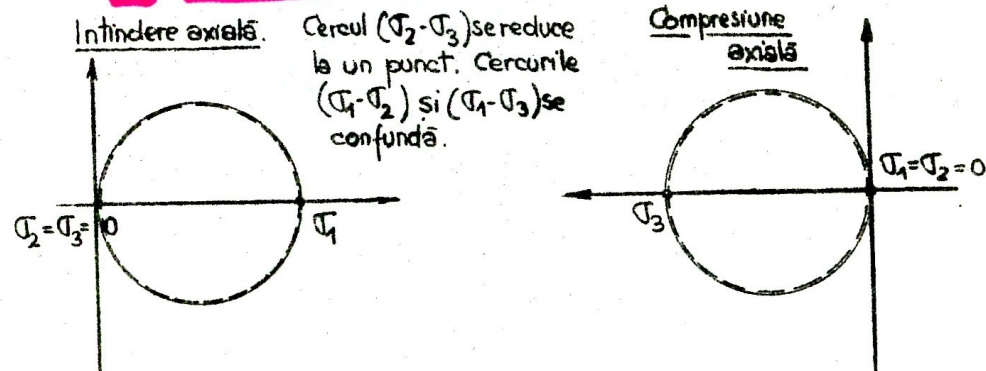
Starea de tensiune definită de acest cerc trebuie să joace un rol dominant în atingerea stărilor critice a limitei de elasticitate sau în continuare a limitei de rupere. Acest cerc este denumit FUNDAMENTAL, sau mai simplu, cercul lui Mohr. Dacă, în acord cu concepția lui Mohr, conservăm numai stările de tensiune de pe cercul fundamental $(\sigma_1 - \sigma_3)$, atunci un punct M de pe acest cerc definește ca și în cazul problemei plane:

- 1) Unghiul θ , pe care îl face secțiunea în cauză, în raport cu secțiunea principală σ_1 (Fig. 5)
- 2) Valoarea efortului total $\vec{p}(\sigma, \tau)$ care ia naștere pe această secțiune.
- 3) Inclinarea α a efortului total față de normala $\vec{n}$ la secțiune sau față de tangenta $\vec{t}$ la secțiune (β)

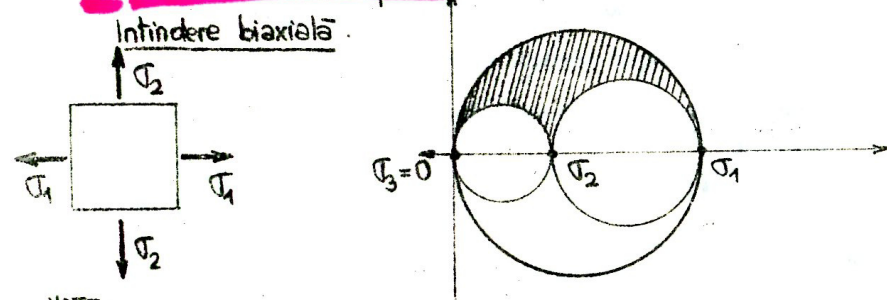


EXEMPLIFICARI

1. Starea de tensiune axială.



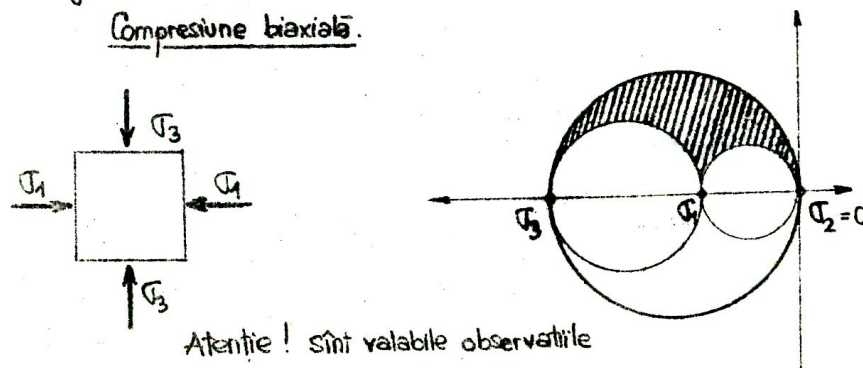
2. Stări de tensiune plane.



NOTE:

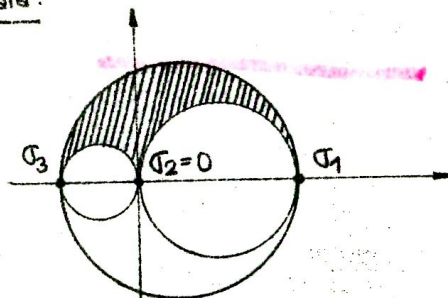
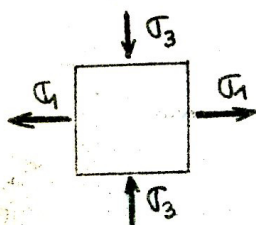
- (1) se reprezintă cu trei cercuri, (2) efortul tangential maxim se produce în efortul planului $(\sigma_1 - \sigma_2)$, (3) ansamblul celor trei cercuri este "legat" de origine.

Compresiune biaxială.

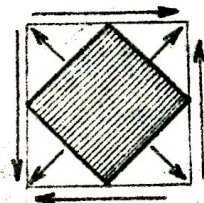
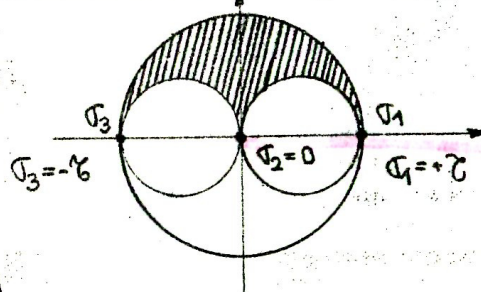
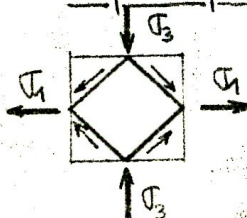


Atenție! Sînt valabile observările de la întinderea biaxială.

Întindere - compresiune biaxială.

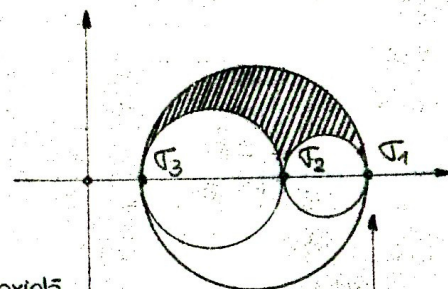
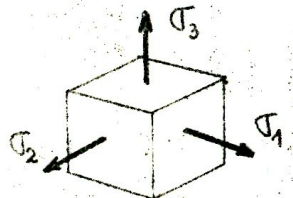


Forfecare pură sau întindere-compresiune egală.

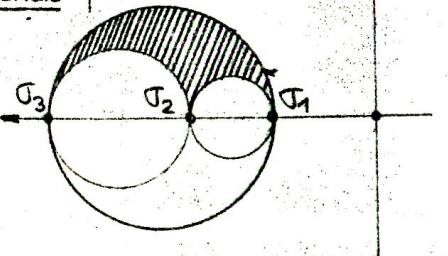
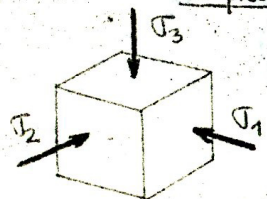


3. Stări de tensiune spațiale.

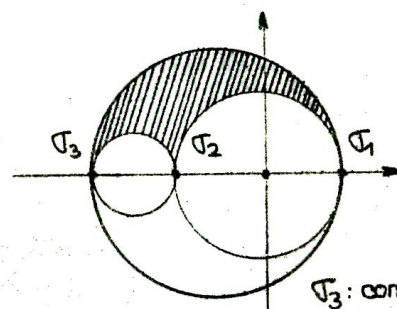
Întindere triaxială.



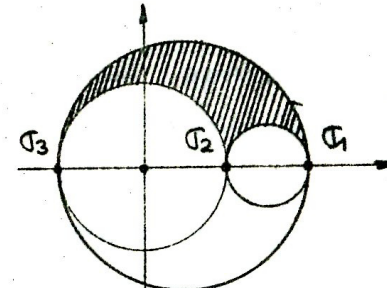
Compresiune triaxială



Solicitare spațială mixtă.



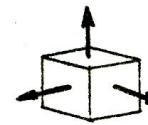
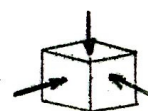
σ_3 : compresiune



σ_1 : întindere.

Întindere triaxială egală (hidrostatică)

Compresiune triaxială egală (hidrostatică)



$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0$

Compresiune hidrostatică

Întindere hidrostatică

Note :

1) Toate stările de tensiune spațiale se reprezintă prin ansambluri de cercuri eliberate de origine.

2) Solicitarea „hidrostatică” are loc fără eforturi tangențiale (cele trei cercuri se reduc la un punct).

5. IPOTEZA LUI COULOMB DESPRE ECHILIBRUL MASELOR FRIABILE (TREAPTA COULOMB).

Echilibrul maselor friabile constituite din grnule sau pulberi foarte fine, usor separabile, este asigurat în mare măsură de FRECAREA care ia nastere în zonele de contact a elementelor componente, dispuse în general haotic unele față de altele. Experienta confirmă posibilitatea acestui echilibru „cu taluz natural”. Mai mult decât atât se poate discuta despre o clasă specială de structuri realizate din materiale friabile: baraje de pământ, terasamente, galerii subterane (Fig: 6).

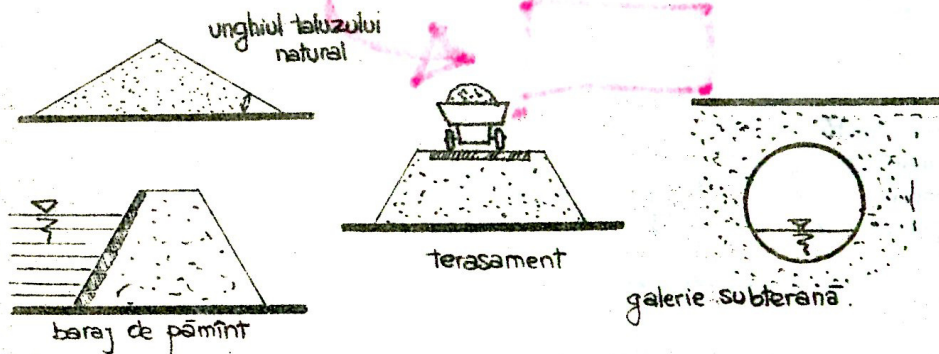


Fig: 6.

După Coulomb (Charles Augustin Coulomb 1736-1806), echilibrul la lunecare în punctul M și pe secțiunea AB a unui masiv friabil solicitat de greutatea proprie și de alte încărcări, este asigurat cât timp starea de eforturi de pe această secțiune satisface condiția.

$$\tau < \sigma \cdot \tan \varphi$$

O lege asemănătoare a fost introdusă în Mecanica Teoretică pentru problemele legate de frecarea reciprocă a corpurilor solide.

Unghiul φ este unghi de frecare, iar $\tan \varphi = f =$ coeficient de frecare (Fig: 7).

