

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 TREIA

PROF. ING. AL. CIȘMIGIU

76107/76548

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 initial T_0 , obținut de compresie, cu caracter permanent în timp, înainte sau simultan cu tensorii variabili ai mediului mecanic-climatic TMMC, astfel încât din suprapunerea celor doi tensori să se obțină în orice condiții un tensor de compresie : $T_0 + TMMC = TC$

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 sîme 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.

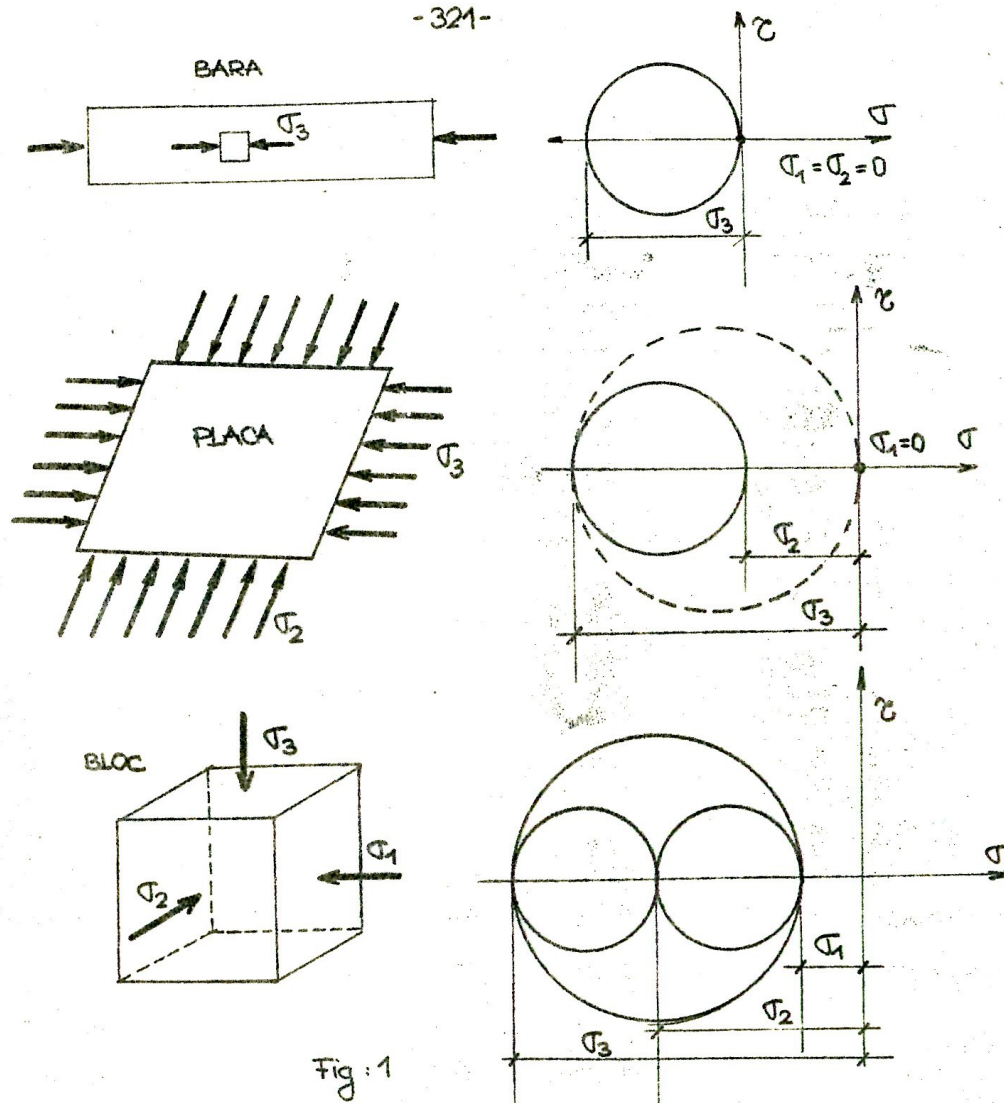


Fig. 1

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).

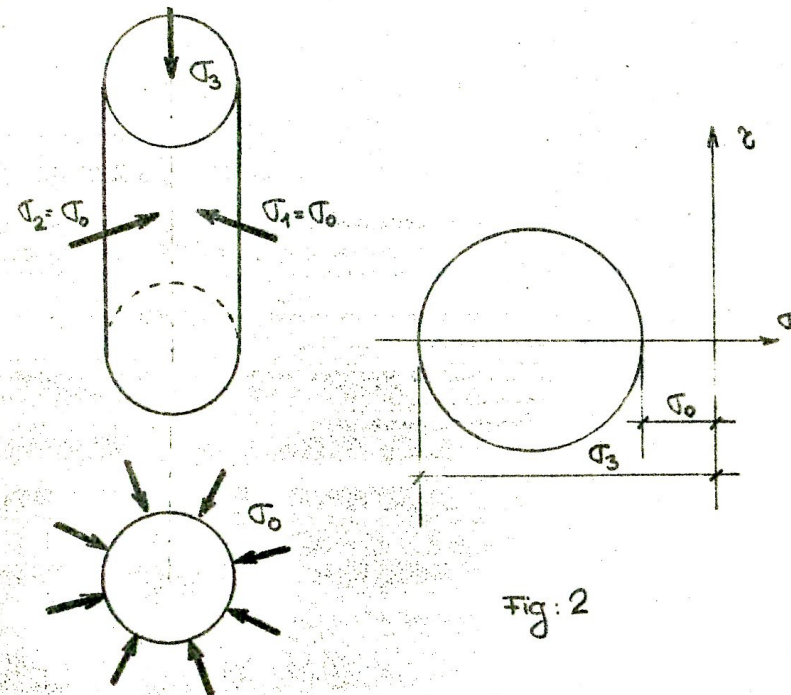


Fig. 2

1.2. Pretensionarea și epoca tehnologică

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

Întredevăr, 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.

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 mediilor 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 compresione, cu caracter permanent în timp, înainte sau simultan cu tensorii variabili ai mediului mecanic-climatic TMMC, astfel încât din suprapunerea celor doi tensori să se obțină în orice condiții un tensor de compresione : $T_0 + TMMC = TC$

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 sîme 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.