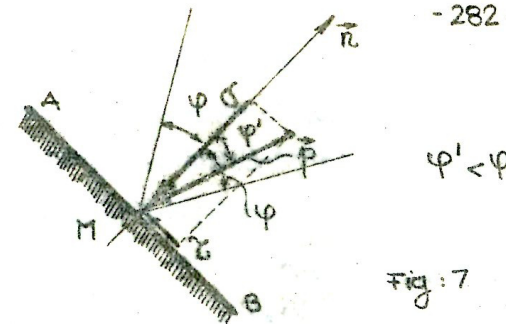


Fig: 7

Interpretarea este următoarea:

- pentru ca forțele de frecare să fie învinse și lunecarea pe suprafața AB să aibă loc, este necesar ca efortul tangential de pe această secțiune să fie mai mare decât produsul dintre efortul normal și tangenta unghiului de frecare φ . Această condiție de echilibru la lunecare, trebuie completată cu un termen suplimentar în cazul maselor friabile coherente (cu coeziune internă) care au capacitatea de a rezista la eforturi moderate de întindere (exemplu argila):

$$\tau < \sigma \cdot \tan \varphi + c, \quad \tau < \sigma \cdot f + c$$

c : coeziunea ; f : coeficient de frecare.

Ipoteza lui Coulomb asupra echilibrului maselor friabile (cu sau fără coeziune) poate fi interpretată în sistemul de axe $\sigma\tau$ cu ajutorul reprezentării lui Mohr a stărilor de tensiune spațiale (Fig: 8)

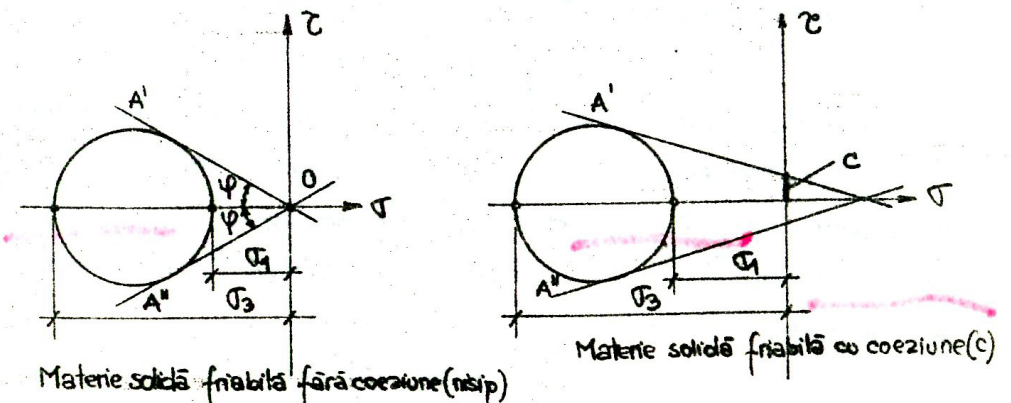


Fig: 8

Condiția de echilibru pentru o stare de tensiune spațială, este satisfăcută dacă cercul fundamental ($\sigma_1 - \sigma_3$) se situează în interiorul domeniului definit de dreptele $AA' - AA''$ sau $OA' - OA''$, înclinată cu unghiul φ în raport cu axa OS . Când cercul fundamental devine tangent la aceste dreptă o lunecare ireversibilă este posibilă.

Aria din planul $\sigma\tau$, delimitată de cele două dreptă constituie domeniul pe care îl oferă materia friabilă tensorilor mediului mecanic fără ca echilibrul masei să fie deranjat.

În ultimă analiză starea limită a echilibrului intern se exprimă în general printr-o relație lineară de formă:

$$\tau = A\sigma + B.$$

6. TEORIA LUI MOHR.

Această teorie semiempirică a fost formulată de Mohr în anul 1900 și a cunoscut la timpul său o revelație și un impuls pentru studiul experimental al rupenii materiei solide.

Teoria lui Mohr caută să introducă de o manieră implicită (globală) stabilitatea materiei la lunecare și decoesune. Premizele acestei teorii pot fi formulate astfel:

- elementul determinant al rupenii este efortul tangential maxim

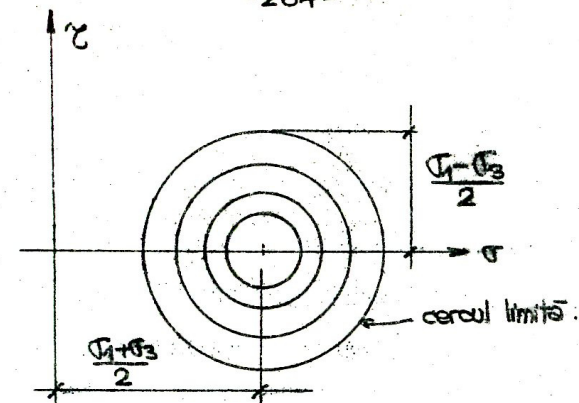
$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ (raza cercului mare).}$$

- ruperea este influențată și de efortul normal care acționează simultan cu $\tau_{\max}$ $\sigma_{13} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ (centrul cercului mare)

Astfel pentru un efort normal dat $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$, corespunde un anume efort tangential maxim $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ care aduce materia în punctul M, și reacțiunea

AB în stadiul limită de curgere sau rupere.

Prin aceasta efortul intermediar σ_2 nu participă la ruperea materiei.

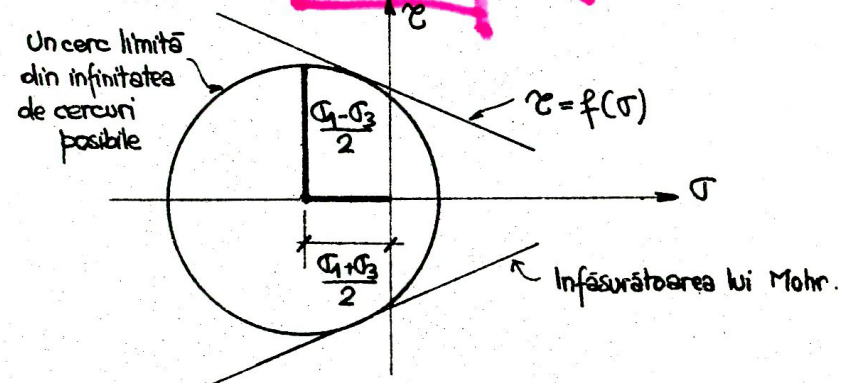


Domeniul de rezistență (curgere sau rupere) este definit de curba înfășurătoare a tuturor cercurilor limită, definite de perechile asociate

$$\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right]$$

Ecuația curbei înfășurătoare este de formă

$$\tau = f(\sigma)$$



În concepția lui Mohr înfășurătoarea se determină experimental pe baza unui număr limitat de încercări.

7. RUPEREA SOLIDULUI IZOTROP IN CONCEPTIA LUI A. CAQUOT.

1. Lunecare . Decoeziune

Sub acțiunea forțelor și cuplurilor exterioare, prima deformare permanentă într-un punct M al unui corp, constituie un deranjament ireversibil în arhitectura moleculară a materiei și începutul domeniului neelastic de lucru. Dacă mediul considerat este omogen și izotrop, atunci considerentele făcute pentru un punct M și o secțiune corecție AB , se extind și asupra unui volum finit. Fie în punctul M , un element de arie dA ; legăturile fizice datorate atracției moleculare care traversează elementul considerat, au o valoare limită, care constituie „răspunsul” maxim al materiei, înaintea oricărei schimbări permanente. O schimbare permanentă caracteristică poate fi:

- „de lunecare” dacă rezultă din deranjarea stabilității laterale a câmpului de atracție moleculară.
- „de decoeziune”, dacă este provocată de „eclatarea” legăturilor de atracție moleculară.

În primul caz, apariția primei lunecări ireversibile constituie un prilej pentru materia solidă de a se adapta la un nou echilibru interior.

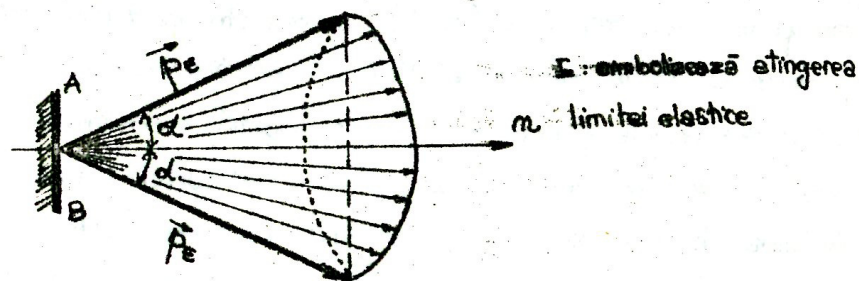
În al doilea caz „decoeziunea pură” constituie un fenomen de limită în care materia trece direct din domeniul de comportare elastică la ruperea casantă prin desfacerea legăturilor intermoleculare.

2. Criteriul lui Albert Caquot . Conceptul de suprafață intrinsecă . Conceptul de curbă intrinsecă.

În concepția lui Albert Caquot se admite prin ipoteză că există o relație de cauză-efect între efortul total $\vec{P}$ și lunecarea permanentă pe secțiunea în care acționează acest efort.

Criteriul aparține primei lunecări ireversibile în punctul M și pe secțiunea AB (sau față de normala „ n ” la secțiune, α)

La o înclinare α dat, există o infinitate de eforturi $\vec{P}_E$ cu același efect în secțiunea AB ; locul perechilor asociate ($\vec{P}_E, \alpha$), formează un con al cărui ax este normala „ m ” Fig: 9



Evident, pentru fiecare înclinare α va corespunde o altă valoare $\vec{P}_E$. Locul geometric al tuturor perechilor asociate posibile ($\vec{P}_E, \alpha$) care conduc la prima lunecare ireversibilă pe secțiunea AB formează o suprafață de revoluție, axial simetrică în raport cu normala „ n ”. Aceasta este suprafața intrinsecă a limitei de rezistență elastică (Fig. 10.)

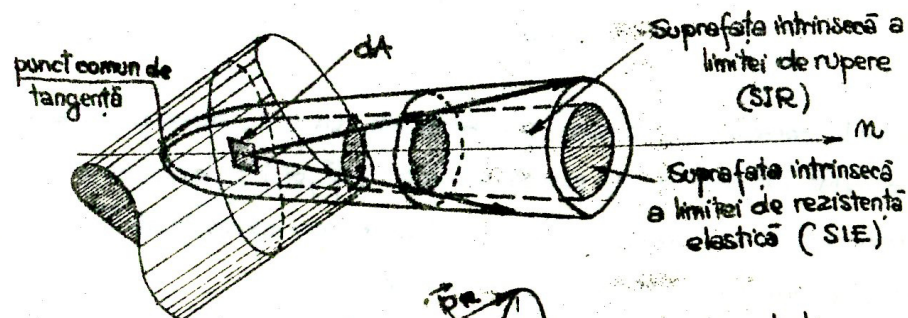
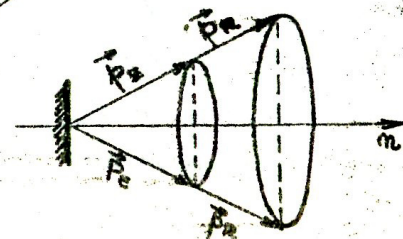


Fig: 10



E : elastic
R : rupere

Admitem, nu fără rațiuni întemeiate, că cele două suprafețe au un punct comun de tangență în punctul C. Fiaic, aceasta înseamnă trecerea directă de la deformarea elastică (E) la rupere (R), fără deformări permanente, adică casant, prin decoeziune. Teoretic, decoeziunea se poate obține pe cale statică prin întindere triaxială egală (hidrostatică), sau printr-un soc instantaneu (ideal); ambele stări de tensiune constituie fenomene de limită care nu se întâlnesc în practică curentă.

Cele două suprafețe fiind de revoluție, investigațiile în continuare pot fi făcute în plan pe meridianele lor; acestea sînt curbele intrinseci ale limitei de elasticitate (CIE) și ale limitei de rupere (CIR).

Reducerea la o problemă de reprezentare în plan a unui fenomen spațial este o consecință a izotropiei materiei (Fig: 11)

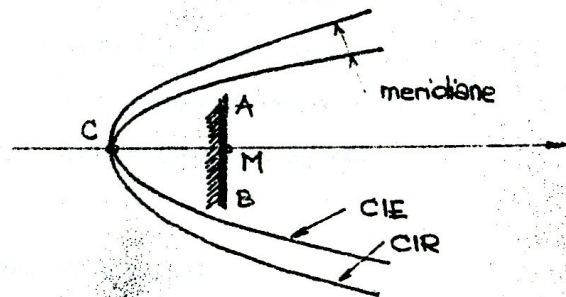


Fig: 11

Deoarece caracterul tensorial al stărilor de tensiune, într-un punct există o infinitate de secțiuni cu perechi asociate $(\vec{p}, \alpha)$; lunecarea permanentă se va produce pe acea secțiune pe care efortul total $\vec{p}$ nu atinge primul curba intrinsecă a limitei elastice CIE.

După cum se știe din reprezentarea stărilor de tensiune spațiale cu ajutorul cercului lui Mohr, locul eforturilor $\vec{p}_{max}$ pentru orice înclinare α se situează pe cercul fundamental $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Aceasta înseamnă că la fiecare stare de tensiune limită există un punct comun cercului fundamental $(\sigma_1 - \sigma_3)$ și curbei intrinseci. Rezultă că CIE și CIR sînt înfășurăturile cercurilor $(\sigma_1 - \sigma_3)$, pentru care se obțin cele două stări limită.

Aici se întâlnesc cele două concepții MOHR și CAQUOT, ca trepte succesive în generalizarea ipotezei lui COULOMB.

3. CONSECINTE

1. „Răspunsul elastic” pentru orice tensor este definit de aria mărginită de curba CIE; acesta este domeniul rezistenței elastice.
2. „Răspunsul postelastice” este definit de aria dintre cele două curbe intrinseci; acesta este domeniul rezistenței postelastice.
3. Orice stare de tensiune (tensor) care situează materia în punctul M în exteriorul curbei CIR antrenează ruperea pe o secțiune de tip AB. Acesta este domeniul de rupere.
4. Curba CIE definește „stadiul limită al rezistenței elastice”.
5. Curba CIR definește „stadiul limită de rupere”.
6. În această concepție răspunsul materiei nu depinde decât de eforturile extreme σ_1 și σ_3 ; independența răspunsului în raport cu efortul principal intermediar σ_2 „este un privilegiu al materiei izotrope” (Caquot). Invers, dacă efortul σ_2 influențează atingerea stărilor limită (E sau R), aceasta înseamnă că avem de a face cu un corp anizotrop. La un corp izotrop lunecarea ireversibilă va avea loc în secțiuni normale pe planul $\sigma_1 - \sigma_3$; la un corp anizotrop sînt posibile și alte secțiuni de lunecare.

4. EXEMPLIFICĂRI

1. Pentru materialele solide în stare friabilă, fără coeziune (exemplu: nisipul) sau cu coeziune (exemplu: argilă) curbele intrinseci derivă din condițiile de echilibru la limită după Coulomb (Fig. 12)

$$\tau < \sigma \cdot \tan \varphi \dots \text{la limită } \tau = \sigma \cdot \tan \varphi$$

$$\tau < \sigma \cdot \tan \varphi + c \dots \text{la limită } \tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$$

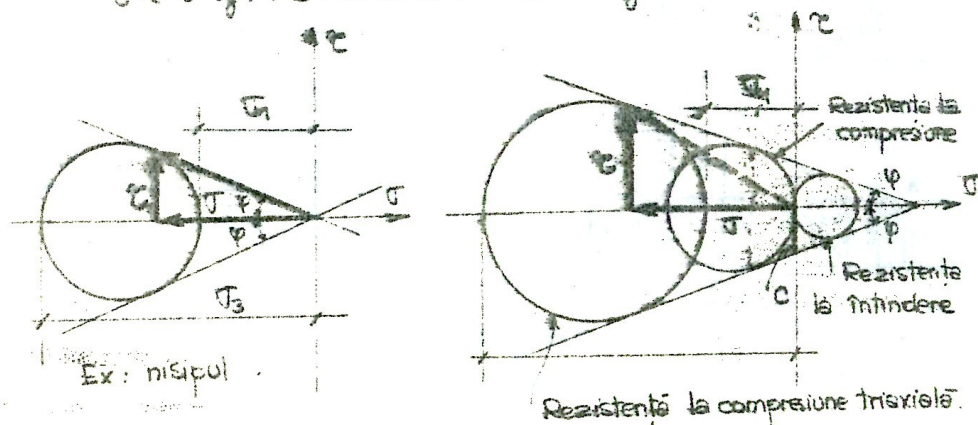


Fig. 12.

2. Pentru materiale casante (piatră, fontă, sticlă, ceramica, etc...) curba intrinsecă (suprafață intrinsecă) are vârful apropiat de origine și o deschidere (divergență) spre zona compresionilor triaxiale (Fig. 13)

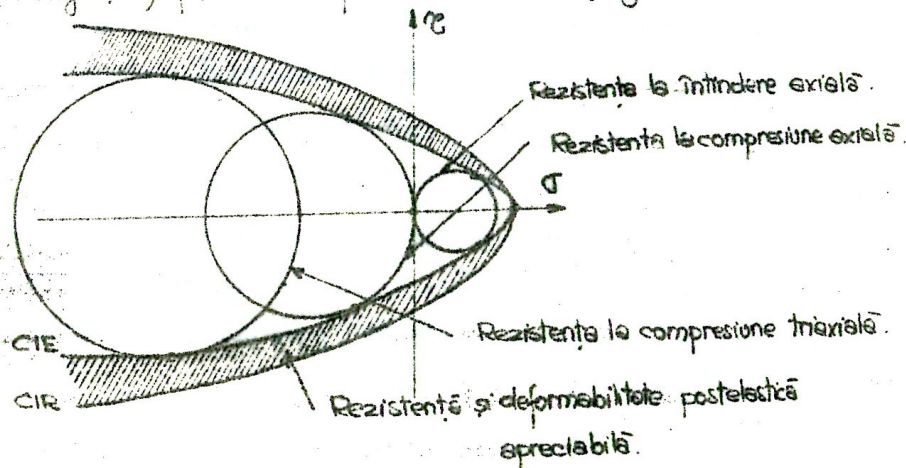


Fig. 13

La astfel de materiale în intervalul întindere-compresie cele două curbe (CIE și CIR) practic coincid. În schimb în domeniul compresionii triaxiale apare un domeniu consistent de rezistență post-elastică (zona hăcrotă). La nivelul cunoștințelor de care dispunem în prezent, aceste curbe pot fi exprimate analitic prin parabole. Pentru betonul simplu, au existat mai multe propuneri (Caquot, Chalat, Guerin, etc...)

$$\sigma + A = B \tau^2 \quad (\text{Caquot})$$

A și B sînt coeficienți care se determină dacă se cunosc valorile de rupere la compresie (R_b) și întindere (R_t)

$$\tau^2 = \left(\frac{R_b + R_t}{4R_t} \right) \sigma^2 + \left(\frac{R_b - R_t}{2} \right) \sigma + \frac{R_t(R_b + R_t)}{4} \quad (\text{Chalat})$$

3. Pentru materialele ductile (otel moale, etc...) curba intrinsecă CIE are vârful departe de origine și o divergență redusă în zona compresionilor (Fig. 14)

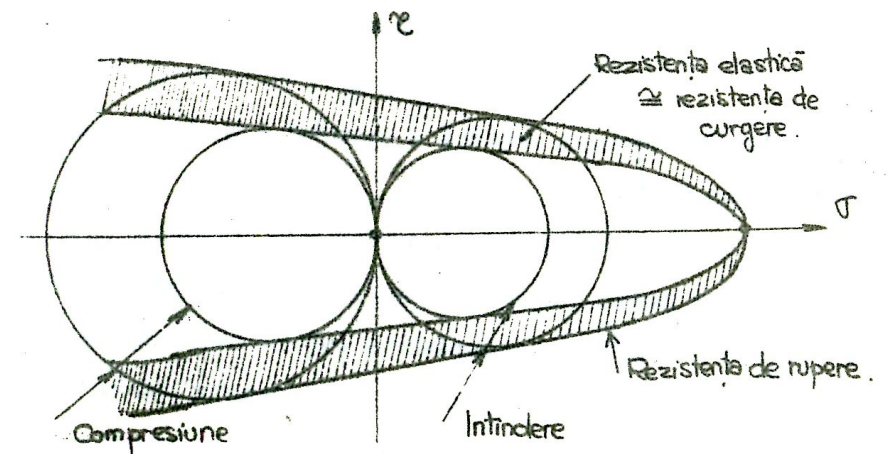


Fig. 14.

Între curbele CIE și CIR există un domeniu larg de rezistență postelastică care practic dispăre în jurul vîrfurilor curbei CIE, această zonă locală corespunde întinderilor triaxiale apropiate de valoare și la limită egale; zonă care nu prezintă interes din punct de vedere practic pentru activitatea curentă de construcții. Se remarcă că în intervalul întindere-compresie, CIE și CIR pot fi approximate cu linii paralele cu axa $\sigma\sigma$ (Fig: 15)

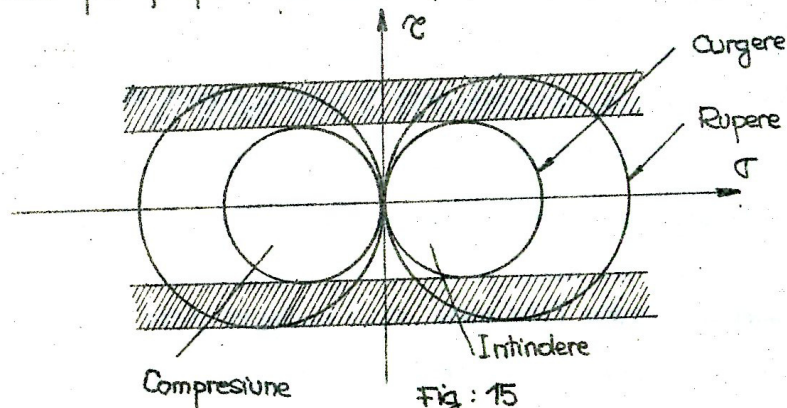


Fig: 15

În această zonă foarte importantă din punct de vedere practic în special pentru oțelul moale de construcții, se poate scrie:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sigma_{max} \cong ct$$

NOTA: Această exprimare analitică a constituit o teorie de curgere a materialelor ductile.