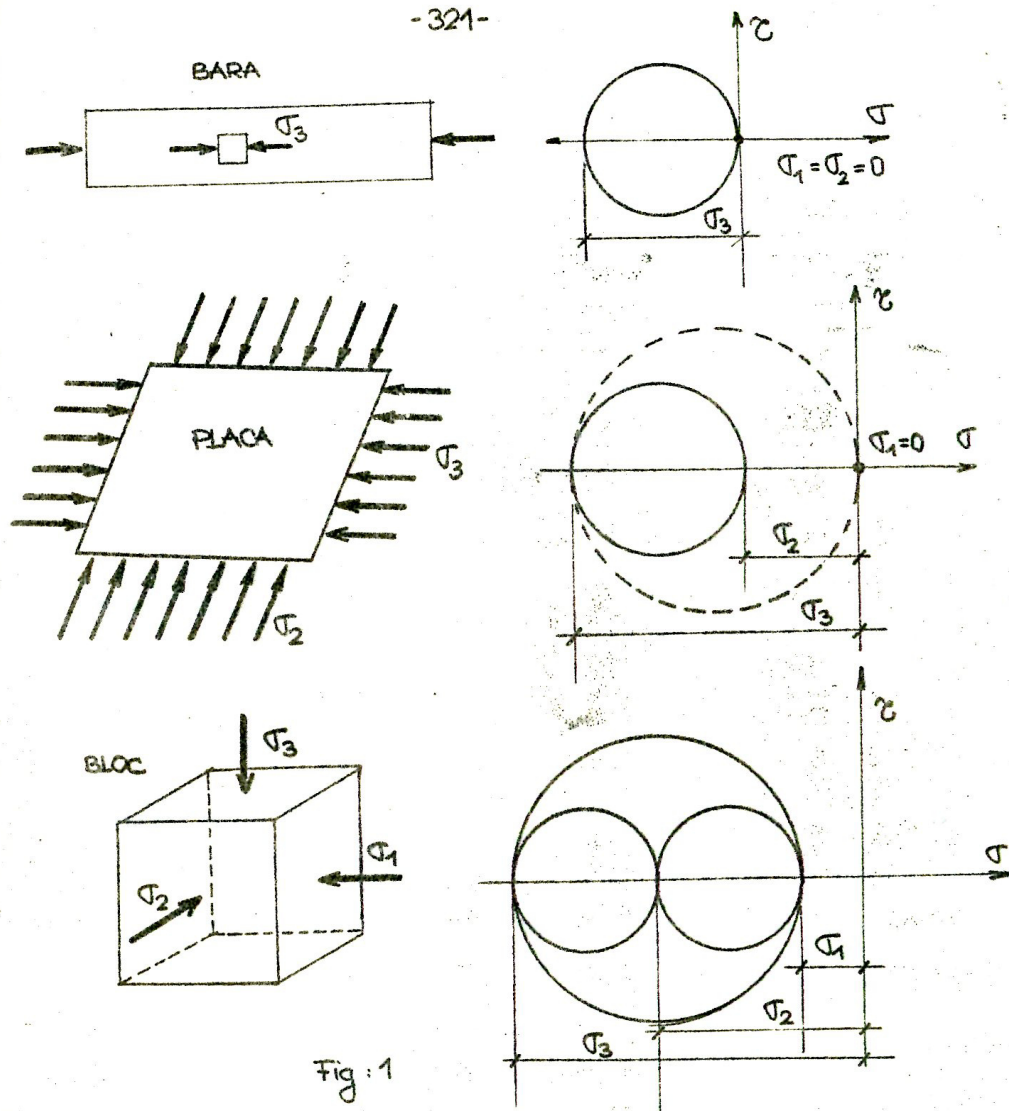


Fig. 1

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

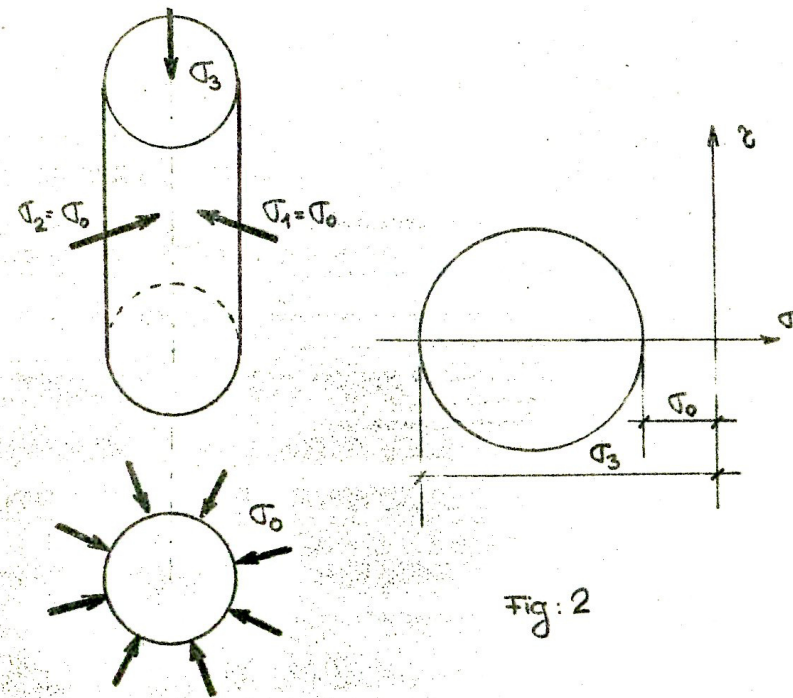


Fig. 2

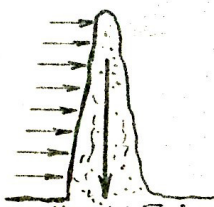
1.2. Pretensionarea și epoca tehnologică

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

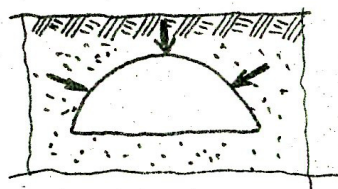
Între timp, astăzi pretensionarea simbolizează o stare de spirit în creația arhitecturală în care intervin elemente ca : FORȚA, MATERIA, SUPLETEA STRUCTURALĂ, INDUSTRIALIZARE, CRITERII TEHNICO-ECONOMICE, etc.... Gîndirea structurilor în sensul pretensionării oferă creatorului, simultan, posibilități 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.

1.3. Forțele naturii exemple de precomprimare naturală.

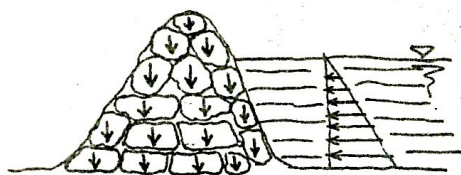
Natura oferă câteva modele de precomprimare în care forțele naturii combinate în diferite scheme asigură un echilibru durabil.



STÎNCA - OBELISC



GROTĂ - METRO



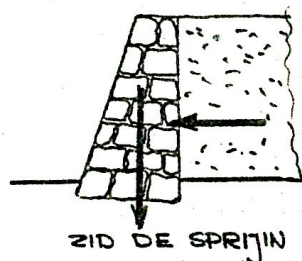
TALUZ NATURAL - BARAJ

Fig: 3

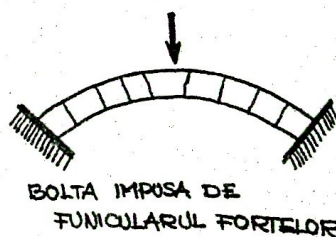
de piatră sau din mase friabile taluzate.