5. INTERPRETAREA DIVERGENȚEI CURBELOR INTRINSECI

La un material pietros (cassant), la care lunecarea pe secțiunea AB poate închipui schematic ca o depășire a forțelor interne de „frecare uscată”, o componentă normală la de întindere va grăbi epantia stărilor limită (E sau R), iar o componentă de compresie (presiune normală) va avea un efect invers (Fig: 16 a)

La un material metalic policristalin, la care lunecarea este de tip vîscos, sensul componentei normale (întindere sau compresie) va juca un rol secundar (Fig: 16 b)

În primul caz vom obține o curbă „deschisă” spre zona compresionilor (divergentă), iar în al doilea caz o curbă cu aripi aproape paralele (Fig: 16)

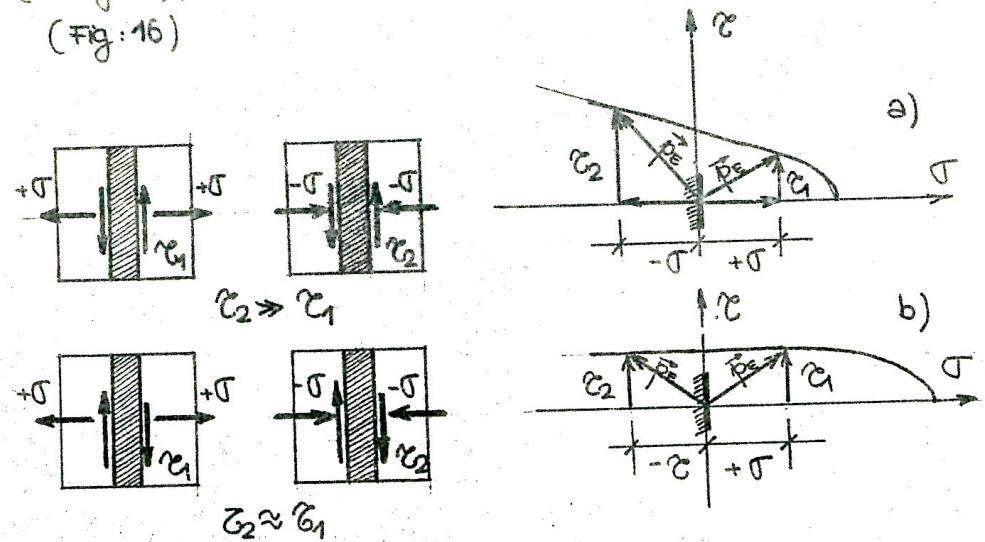


Fig: 16.

6. REZERVE, LIMITARI

1. Conceptele de suprafață și curbă intrinsecă au fost obținute în cadrul unor ipoteze restrictive

- Izotropie. Omogenitate.
- Independența stărilor limită E și R de efortul intermediar.
- Legătura de cauzalitate directă între efortul $\bar{\sigma}$ și atingerea stărilor în punctul M și pe secțiunea AB.

Izotropia însă este un fenomen de limită și în consecință cele două suprafețe SIE și SIR, definite mai sus sînt mult mai complexe.

2. Rezultatele experimentale de care dispunem pentru materialele curente, arată neconcordanțe, în general admisibile, între teorie și realitate.

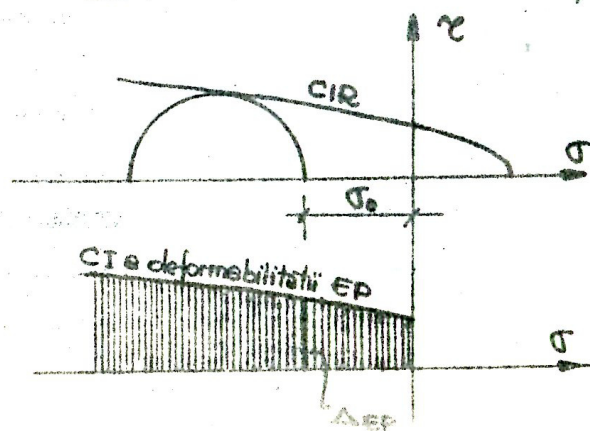
Abaterile sînt funcție de

- Gradul de anizotropie și neomogenitate.

- Influența efortului σ_2 . „Dacă, datorită neregularităților de structură, amorsarea primei lunecări nu se face în planul $\sigma_1 - \sigma_3$, o componentă dependentă și de σ_2 va interveni pe acest plan și va influența fenomenul” (L'Hermite)
- Faptul că comportarea în punctul M este influențată de starea de tensiune și deformare a unui volum finit de material extins în jurul punctului M (și nu numai de situația locală de pe secțiunea AB).
- Pentru betoanele reactorilor atomice supuse unor variații mari de temperatură, radiații, etc., o teorie mai completă este necesară. În acest sens există unele tendințe izolate care nu au condus până în prezent la o teorie generală. Pentru scopurile noastre teoria Coulomb-Mohr-Caqnot poate fi considerată ca suficientă.

7. EXPLOATAREA TEORIEI CMC PENTRU EXPLICAREA UNOR PRINCIPII ALE MATERIALELOR.

1. Conceptul de curbă intrinsecă poate fi completat în sensul asocierii cu o curbă intrinsecă a deformărilor elasto-plastice (Fig. 17)



$$\Delta \epsilon_p = F(\sigma_0)$$

pentru beton

$$\Delta \epsilon_p \approx \Delta \epsilon \left[1 + 3 \cdot 5 \sqrt{\frac{\sigma_0}{\rho_{ex}}} \right]$$

Fig. 17

Asocierea celor două curbe intrinseci permite interpretarea proprietăților sintetice ale materialelor ca proprietăți de stare

2. Conceptul de curbă intrinsecă a fost exploatat la interpretarea unor principii ale materialelor care sugerează o exploatare intensivă a materiei solide și anume.

Frețarea pasivă ← Considère
Cachot

Frețare activă ← Lossier
Maney
Ben-Zvi

Precomprimarea triaxială — Freyssinet.

2. FOLOSIREA INTENSIVĂ A OTELULUI ȘI BETONULUI

A. FOLOSIREA INTENSIVĂ A OTELULUI SÎRMA SÛPRA-ECRUISATĂ

S-a arătat anterior că în actualele condiții din țara noastră costul transportului unității de forță la unitatea de distanță prin compresiune este de 4 ori mai ieftin prin beton decît prin oțel.

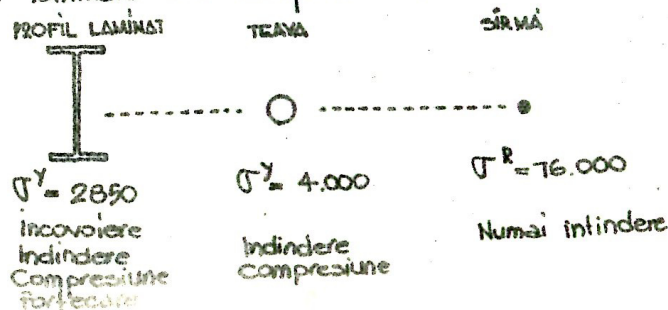
Costul transportului unității de forță la unitatea de distanță prin întindere este numai de 2,5 ori mai ieftin prin oțel decît prin beton.

Indicatorii dați mai sus se referă la betoane curente (200-300) și oțelul OB 38 cu limita de curgere $\sigma^Y = 2.500$ și limita de rupere $\sigma^R = 3.800$ kg/cm².

Dacă ținem seama de faptul că oțelul este un material deficitar și că tehnologia de obținere a oțelului este scumpă și dificilă, îmbunătățirea coeficientului 2,5 a fost absolut necesară.

Sectorul de construcții dispune în prezent de oțeluri superioare cu limita de rupere de (16.000 ÷ 20.000) kg/cm².

Sporirea proprietăților de rezistență prin supraecruisare a determinat și o anumită evoluție a secțiunilor transversale de la profile laminate sau compuse în I la sîrmă de diametru mic



Sub această formă, oțelul este livrat ca sîrmă de beton pre-tensionat:



Sîrmele de diametru mic pot fi folosite în structuri sub formă de fire izolate, fire grupate întoarse sau cabluri, fascicule de cabluri.

Neavînd rigiditate la încovoiere sau compresiune o astfel de grupare de fire lucrează NUMAI LA ÎNTINDERE.

Evident, sîrma de oțel superior nu poate constitui o armătură pentru betonul armat obisnuit datorită incompatibilității deformațiilor celor două materiale în zonele întinse ale secțiunilor.

Este necesară o altă formă de asociere, pe un alt principiu, în care rolul armăturii este de a crea forțe artificiale constante în timp; acesta este principiul betonului pre-tensionat.

Pasul făcut poate fi apreciat prin valoarea rezistenței admise în exploatare:

$$OB \dots\dots\dots 1.400 \div 1.600$$

$$SBP \dots\dots\dots 10.000 \div 12.000$$

$$K = \frac{\sigma_{SBP}}{\sigma_{OB}} \approx 7$$

Raportul însă dintre prețul de cost al celor două categorii de oțeluri este mult mai mic.

$$K' = \frac{C_{SBP} \text{ (lei/kg)}}{C_{OB} \text{ (lei/kg)}} = \text{variază de la țară la țară.}$$

În țările cu tradiție industrială mai veche în materie de oțeluri superioare, $K' = 7,3 \div 7,5$ și are tendința de a se apropia de valoarea limită $K = 1$.

La noi valoarea lui K' este deocamdată mai mare decât 2 însă se înscrie în aceeași tendință mondială de scădere¹⁾.

Se vede că indicele rezistenței crește mult mai repede ca cel al costului; apare deci ca rațional, în cadrul unei concepții de exploatare intensivă a materialelor, ca oțelul să fie folosit sub formă de sîrme ecruisate.

În ceea ce privește prețul de cost al punerii în operă (fasonare - montare pentru OB și cablare - pretensionare - ancorare pentru SBP) acesta este în favoarea oțelului moale, inferior:

$$K'' = \frac{M_{OB} \text{ (per kgr)}}{M_{SBP} \text{ (per kgr)}} < 1.$$

Eficiența folosirii intensive poate fi exprimată astfel:

$$\rho = K'' \times \left(\frac{K}{K'}\right)$$

$$K'' < 1; \frac{K}{K'} \gg 1.$$

Tendința pentru viitor:

a) creșterea coeficientului manoperei prin ieftinirea tehnologiilor de exploatare a rezistenței oțelului superior în structuri

b) creșterea raportului $\left(\frac{K}{K'}\right)$ prin micșorarea decalajului industrial în producerea oțelului superior (micșorarea coeficientului de tehnologie K' și creșterea coeficientului rezistenței K).

¹⁾ Costul oțelurilor în țara noastră per kgr.

OB 2.90 lei

PC 52 3.50 lei

PC 60 3.60 lei

SBP II 6.35 lei

SBP I 6.90 ÷ 7,0

(pentru $\phi 5$ respectiv $\phi 7$)

B. FOLOSIREA INTENSIVĂ A BETONULUI

1. RUPEREA MATERIALELOR FRAGILE ÎN CAZUL SOLICITĂRILOR SIMPLE. TRATARE MACROFIZICĂ.

- Ruperea din întindere axială are loc brusc cu deformări permanente mici

- Ruperea din compresiune axială este însoțită de un proces de „deteriorare” a materiei și are loc cu deformări mai mari ca la întindere.

- Ruperea din răsucire se apropie ca tip de rupere de cea din întindere; o rupere asemănătoare se obține și din forfecare.

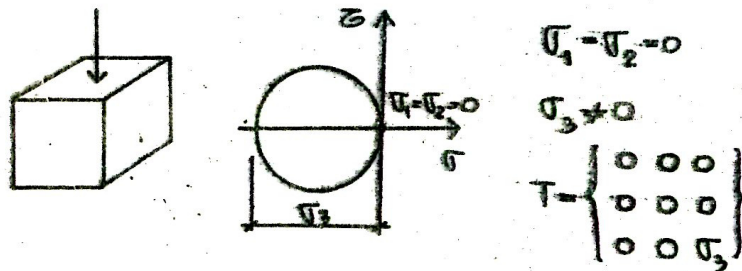
- Ruperea din încovoiere cu forță tăietoare depinde de valoarea eforturilor sectionale M și T luate comparativ. Cînd predomină forța tăietoare ruperea este deosebit de casantă.

- Ruperea din suprapunerea mai multor eforturi sectionale va fi determinată de componentele predominante și de rezistența comparativă la: compresiune, întindere forfecare.

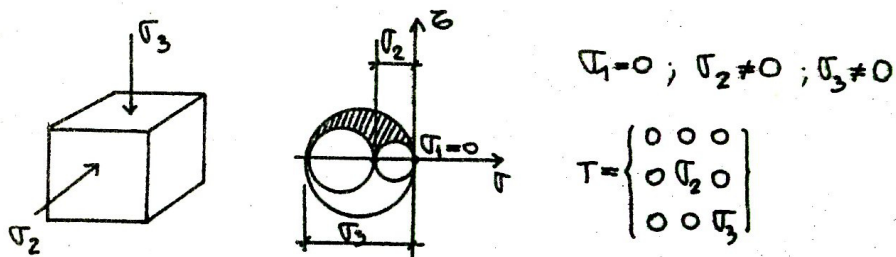
2. INTERPRETAREA REZULTATELOR ÎNCERCĂRILOR CLASICE ȘI RECENTE LA COMPRESIUNE TRIAXIALĂ CILINDRICĂ.

- Răspunsul materialelor fragile la compresiune trebuie studiat în următoarele situații:

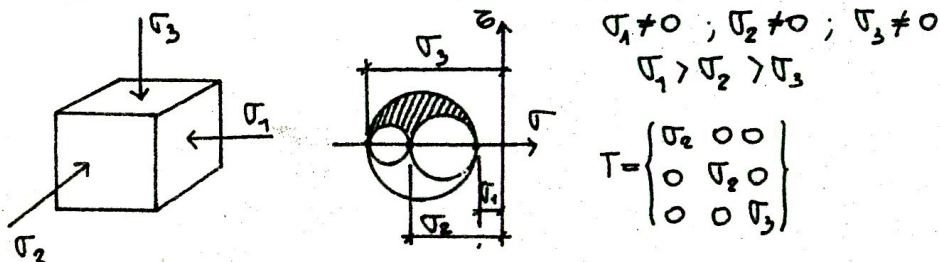
2.1. COMPRESIUNE MONOAXIALĂ



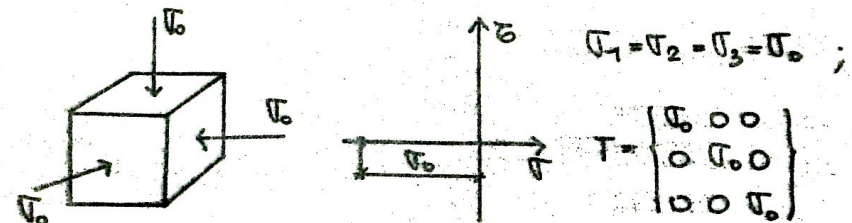
2.2. COMPRESIUNE BIAXIALĂ



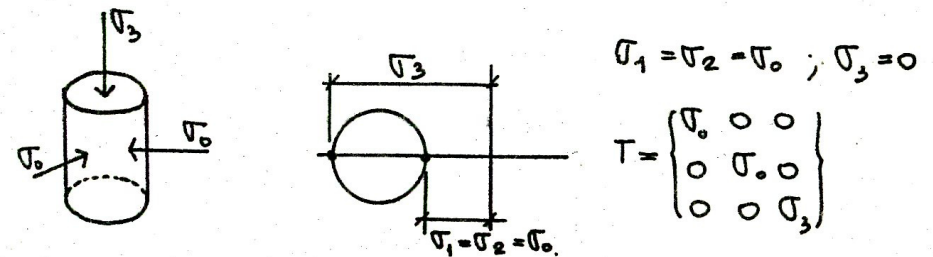
2.3. COMPRESIUNE TRIAXIALĂ



2.4. COMPRESIUNE TRIAXIALĂ HIDROSTATICĂ



2.5. COMPRESIUNE TRIAXIALĂ CILINDRICĂ



Ne vom opri asupra încercărilor la compresiune triaxială cilindrică care prezintă un interes aparte deoarece constituie o sollicitare mai „stabilă” decât o compresiune triaxială oarecare (cazul 3).

Primele încercări triaxiale cilindrice sistematice au fost realizate de CONSIDÈRE la începutul secolului pe specimene de mortar. În condițiile acestor experiențe Consi-dère a obținut rezistență la compresiune și ductilitate (plasticitate) mult mai mare decât la compresiune monoaxială.

Cresterea rezistenței a fost exprimată printr-o formulă astfel:

compresiune poate fi admisă o formulă de forma:

$$R_b^{tri} = R_b^{mono} \left[1 + k \left(\frac{\sigma_0}{R_b^{mono}} \right) \right]$$

unde $2 < k < 6$

4 * Deformabilitatea elasto-plastică a betonului solicitat la compresiune triaxială cilindrică poate fi caracterizată aproximativ cu o formulă empirică simplă. Interpretind rezultatele experimentale existente am propus formula:

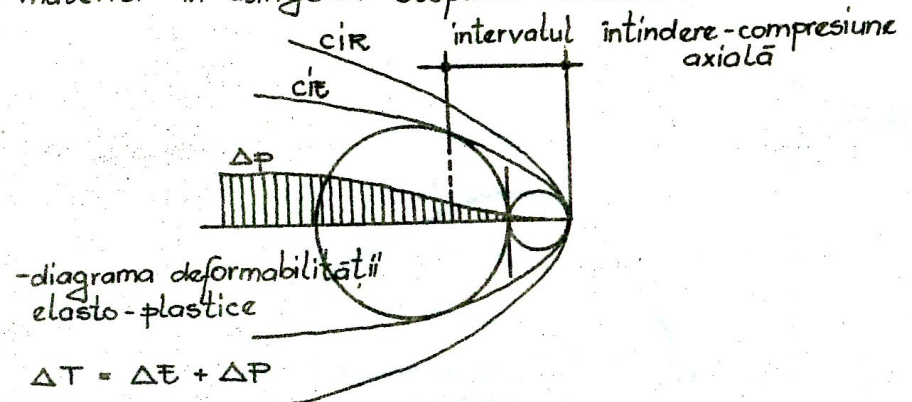
$$\varepsilon_3^{tri} = \varepsilon_3^{mono} \left[1 + k' \sqrt{\frac{\sigma_0}{R_b^{mono}}} \right]$$

④. În concepția noastră curbelor c_{iE} și c_{iR} trebuie să li se asocieze o diagramă auxiliară a deformabilității elasto-plastice (Fig.). O astfel de reprezentare completează caracterizarea unui material.

Apare foarte clar că ductilitatea și fragilitatea betonului și a materialelor casante în general nu constituie proprietăți imuabile ci sint funcții de starea de tensiune. Astfel în intervalul întindere-compresiune axială, rezistența și deformabilitatea post-elastică a materialelor casante este redusă cu tendința de creștere de la întindere spre compresiune. În domeniul compresiunilor triaxiale însă, materialele casante prezintă o înaltă rezistență și

deformabilitate post-elastică.

Într-o viziune mai largă ductilitatea și fragilitatea trebuiesc privite ca "proprietăți de stare" a materiei; același material se poate prezenta în miinile constructorului fie excesiv de plastic, fie excesiv de casant funcție numai de starea de tensiune la care este supus. Adevăratul creator, pus să realizeze, va exploata proprietățile de stare pentru o mai rațională utilizare a materiei în atingerea scopului urmărit.



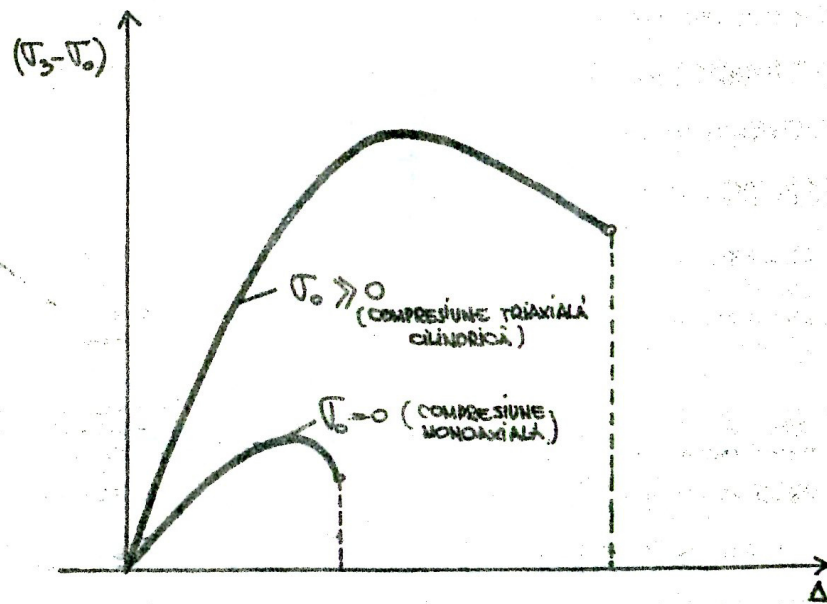
Descoperit de CONSIDÈRE, acest principiu rezidă în transformarea tensorilor de compresiune monoaxială în tensori de compresiune triaxială cilindrică prin simpla blocare a deformărilor transversale care însoțesc în mod natural orice scurtare (efectul Poisson).

Urmare a acestei transformări deliberate a stării de tensiune, cercul lui MOHR "se eliberează" de origine și se deplasează în domeniul divergent al curbei intrinseci

$$R^{tri} = a R^{mono} + 4,8 \sigma_0$$

$$a = 1,0 \div 1,5 \text{ (crește odată cu } \sigma_0 \text{)}$$

În sistemul de „axe clasice” ($\sigma_3 - \sigma_0$) — Δ , se poate urmări deosebirea calitativă dintre răspunsul materiei fragile la compresune monoaxială și compresune triaxială cilindrică.



Încercări pe marmură au fost făcute de ADAMS și NICHOLSON în 1901 cu rezultate similare.

În 1928 într-o lucrare rămasă clasică RICHARD, BROWN și BRANDZÆG au propus pentru creșterea rezistenței betonului următoarea formulă:

$$R_b^{tri} = R_b^{mono} + k \sigma_0 \quad k = 4,1$$

FORMULA DIN ILLINOIS

În 1930 CAQUOT și BRICE au determinat pe baza unor încercări minuțioase prima curbă intrinsecă experimentală pentru beton.