COLOANA



ZID DE SPRIJIN



BOLTA IMPUSA DE FUNICULARUL FORTELOR

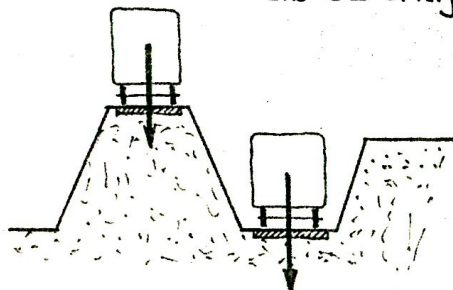


Fig: 4

În toate modelele arătate, forțele gravitaționale asigură direct sau indirect precomprimarea firească: ideile acestor structuri naturale stau la baza unor structuri artificiale din blocuri

În majoritatea cazurilor structurile din piatră nu pot fi realizate dintr-o singură bucată, sub forma de monobloc ci dintr-un ansamblu de blocuri (polibloc). Forma, volumul și durabilitatea unui monobloc este garantată de forțele naturale de coeziune intermoleculară.

Dacă capacitatea de rezistență la încovoiere a monoblocului este M_0 , iar la compresie, N_0 , atunci la acțiunile combinate, capacitatea de rezistență rezultă dintr-o diagramă de interacțiune. Efectul favorabil al precomprimării gravitaționale (N_g) este un spor de rezistență la încovoiere.

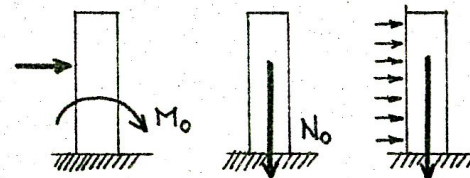
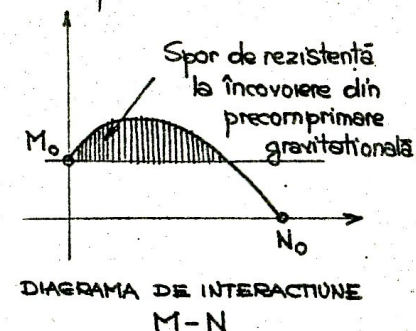


Fig: 5



Asamblarea blocurilor într-un polibloc stabil este posibilă numai datorită intervenției forțelor gravitaționale (greutatea blocurilor). Pentru echilibru, forța gravitațională compusă cu restul forțelor, trebuie să se situeze, ca rezultantă în limitele simbului central în fiecare rost.

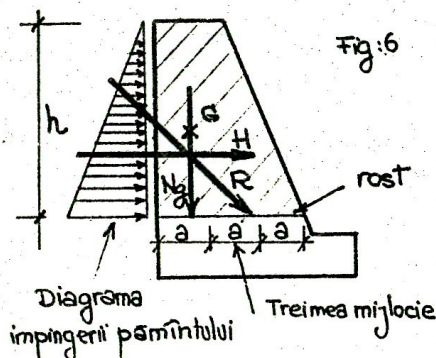


Fig: 6

N_g : greutatea blocului situat deasupra rostului considerat

H : rezultanta forțelor de împingere orizontală.

R : rezultanta acțiunilor combinate N_g și H

Odată cu apariția oțelului de construcții și a betonului armat s-a dezvoltat și structura de tip monobloc în forme plate sau

sau arcuite de mari deschideri.

Structura metalică realizată din tronsoane solidarizate prin sudură sau nituri constituie în esență un monobloc. De asemenea o structură de beton armat realizată din elemente prefabricate monolitizate între ele. În ambele cazuri asamblarea este aproape coezivă.

Intervenția barelor de oțel în stîlpul de beton, un conglomerat artificial, nu modifică decît cantitativ, diagrame de interacțiune care arată prezența unei precomprimări naturale.

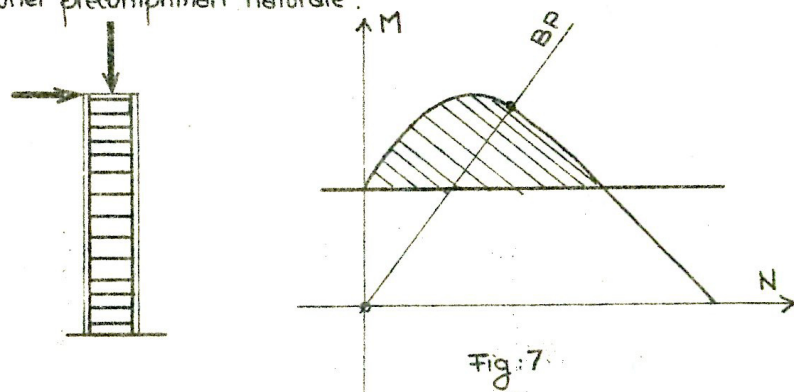


Fig. 7

O evoluție a procedeelelor de asamblare industrializată în poliblocuri prin forțe de tip negravitational, era inevitabilă. Ideea de bază rezidă în introducerea deliberată a unui sistem de forțe artificiale cu caracter permanent, care combinate cu forțele naturii să asigure echilibrul dorit. O astfel de asamblare permite introducerea poliblocului din poziția verticală sau puțin înclinată, dictată de direcția obligată a forței gravitaționale de precomprimare, în orice poziție cerută de funcționarea structurii: în particular în poziție orizontală sub formă de structură plată.

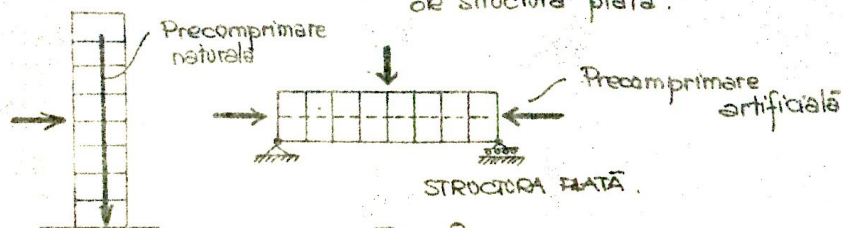


Fig. 8

În amintirile sale Freyssinet spune despre aceste lucruri:

„ En prônant les constructions précontraintes, je n'ai fait que revenir à une tradition aussi ancienne que l'homme lui-même et dont la nature a fourni les modèles ”.

1.4. Bazele științifice ale precomprimării betonului

4.1 Legile fizice ale deformărilor reologice ale betonului

Este vorba de curgerea lentă a betonului supus compresiunii, contractia betonului în perioada de întărire și relaxarea barelor preîntinse de oțel. Insuficient cunoscute în perioada de plină înflorire a betonului armat, care a coincis cu primele încercări ale betonului precomprimat, aceste legi au fost enunțate pentru prima dată de către E. Freyssinet, în baza unor încercări experimentale deosebit de minuțioase.

Curgerea lentă

Deformațiile de curgere lentă cresc în timp după o lege specifică deformărilor viscoase și anume la început repede, apoi încet încet creșterile devin neglijabile tinzînd pe ansamblu spre o limită finită.

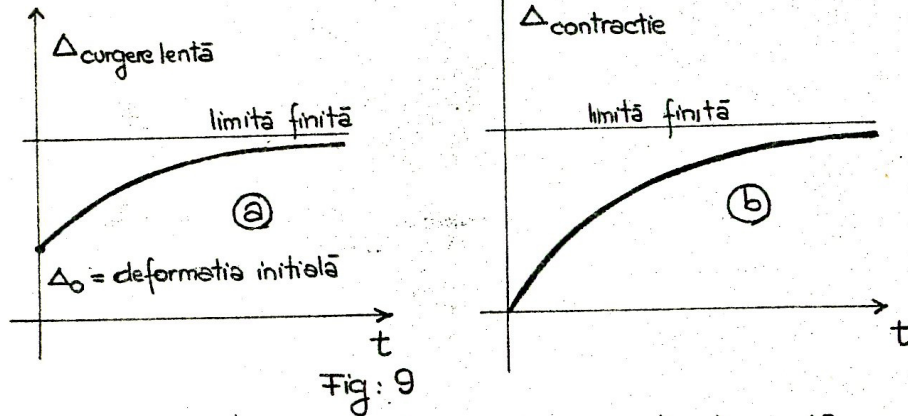
(Fig. 9 a)

Contractia betonului : Se manifestă de o manieră asemănătoare curgerii lente desi cauzele diferă esențial, ele fiind legate de evoluția proceselor fizico-chimice intime ale betonului în perioada de întărire, procese ce se extind pe cîțiva ani de zile (Fig. 9 b)

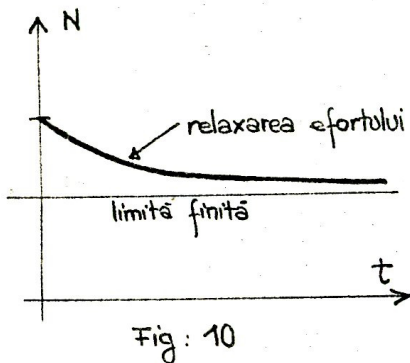
Relaxarea oțelului

Un fir de oțel preîntins cu forța P pentru cui imprimă deformația Δ , își conservă în timp alungirea cu un efort care descrește treptat spre o limită finită (efortul se relaxează)

-327-



Ca și fenomenul de curgere lentă, relaxarea este de esență viscoasă (Fig. 10)



precomprimare despre care în enunțarea principiului general al precomprimării s-a spus că trebuie să fie permanentă în timp.

4.2 Verificarea existenței unei curbe intrinseci divergente pentru beton

Încercările au fost efectuate cu o presă triaxială între anii 1928-1930 de Cagnot și Brice în condiții de laborator deosebite. Rezultatele au confirmat concluziile încercărilor făcute anterior de Considère, Karmen, etc., pe mortare, marmură, și alte materiale esențiale (Fig. 11)

-328-

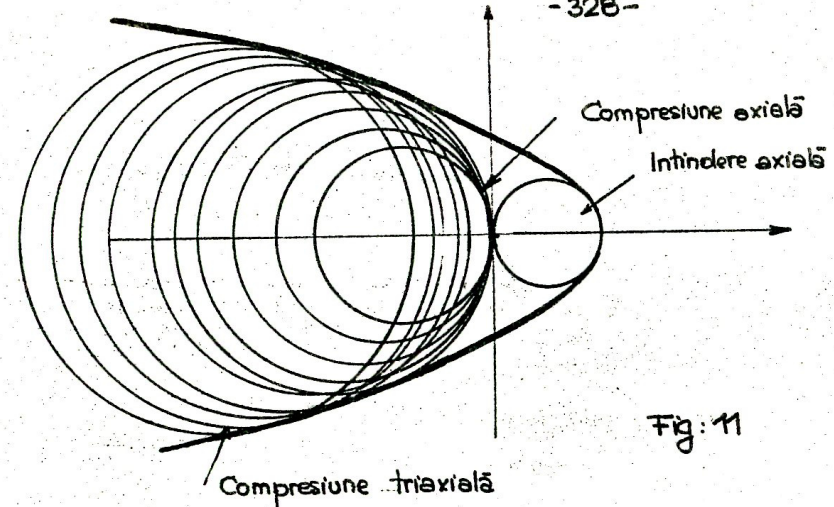


Fig. 11

Curba intrinsecă poate fi descrisă printr-o ecuație parabolică de forma:

$$A\sigma + B = \sigma^{3/2}$$

Faptul că pentru beton curba intrinsecă este larg deschisă spre compreseune triaxială, sugerează importanța precomprimării pentru exploatarea mai intensă a betonului, prin această tehnologie prin excelență a compresionilor mari.

4.3 Generalizarea principiului adaptării.

Durabilitatea betonului precomprimat

Ținând seama de esența neelastică a fenomenelor, de curgere lentă, contracție și relaxare care însoțesc precomprimarea, a fost necesară o reformulare a principiului adaptării la un echilibru durabil în timp, după cum urmează:

Adaptarea rezidă în proprietatea structurilor de a-si realiza în condiții date ale mediului mecanic-climatic, un echilibru mixt, simultan cu deformatii elastice reversibile și deformatii neelastice (plastice, viscoase, contracție) cu condiția ca acestea din urmă să tindă spre o limită finită.

Experiența a confirmat, după cum s-a văzut, posibilitatea realizării echilibrului mixt în timp, în condiții de siguranță deplină.

Prin aceasta betonul precomprimat a devenit cel mai recent „corp de doctrină”, cu un principiu propriu, cu baze științifice proprii, cu o verificare experimentală proprie a condițiilor de durabilitate nelimitată în timp și cu posibilități arhitecturale proprii.

Prin aceasta betonul precomprimat devine cel mai redutabil material din succesiunea, beton simplu (nepretensionat), beton slab armat, beton armat, beton armat cu armătură rigidă, beton precomprimat și un concurent de prim rang al oțelului moale de construcții.

Trebuie menționat că denumirea uneori întâlnită în literatură de beton armat precomprimat este eronată. Betonul precomprimat este un material simplu, iar armătura nu este altceva decât un mijloc de a induce în betonul simplu o stare de tensiune artificială.

După cum s-a subliniat anterior, această stare de tensiune poate fi indusă și fără armătură, prin alte surse și tehnologii.

O asociere între betonul armat și o precomprimare este totuși posibilă. Prin aceasta se obține o soluție hibridă care în condiții bine definite, conduce și la asigurarea durabilității în timp.