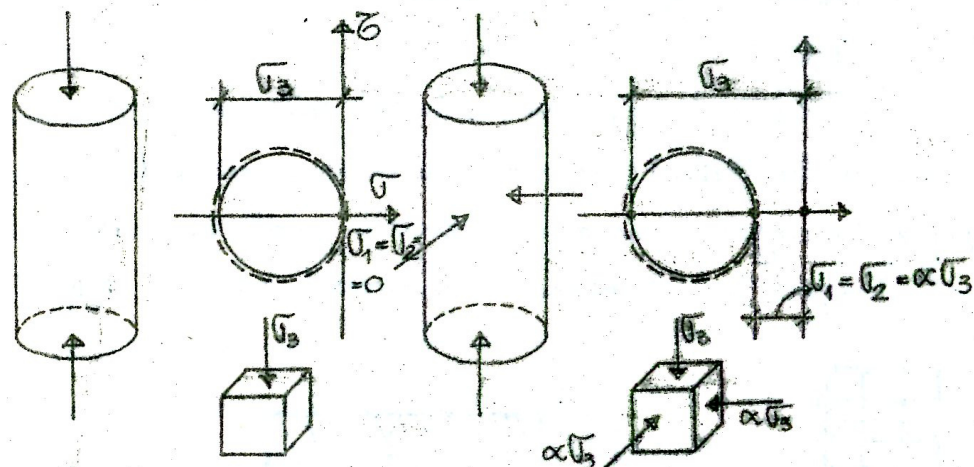
BALMER (1949), HARRIS (1956), BEN-ZVI (1968), GARDNER (1969), HABIB (1970) au confirmat experimental existența „efectului Considère” prin încercări triaxiale cilindrice.

3. CONCLUZIILE EXPERIMENTELOR

- 1* Betonul comprimat triaxial cilindric oferă înaltă rezistență elastică, suficientă rezistență postelastice și înaltă ductilitate (plasticitate).
- 2* Conceptul de curbă intrinsecă în sensul dat de A. Caquot poate fi admis drept criteriul pentru caracterizarea unui beton.
- 3* Pentru creșterea capacității de rezistență la

ceea ce înseamnă pentru un material fragil:

- a - creșterea rezistenței la compresiune
- b - creșterea rezistenței la forfecare
- c - creșterea ductilității



$$T_{\text{mono}} = \begin{Bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix} \quad T_{\text{tri}} = \begin{Bmatrix} \alpha \sigma_3 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix}$$

Dacă "blocarea" deformațiilor transversale este completă atunci efortul de fretare $\sigma_0 = \alpha \sigma_3$ se obține în domeniul elastic de comportare astfel:

$$\sigma_0 = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_3$$

Se vede că valoarea efortului de fretare depinde direct de valoarea coeficientului lui Poisson.

În domeniul elastic $\mu = \frac{1}{5} \div \frac{1}{6} =$ teoretic constant.

Încercări triaxiale recente au arătat însă că acest coeficient nu este o constantă fizică imuabilă ci o funcție de:

a - nivelul de solicitare al betonului, respectiv de gradul de deteriorare internă prin microfisurare;

b - tipul solicitării triaxiale (cilindrică sau oarecare).

Informativ valorile lui μ variază astfel:

- $\mu = 0,1$ pentru eforturi moderate
- $\mu = 0,25$ pentru eforturi transversale de ordinul $(0,5 \div 0,75) R_b$
- $\mu = 0,3 \div 0,5$ în stadiul de "deteriorare" a betonului prin microfisurare.

Deteriorarea internă trebuie înțeleasă diferit în cazul unei acțiuni triaxiale în raport cu una axială. Se știe din experiență directă că fretarea completă $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ a unei materii friabile oferă înaltă rezistență și deformabilitate; cu atât mai mult putem obține aceste proprietăți dintr-un conglomerat compact (cum este betonul) chiar dacă este microfisurat puternic.

5. SOLUȚII CONSTRUCTIVE

După cum s-a arătat la formele de asociere a materialelor mixte efectul de fretare se poate obține asociind betonul cu tuburi sau bare de oțel prin cămășuire, bobinare, înrămare spațială.

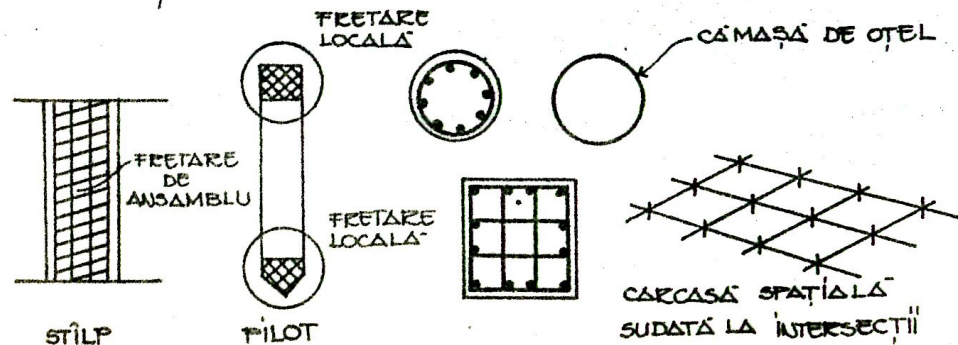
În principiu orice măsură constructivă, cu sau fără armături, care asigură blocarea deformațiilor transversale din compresiune constituie o fretare.

Rezolvarea de detaliu depinde de secțiunea transversală și de forma volumului de material căruia trebuie să-i blocăm prin fretare deformările laterale.

Soluția constructivă va depinde și de ceea ce urmărim să obținem: rezistență, ductilitate sau rezistență și ductilitate.

Se pot întâlni următoarele cazuri distincte (Fig.):

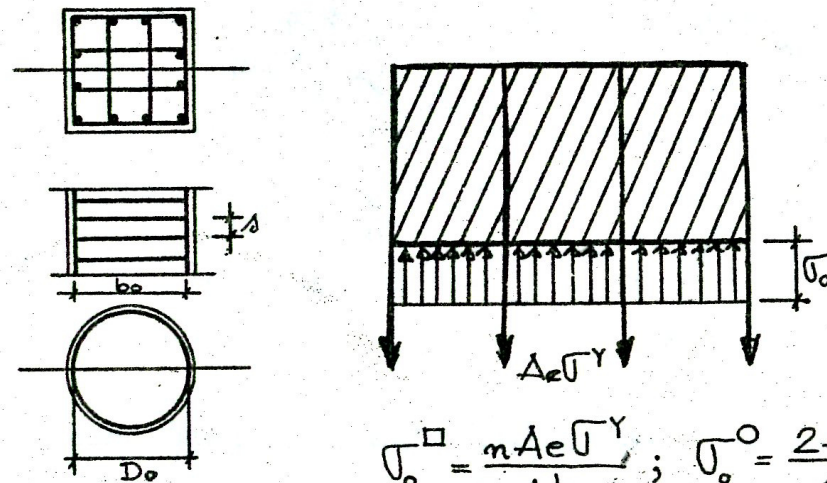
- a - fretarea locală
- b - fretarea de ansamblu a unui element liniar
- c - fretarea unui masiv



După cum s-a mai arătat armătura de fretare poate fi conformată astfel:

- a - spirale circulare sau ovale
- b - rețele ortogonale sau rețele buclate-plane sau spațiale
- c - cămășuire periferică cu tuburi metalice

Armătura de fretare, așa cum arată experiențele, ajunge la curgere sau rupere ceea ce poate da o informație asupra valorii efortului transversal maxim σ_0 (Fig.)



$$\sigma_0^{\square} = \frac{n A_e \sigma^Y}{A b_0} ; \sigma_0^{\circ} = \frac{2 A_e \sigma^Y}{A D_0}$$

Apare deci rațional să se folosească oțeluri superioare de înaltă rezistență. Armătura de fretare nu trebuie neapărat să fie din oțel ductil. Astfel, două materiale fragile, betonul și oțelul supraecrușat dau un material ductil; betonul fretat.

BETONUL FRETAT ÎN REALIZAREA FORMELOR ARHITECTURALE

În comparație cu betonul armat obișnuit, betonul fretat oferă arhitectului și inginerului de structuri mijloace suplimentare pentru tratarea plastică a formelor în spațiu, variația gabaritelor structurale, soluționarea reazemelor de toate tipurile, etc.

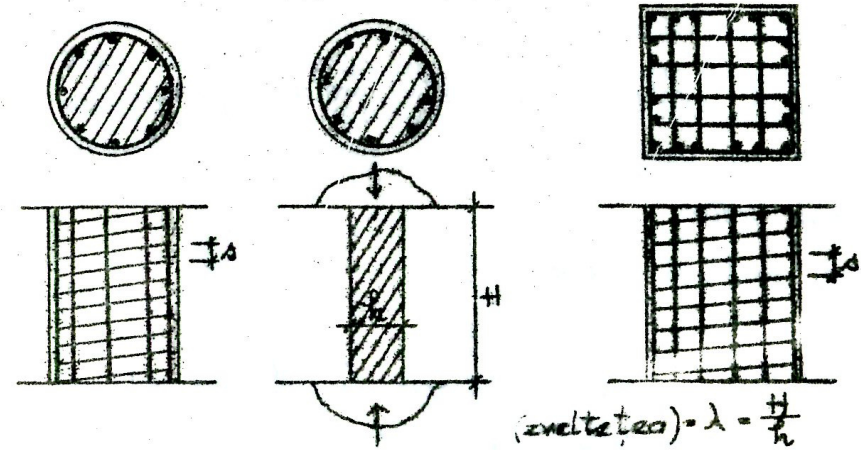
În general din aplicarea obișnă a acestor posibilități nu rezultă un spor sensibil de cost; ele necesită însă o proiectare corectă a detaliilor care sînt o consecință a aplicării corecte a principiului betonului armat și al betonului fretat și o execuție ireproșabilă: ancore, mularie în masa de beton, posibilitatea vibrării intensive, suduri în puncte, betoane superioare, cofraje speciale, etc.

Din multitudinea de posibilități pe care le oferă acest mijloc de modelare structurală vom exemplifica câteva:

a - STILPI DE MARE CAPACITATE

Pot interveni la parterul clădirilor înalte, în structurile ingineresti grele, etc.

Dacă stilpii sînt solicitați numai la compresune va fi preferată o secțiune circulară sau poligonală care poate fi fretată prin bobinare cu frete circulare, eficient și simplu.



Dacă din diferite considerente stilpii au secțiunea pătrată sau dreptunghiulară efectul de fretare se obține prin rețele orizontale dispuse des; sudarea în puncte a fretelor de armătura longitudinală este în favoarea efectului de fretare.

DE RETINUT :

1. Eficiența fretării descrește o dată cu creșterea zvelteței $\lambda = \frac{H}{h}$
2. Prezența armăturii longitudinale este în favoarea fretării.

Sarcina de rupere a unui stîlp circular fretat se determină după prescripții astfel:

$$P^u = A_b \cdot R_{pr} + A_a \sigma^r + 2,5 \bar{A}_a \sigma^r$$

$$\bar{A}_a = \frac{\pi d_s}{s} \cdot A_s$$

d_s = diametrul simbului de beton fretat (fără stratul de acoperire)

s = pasul fretei

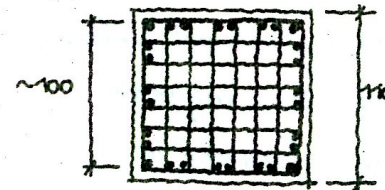
A_s = aria secțiunii fretei

În cazul stîlpilor necirculari, puternic fretați, se pot aplica formulele empirice date anterior:

$$R_b^{tri} = R_b^{mono} \left[1 + 4,1 \left(\frac{\sigma_o}{R_b^{mono}} \right) \right]$$

$$\epsilon_3^{tri} = \epsilon_3^{mono} \left[1 + 5 \sqrt{\frac{\sigma_o}{R_b^{mono}}} \right]$$

EXEMPLU.



$$4\phi 25 + 24\phi 20 = 97 \text{ cmp.}$$

- Rețeaua de „frete-etreri” 8φ12
- Pasul: 7 cm
- $\sigma^y = 28\%$
- $R_b = 300$

$$\sigma_o = \frac{n A_e \sigma^y}{b \cdot h} = \frac{8 \cdot 1,13 \cdot 28\%}{100 \cdot 7} \approx 70 \text{ Kg / cmp.}$$

$$R_b^{tri} = 300 \left[1 + 4,1 \cdot \frac{70}{300} \right] = 300 \cdot 1,7 \approx 700$$

$$R_{fr}^{mono} = 0,83 \cdot 300 = 270$$

$$R_{fr}^{tri} = 0,83 \cdot 700 = 400$$

CAZUL STÎLPULUI NEFRETAT, CU ETRIERI OBISNUITI

$$\begin{aligned} P^u &= A_b \cdot R_{fr}^{mono} + A_s \cdot \sigma^y = \\ &= 110 \cdot 110 \cdot 270 + 97 \cdot 28\% = \\ &= 3000 + 270 = 3270 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\epsilon_b^u = \epsilon_3^{mono} \approx 3,5\%$$

EFFECTUL PRETĂRII

$$\begin{aligned} \bar{P}^u &= \bar{A}_b \cdot R_{fr}^{tri} + A_s \cdot \sigma^y = \\ &= 100 \cdot 100 \cdot 400 + 270 = \\ &= 4000 + 270 = 4270 \text{ t} \end{aligned}$$

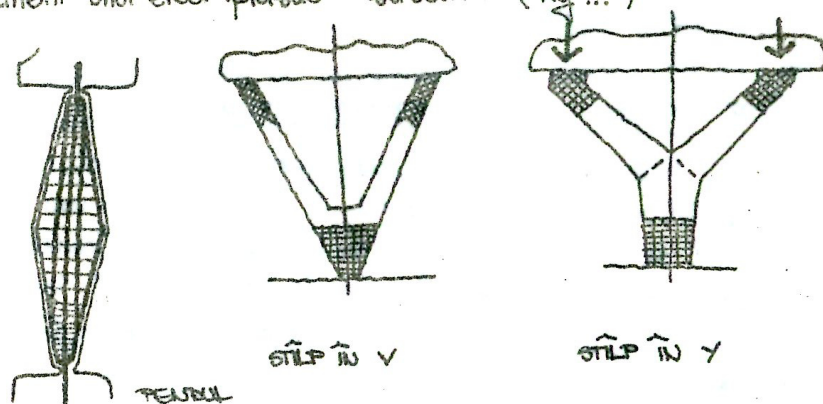
$$\begin{aligned} \bar{\epsilon}_b^u &= \epsilon_3^{tri} = \epsilon_3^{mono} \left[1 + 5 \sqrt{\frac{\sigma_o}{R_b^{mono}}} \right] = \\ &\approx 3 \epsilon_3^{mono} \approx 10\% \end{aligned}$$

CONCLUZII

- Rezistența a sporit cu minimum 30%
- Deformabilitatea a sporit de cîteva ori
- În aceleași condiții de siguranță stîlpul poate fi micșorat la aproximativ 90×90
- Rezultatul este complet real.

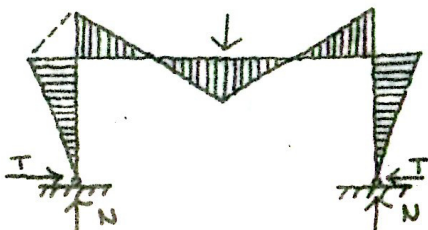
b. VARIATII DE SECTIUNI SI DE FORME

Fretarea locală echivalează cu un spor local de rezistență și ductilitate la compresiune; aceasta ne oferă posibilitatea de a varia secțiunile și forma elementului de structură în vederea obținerii unui efect plastic-structural (Fig ...)

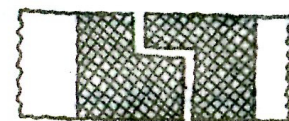
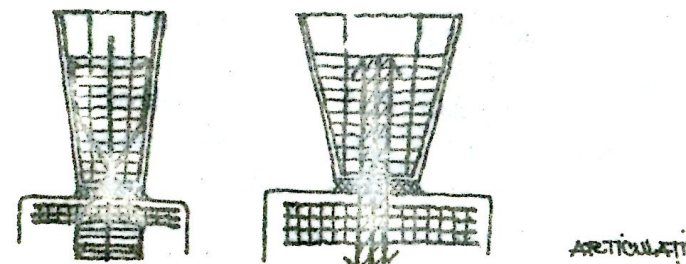


c. ARTICULAȚII ȘI REZEMARI SPECIALE

Exprimarea sinceră a unei articulații cere reducerea treptată a secțiunii transversale pînă la dimensiunile unui miez strîngulat care permite rotirea liberă ($M=0$). Miezul de beton asociat cu un fascicol de bare de oțel ductil trebuie să asigure transportul forței normale N și eventual a unei forțe tăietoare T (Fig ...)



Starea de tensiune și deformare în astfel de zone este deosebit de complexă; este nevoie de înaltă rezistență și ductilitate. Acești parametri se obțin prin fretare cu rețele sau spirale obișnuite, carcase spațiale (pastile plastice), miezuri suprafretate cu frette circulare (Fig ...)

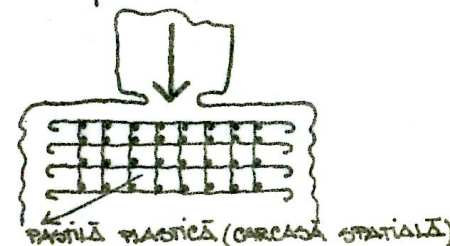
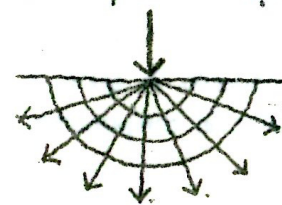


ZONĂ DE REZEMARE
Fretare locală cu carcase spațiale (pastile plastice)

d. ZONE DE APLICARE A UNOR ÎNCĂRCĂRI CONCENTRATE

"Difuzarea" sarcinilor concentrate într-un perete sau masiv conduce la apariția unor striviri plastice locale și a unui efect de eclatare laterală (Fig ...)

Introducerea unei "pastile plastice" de fretare soluționează complet cerințele de rezistență și ductilitate.



6. FRETAREA PASIVĂ. FRETAREA ACTIVĂ

— Exploatarea efectului de fretare prin anularea deformărilor transversale naturale constituie o tratură „pasivă” a acestui fenomen. Experiențele existente arată că exploatarea completă a acestui efect când $\mu > 0,25$ este însoțită de deteriorări interioare în structura betonului în special în cazul unor acțiuni alternative. Ideea unei pretensionări initiale, „active”, a fretelor circulare a apărut în mod natural. Cercetări fundamentale au fost efectuate în diferite țări: MANEY, GOLDENBLAT, RATZ, GAMBAROV, JOHNSON, BEN-ZVI.

Este evident că orice pretensionare inițială a fretelor va contribui la întârzierea apariției fenomenelor de deteriorare și la îmbunătățirea comportării generale.

Sintetizând rezultatele trebuie reținute următoarele concluzii:

a) betonul „fretat activ” cu pretensionare inițială transversală dă o înaltă rezistență, ductilitate și durabilitate; procesele de deteriorare specifice fretării pasive au loc mult mai târziu.

b) deoarece ruperea se obține în totdeauna prin distrugerea fretelor „pretensionate” sînt de preferat deturările superioare.

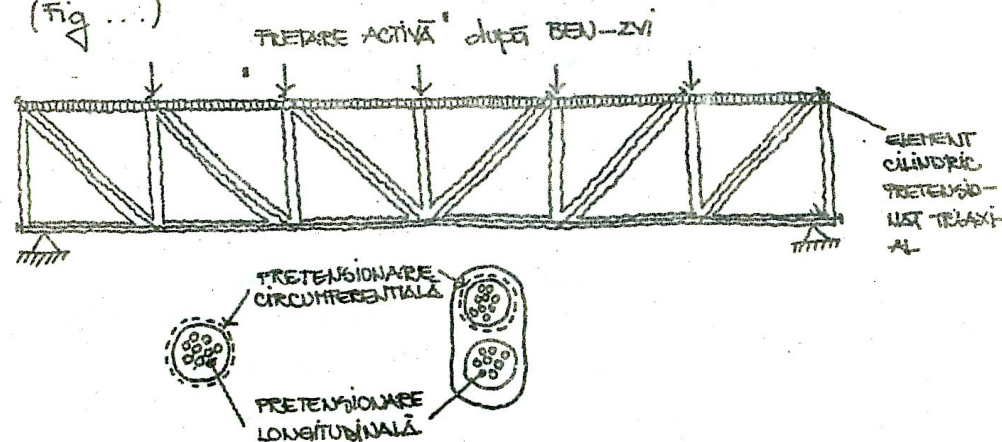
c) eficiența economică a armăturilor inelare este de câteva ori mai mare decît în cazul în care această armătură ar fi folosită ca armătură longitudinală (de stîlp).

d) eficiența pretensionării inițiale a fretelor scade odată cu creșterea zveltetei elementelor de structură.

f) aplicarea fretării active în realizarea unor tipuri de structuri moderne necesită studii și experimentări suplimentare și punerea la punct a unor tehnologii de producere în serie a prefabricatelor pretensionate triaxiale care să intre în compunerea structurilor prin joantări speciale.

— Propunerea lui Ben-Zvi de a realiza grinzi cu

zăbrele și secțiuni compuse din astfel de elemente constituie un început relativ modest în raport cu posibilitățile care se pot întrevădea. (Fig. ...)



7. PRINCIPIUL PRECOMPRIIMĂRII TRIAXIALE

Principiul pretensionării, descoperit de Freyssinet, rezidă în introducerea deliberată în fiecare punct al unei structuri a unui tensor inițial T_0 (obisnuit de compresiune) cu caracter permanent, înainte sau simultan cu tensorii variabili ai mediului mecanic TMMC, astfel încît din suprapunerea celor doi tensori să avem în orice condiții o stare de compresiune.

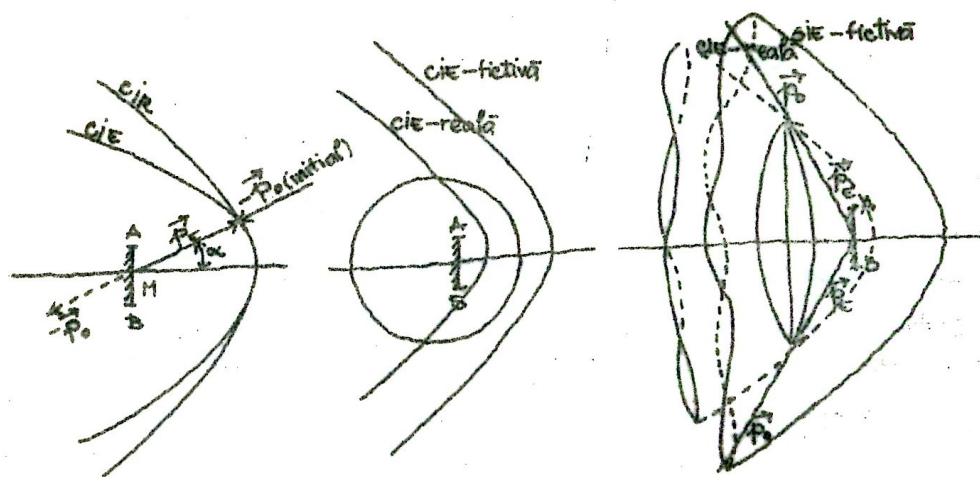
Conceptul de suprafață intrinsecă permite o interpretare geometrică a acestui principiu.