La un astfel de material se suprapun două principii:

- principiul materialelor mixte și principiul precomprimării.

Cheia succesului rezidă în asigurarea neantagonistă și în favoarea creatorului a interacțiunii celor două principii pe același corp

1.5 Materiale și dispozitive.

Betonul precomprimat subînțelege folosirea cu precădere a unor materiale de foarte bună calitate. Mai mult decât atât, cu mărcile uzuale de beton și oțel (B150, B300 ; O137, PC52, PC60) care stau la baza betonului armat, nu se poate realiza adevăratul beton precomprimat (cu excepția soluțiilor hibride). O explicație este necesară.

1. Oțelul pentru betonul precomprimat, este un mijloc de a genera forțe artificiale. Cu cât forța artificială raportată la cm^2 de oțel va fi mai mare, cu atât folosirea oțelului va fi mai eficientă, iar gabaritele ocupate vor fi mai mici. Pierderile de tensiune din firele preîntinse depind în primul rând de valoarea deformațiilor de surtare în timp a betonului din contracție și curgere lentă. Însumate, ele ating valori de ordinul a $(0,6 \div 0,8) \%$; ceea ce corespunde la o detensionare de c-ca $1500 \text{ kg/cm}^2 \left(\frac{0,6 \div 0,8}{1000} \times 2000000 \right)$, adică tocmai rezistența admisibilă a oțelului moale (O137).

Este nevoie deci de o rezistență inițială ridicată în raport cu care 1500 kg/cm^2 să constituie o pierdere admisibilă.

Oțelurile noastre de tip SBP au rezistența de rupere de $14.000 \div 16.000 \text{ kg/cm}^2$. După ce se șade asigurarea la tracțiune (la transfer) și pierderile datorate contracției - curgeri lente - relaxării - frecărilor, se obține un plefon permanent destul de ridicat de $8.000 \div 10.000 \text{ kg/cm}^2$.

2. Betonul supus compresiunilor mari artificiale și din încărcările exterioare, trebuie să răspundă unor cerințe speciale și anume:

a) Deformații din contracție și curgere lentă cât mai reduse.

Aceasta înseamnă eliminarea fracțiunilor sub $0,1 \text{ mm}$, factor apă - ciment redus, agregate sortate din cea mai bună calitate, etc.

b) Suficientă rezistență încă din faza de beton „tinar” la strivire locală și edatare în zona ancorajelor, deformări plastice moderate sub ancoraje, etc.

c) Gabarite structural-arhitecturale mici, care să concureze ca zvertete cu gabaritele construcțiilor metalice.
Toate acestea converg spre folosirea betoanelor de marcă superioară B400 – B600, și mai mult.

3. Conurile de ancoraj și în general dispozitivele de blocare ale cablurilor preîntinse, trebuie să asigure transmiterea pe ani mici a unor solicitări „de contact” excesiv de mari. Din multitudinea soluțiilor folosite în prezent pentru construcții uzuale merită a fi reținute două și anume:

I) conul Freyssinet conceput din mortar-beton de înaltă rezistență suprafretat (Fig: 12)

II) conul INCERC realizat din oțel dur masiv (Fig:)

4. Cablul este o grupare de fire paralele de înaltă rezistență. Într-un cablu obișnuit firele sînt dispuse pe un resort helicoidal din oțel (Fig: 13). Dacă cablul se tractivează după întărirea betonului ei trebuie protejat cu o teacă din tablă subțire. În acest caz, după întindere și blocarea capetelor, cablul se injectează cu un mortar special. Tractionarea se face cu prese hidraulice speciale care funcționează pe principiul autoîmpănării. Cea mai cunoscută este presa de tip Freyssinet.

Cablurile folosite la noi în țară pentru construcții uzuale, grupează 12, 24, 48 fire de 5mm. După dețensionare, din diferitele categorii de pierderi, aceste cabluri asigură în timp 20, 40 și respectiv 80 tone, forță artificială.

5. „Pastilele” Freyssinet au fost concepute pentru a induce în anumite situații forțe artificiale fără cabluri. În forma lui inițială dispozitivul se prezintă ca un „tor” închis din tablă (Fig: 14). După introducerea agentului sub presiune (apă, rășină lichidă, mortar) torul se rectifică într-o formă nouă (circulară, dreptunghiular-ovală). Presiunile pot atinge 150-200 kg/cm² ceace asigură pe un mp de dispozitiv 2.000 t f. Folosirea acestor „pastile” subîntelege existența unei „culei” (naturale sau artificiale) care trebuie să reziste la aceeași forță (Fig: 15)