Vom considera un material fragil, suficient de izotrop caracterizat printr-o curbă intrinsecă divergentă.

Condiția de rezistență elastică în punctul M și pe secțiunea AS se scrie astfel:

$$(\vec{p}_{M,\alpha}) \leq (\vec{p}_{E,\alpha})$$

$(\vec{p}_{E,\alpha})$ = valoarea eforturilor totale care la înclinarea α se situează pe suprafața intrinsecă a limitei elastice.



Dacă printr-o acțiune exterioară deliberată introducem pe aceeași direcție α un ansamblu de eforturi $(\vec{P}_0, \alpha)$ de sens contrar, atunci condiția rezistenței elastice se modifică astfel:

$$(\vec{P}_M, \alpha) - (\vec{P}_0, \alpha) \leq (\vec{P}_E, \alpha) \quad \text{sau}$$

$$(\vec{P}_M, \alpha) \leq (\vec{P}_E, \alpha) + (\vec{P}_0, \alpha)$$

Vectorii $(\vec{P}_0, \alpha)$ pot avea orice valori; dacă admitem însă un criteriu de omotetie, atunci ansamblul $(\vec{P}_E, \alpha) + (\vec{P}_0, \alpha)$ descrie o suprafață intrinsecă reală.

Dacă ne limităm la cazul corpului omogen și izotrop rezultatul obținut poate fi discutat în plan pe două curbe intrinsece.

CONSECINTELE PRETENSIONĂRII TRIAXIALE ÎN COMPRESIUNE.

1. Domeniul oferit de materia izotropă și omogenă tenzorilor mediului mecanic-climatic poate fi în principiu oricât de mare doric.

2. Prin precomprimare tridirecțională se poate extinde domeniul în care materia oferă:

a) înaltă rezistență la compresie, forfecare și forsonare.

b) înaltă ductilitate.

3. Precomprimarea tridirecțională se aplică actualmente la fundații masive, reactoare atomice, prese de mare capacitate și alte utilaje tehnologice grele; este materialul prezentului și al viitorului în tehnologiile moderne.

4. Pentru exploatarea acestui principiu la structurile liniare sau plane este necesar să se elaboreze tehnologii adecvate. Cînd astfel de tehnologii vor fi puse la punct, betonul, cel mai ieftin material de care dispunem în prezent, va deveni un concurent de temut pentru orice material metalic.

CAPITOL : E.

BETONUL PRECOMPRIMAT, MATERIAL AL STRUCTURILOR ARHITECTURALE.

1. Fundamente
2. Grinzi static determinate din BP
3. Elemente despre pretensionarea structurilor static nedeterminate.
4. Atributele BP
5. Ziduri de sprijin. Rezervoare.

BETONUL PRECOMPRIMAT MATERIAL AL STRUCTURILOR ARHITECTURALE

1. FUNDAMENTE

1.1 Principiul general al precomprimării

Precomprimarea, sau într-o viziune mai largă, PRETENSIONAREA structurilor și a medilor continue, a fost adusă prin experiențe, teorie și realizări, la nivelul unei filozofii structurale de către Eugène Freyssinet, unul dintre cei mai mari constructori ai tuturor timpurilor.

Principiul general al precomprimării rezidă în introducerea deliberată în fiecare punct al structurii, a unui tensor inițial T_0 , obținut de compresiune, cu caracter permanent în timp, înainte sau simultan cu tensorii variabili ai mediului mecano-climatic TMMC, astfel încât din suprapunerea celor doi tensori să se obțină în orice condiții un tensor de compresiune : $T_0 + TMMC = TC$

Introducerea tensorilor T_0 subînțelege aplicarea unui ansamblu de forțe artificiale prin diferite tehnologii. Cea mai cunoscută tehnologie de aplicare a unor forțe artificiale este cablul din sîmțe de oțel foarte rezistent (SBP). Aici cablul nu trebuie privit ca o armătură în sensul betonului armat ci ca un mijloc de a crea, forțe artificiale, permanente în timp. Este de la sine înțeles că forțele artificiale pot fi create și prin alte materiale și tehnologii :

perne hidraulice sub presiune (Freyssinet), beton din ciment expansiv (Lossier - Michailov), fire din rășini sintetice de înaltă rezistență, etc.

În funcție de dimensiunile și destinația structurii, precomprimarea poate fi : axială, biaxială, triaxială.

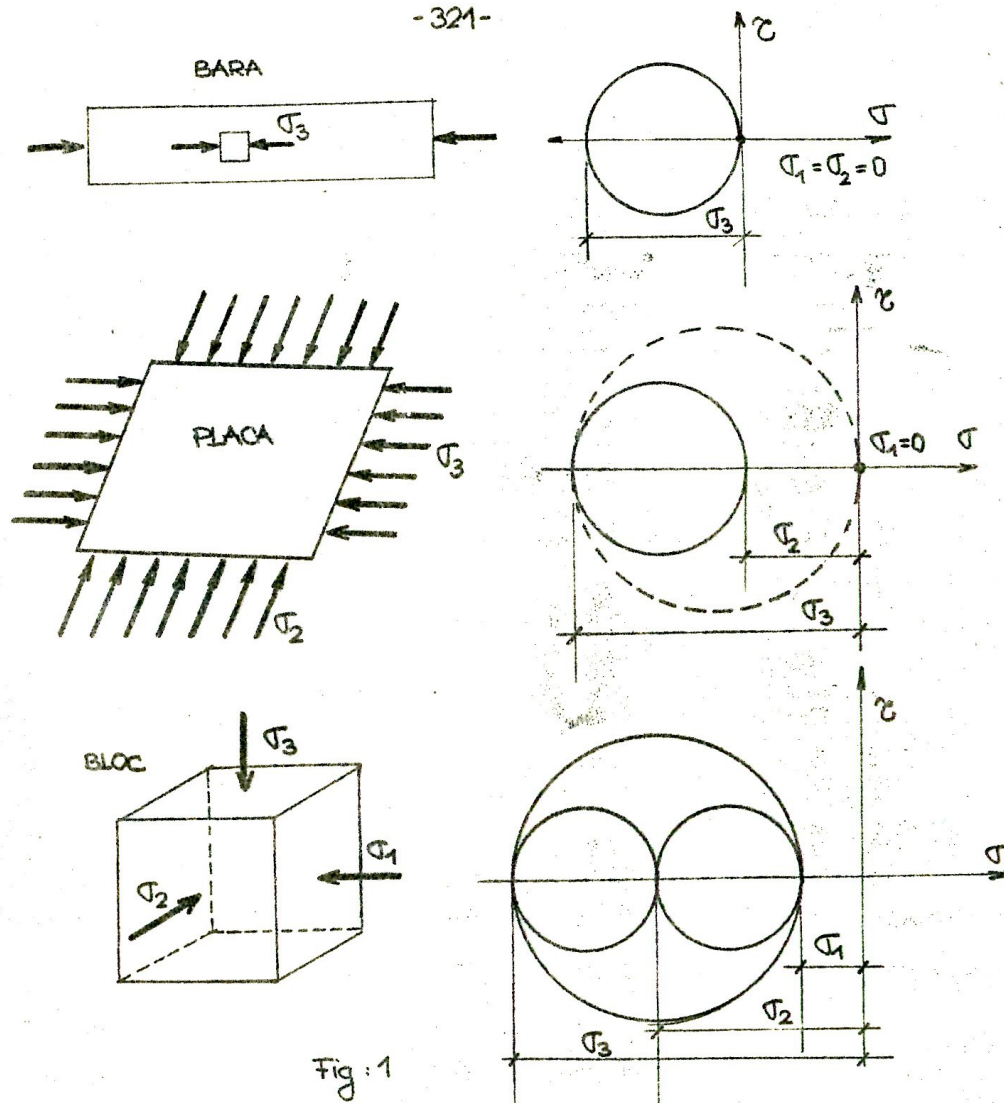


Fig. 1

Un caz particular de precompresie triaxială, foarte important din punct de vedere practic îl constituie precompresia triaxial-cilindrică. În cele ce urmează se va arăta că forma maximă de exploatare a principiului precompresiei îl oferă precompresia triaxială (generală, sau cilindrică).

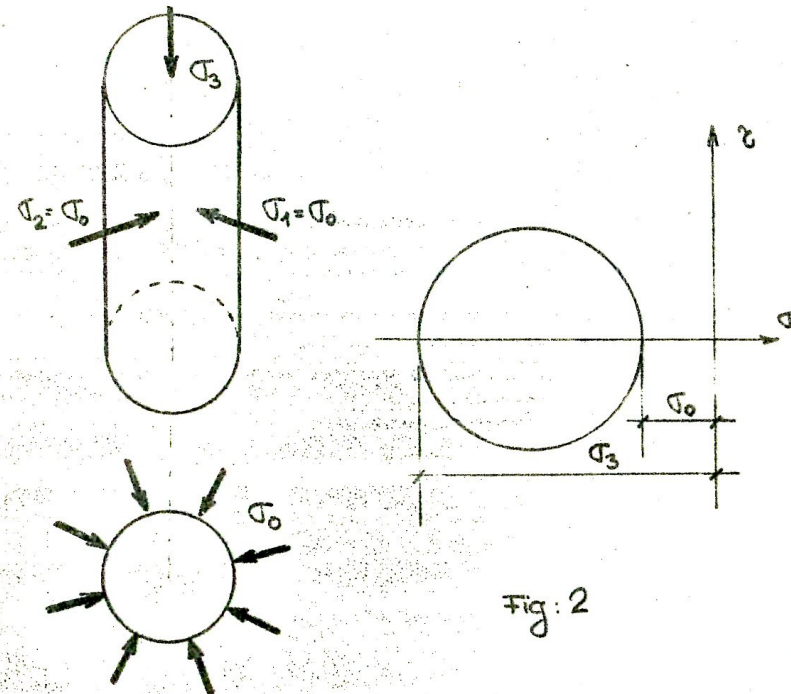


Fig. 2

1.2. Pretensionarea și epoca tehnologică

Pretensionarea structurilor a sprotiat arte de a construi de sensul epocii noastre, prin excelență tehnologică.

Întredevor, astăzi pretensionarea simbolizează o stare de spirit în creația arhitecturală în care intervin elemente ca: FORȚA, MATERIA, SUPLETEA STRUCTURALĂ, INDUSTRIALIZARE, CRITERII TEHNICO-ECONOMICE, etc.... Gîndirea structurilor în sensul pretensionării oferă creatorului, simultan, posibilități nelimitate de soluționare, a programelor arhitecturale și de acțiune, prin intermediul forțelor artificiale, asupra forțelor naturii și asupra caracteristicilor ascunse ale materiei solide. Principalele aspecte ale acestui principiu de acțiune vor fi exemplificate în cele ce urmează.