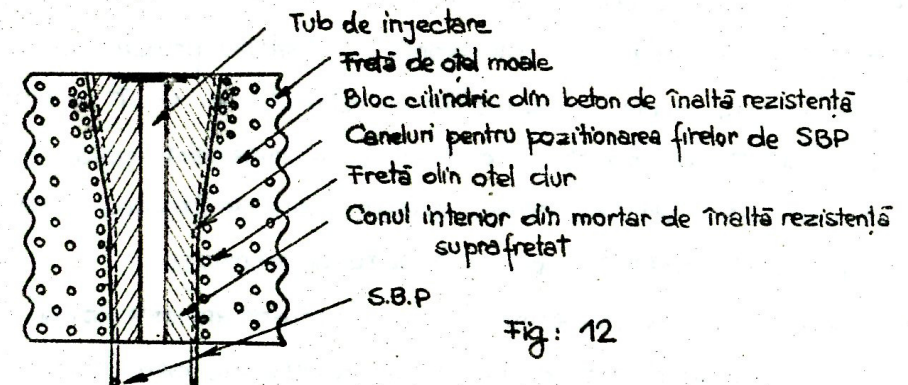


Fig: 12

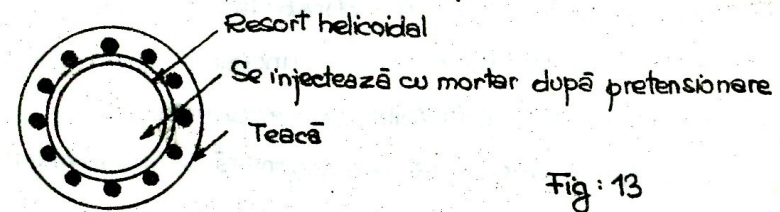


Fig: 13

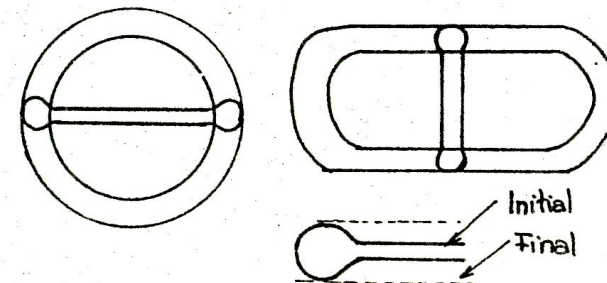


Fig: 14

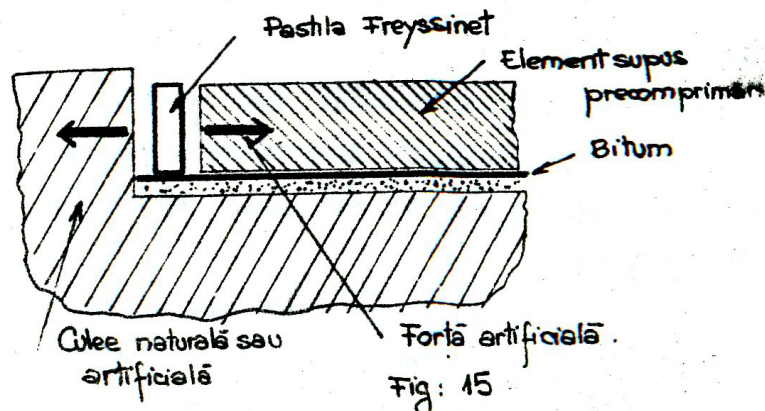


Fig: 15

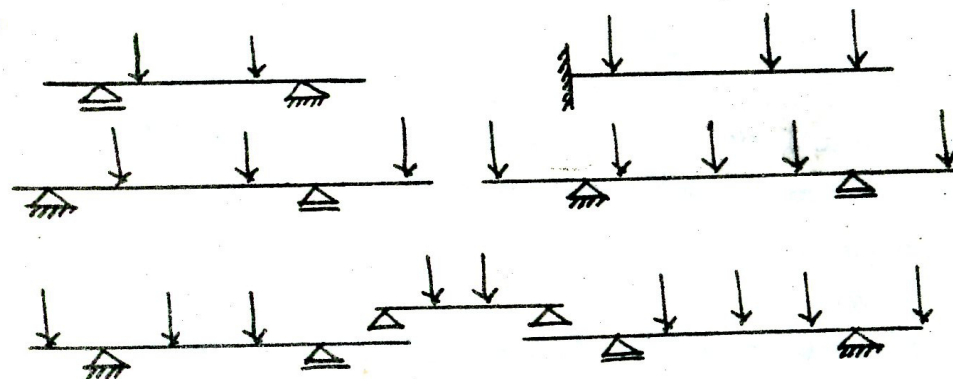
BETONUL PRECOMPRIMAT ELEMENTE INTRODUCTIVE

2. GRINZI STATIC DETERMINATE DIN BETON PRETENSIONAT.

2.1. Posibilități structurale. Acest tip de grinzi intervine curent în proiectarea structurilor social-culturale și ingineresti.

Încărcările exterioare pot fi fixe sau mobile (covoare de trenuri, camioane, etc)

Schemele statice care pot fi luate în considerație la o anumită temă sunt:



Grinda Gherber ↗

Fiecare din aceste scheme statice are ~~variate~~ avantaje proprii pentru un anumit domeniu de folosire; pe ansamblu însă, grinziile static determinate din B.P. oferă:

a) Zveltețe

$$\lambda = \frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$$

b) Variabilitatea formei



c) Posibilitatea prefabricării dintr-o bucată sau din boltari asamblați odată cu introducerea fetei de precompunere



boltari

d) Industrializarea execuției și a montajului

e) Economie de oțel, cherestea, esafodaje

f) Scutirea duratei de execuție în raport cu o structură din B.A. executată (monolit) tradițional.

2.2. Conformarea de ansamblu.

2.1. Alegerea formei secțiunilor transversale

La o grindă de B.P. elementele secțiunii transversale asupra cărora se poate acționa sunt:

- = Talpa superioară
- = Îmura
- = Răscădarea dintre talpa superioară și imura.
- = Talpa inferioară.

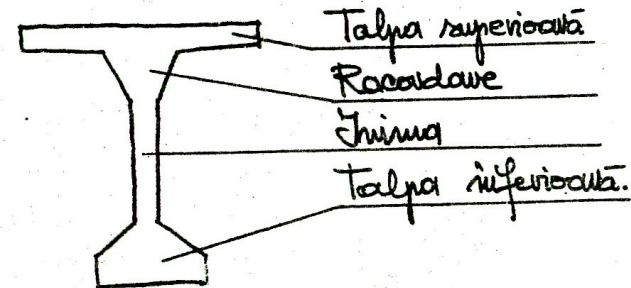
Rolele structurale al talpii superioare: elementul comprimat în realizarea cuplului interior.

Rolele structurale al talpii inferioare: zonă de co-

centrare a cablurilor; element comprimat în faza de precompunere; participă la realizarea modului de rezistență al secțiunii (W)

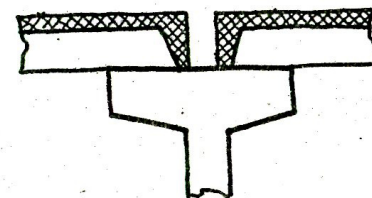
Rolele structurale al imurii: elementul care poartă tăietura; zonă de dispunere a cablurilor pentru compensarea eforturilor principale de întindere; elementul de legătură al tălpilor.

Rolele structurale al răscădărilor: atenționează concentrațiile de eforturi la trecerea de la talpă la imură; element de arie care participă la obținerea în detaliu a modului de rezistență.



Soluții uzuale pentru talpa superioară

a) Concentrată.



Constituie rețeaua pentru alte elemente structurale: cherestea, grinzi secundare, țirzi, panouri de planșeu.

b) Gravata. Talpa joasă rol de element de acoperire în locul unor elemente scundăse.

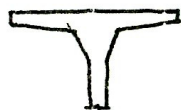


Soluționări pentru racordarea talpii superioare cu inimă

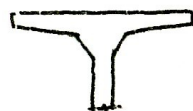
a) Directă. Fără o racordare special concepută.



b) Vite alungite pe verticală



c) Vite la 45°



d) Vite în formă de arc



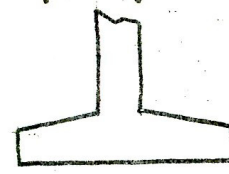
e) Vite dublă se folosește la grinzile grele (poduri, etc)



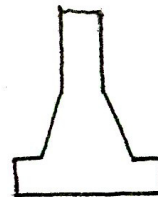
Soluționări uzuale ale talpii inferioare



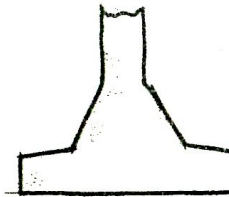
a) Concentrată



b) Continuă



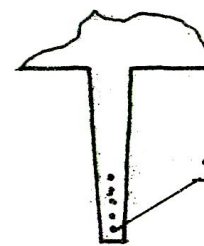
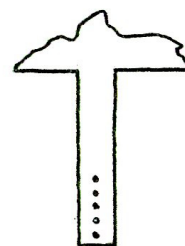
c) Cu prag



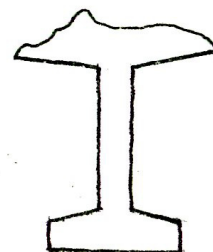
d) Cu prag rotund

Variante de rezolvare a inimii.

a) Fără talpă inferioară.



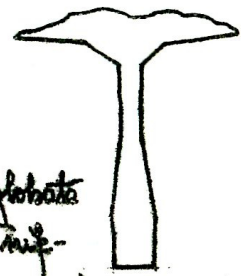
Sârme sau toroane aderențe (fără ancoraje)



b. dreaptă

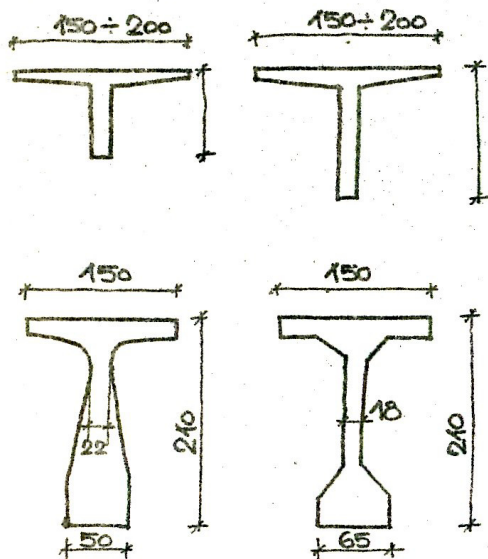


c) inimă înglobată cu talpă inferioară



d) combinată (b+c)

Exemple



$$l = 12 \text{ m}$$

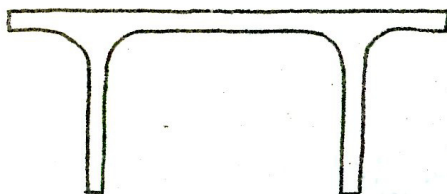
$$\lambda = \frac{l}{h} = 20$$

$$l = 18 \text{ m}$$

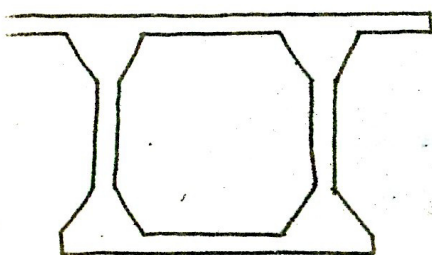
$$\lambda = \frac{l}{h} = 10$$

2.02. Cuplarea grinzilor

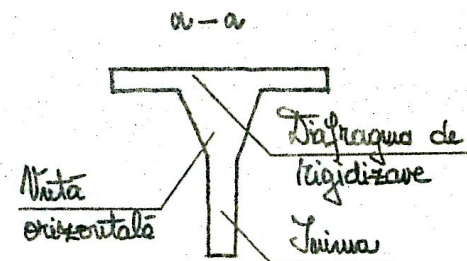
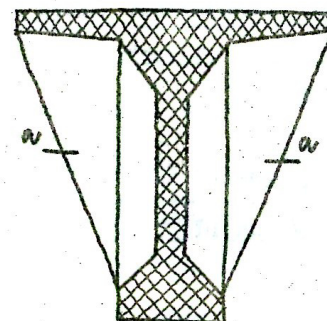
a) Grinzi Π



b) Grinzi cheronate

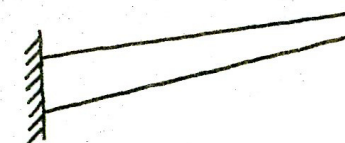
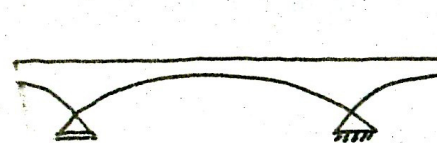
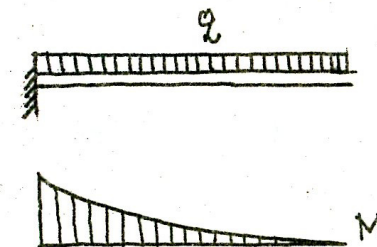
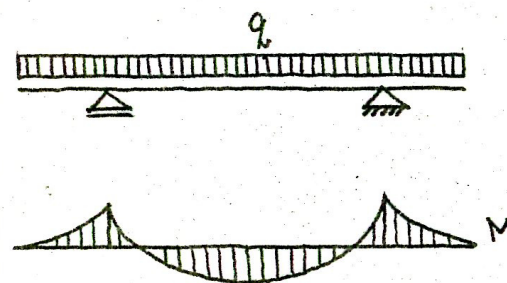


Diapragme de rigidizare. Raportări la rezeme



2.3. Variabilitatea înălțimii grinzii. În principiu, variația înălțimii modifică forma diagramei de moment încoavietor.

În zonele de rezem, dimensiunile sunt determinate și de valoarea forței tăietoare.

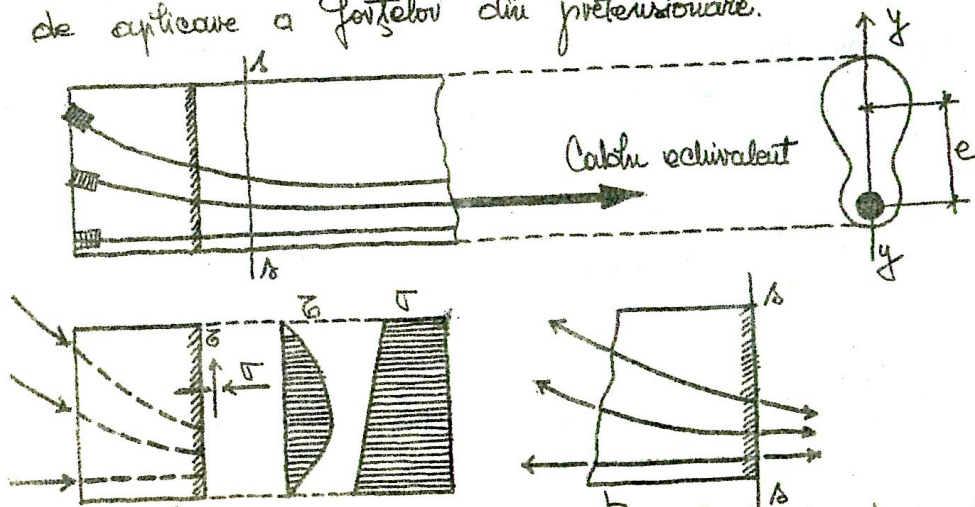


2.5. Proportionarea prin calcul a grinzilor simple din Beton Precomprimat

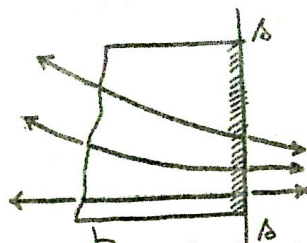
5.1. Schematizări și simplificări de calcul. Se

consideră o grindă dreaptă, lungă, cu secțiunea constantă, simetrică în raport cu axa principală de inerție $Y-Y$. Numărul de legături în reazeme și conformarea acestora asigură determinarea statică a sistemului, atât la aplicarea forțelor de pretenționare, cât și a forțelor exterioare propriu-zise. Vom admite următoarele schematizări și simplificări:

1. Fasciculul de cabluri se înlocuiește, printr-un cablu unic, echivalent (ca dispoziție și capacitate); aceasta schematizare nu se aplică însă în zonele de capăt (Fig. a.) unde starea de tensiune depinde de modul detaliat de aplicare a forțelor din pretenționare.



Starea de eforturi în această zonă se determină cu ajutorul teoriei elasticității



Direcția eforturilor de întindere din cabluri este tangentă la axa lor geometrică.

2. Fiecare cablu în parte, se consideră:

- NEADERENT la masa betonului
- FLEXIBIL, adică fără rigiditate la încovoiere
- LIBER, de a se deplasa fără frecare în teacă.

La o coincidență a premizelor a; b; c; rezultă că efortul de întindere dintr-un cablu este constant de-a lungul acestuia și acționează în fiecare punct pe direcția tangentei la axa geometrică a cablului. (Fig. b.)

3. Se admite că eforturile de întindere din cabluri nu se modifică, datorită intervenției forțelor exterioare propriu-zise. În acord cu enunțarea dată principiului general al pretenționării, aceasta înseamnă că în fiecare punct, tensorul inițial datorat pretenționării T_0 este independent de tensorul forțelor exterioare propriu-zise T_p și de variația acestuia în timp.

4. Investigarea se oprește la domeniul elastic de lucru al sistemului, iar pentru legătura fizică dintre eforturi și deformări, se admite legea lui Hooke ($\sigma = E \cdot \epsilon$). În realitate, prin injectare cu mortar, cablurile aderă la masa betonului, alunecarea liberă în teacă nu este posibilă, iar valoarea eforturilor de întindere este influențată de acțiunea forțelor exterioare propriu-zise, și de variația lor în timp. De asemenea, comportarea elastică admisă subînțelege că fenomenul de contracție și curgere lentă a betonului, de relaxare a sîrmelor de oțel, de deformare permanentă localizată în zonele de ancorare a capetelor cablurilor, s-au consumat în cadrul general al

fenomenului de adaptare. În aceste condiții, în limita schematizărilor și a simplificărilor admise, rezultatele obținute conțin abateri față de fenomenul real, conservând însă, esența principii și limite acceptabile pentru proporționarea corectă a secțiunilor.

Consecințele schematizărilor și simplificărilor.

1. Curba de presiune care ia naștere prin punerea sub tensiune a ansamblului de cabluri, coincide teoretic cu traiectoria cablului echivalent (înainte de aplicarea forțelor exterioare)
2. Efectul pretenționării în orice secțiune este complet determinat prin forța de pretenționare „N” și prin excentricitatea „e” a curbei de presiune, creată de forțele de pretenționare, în raport cu centrul de greutate al secțiunii „G”.

Alte simplificări:

1. La grinzile lungi, datorită înclinării neimportante a cablurilor față de axa grinzii, forța „N” care subacționează cablul echivalent, se consideră mereu normală pe secțiune.
2. Soluțiile din secțiunea de beton, datorate cablurilor, se neglijează la determinarea caracteristicilor geometrice.

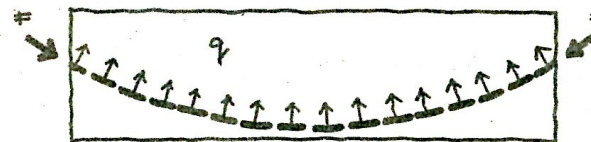
5.2. Interacțiunea „cablul-grindă”

Într-o grindă din beton pretenționat se disting două complexe: grinda de beton (I) și cablul echivalent (II). Prin punerea sub tensiune a cablurilor, datorită interacțiunii dintre cele două complexe, sau nașterea două sisteme de forțe, aferente grinzii, și cablului. Aceste sisteme pot fi schematizate prin forțe concentrate la capete în zona

ancorajelor „F” și prin forțe distribuite continue „q” de-a lungul contactului dintre cele două complexe, dacă cablul este curbat și tendința de rectificare prin îndoire este oprită. Într-un caz, în cazul unui cablu rectiliniu, în limitele ipotezelor admise, $q=0$.



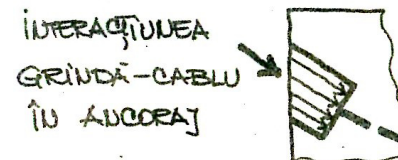
GRINDA DE BETON
PRETENȚIONAT
(COMPLEX I+II)



COMPLEXUL I
GRINDA DE BETON



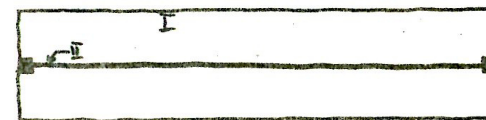
COMPLEXUL II
CABLUL



INTERACȚIUNEA
GRINDĂ-CABLU
ÎN ANCORAJ



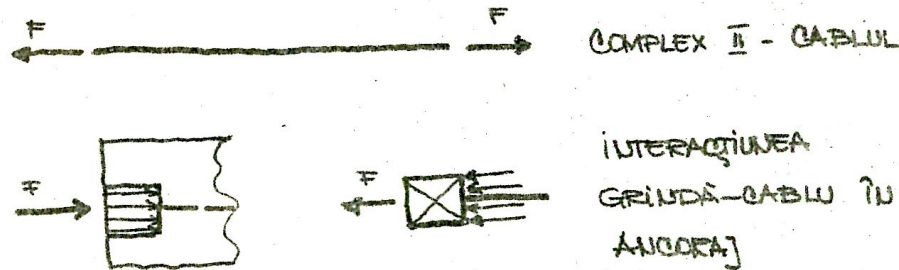
ANCORAJ



GRINDA DIN BETON
PRETENȚIONAT (PE
ANSAMBLU)



COMPLEX I
GRINDA DIN BETON



Fiecare sistem de forțe care acționează separat asupra complexelor II și I este un sistem echilibrat. Prin suprapunerea acestor două sisteme, rezultă pentru grindă pretenționată pe ansamblu, tot un sistem echilibrat.

În teoria betonului pretenționat, acțiunea cablului asupra grinzii de beton, (F, q) constituie în ultima analiză un ansamblu de forțe exterioare; același rol de forțe exterioare îl joacă și reacțiunea betonului asupra cablului în toate punctele de contact $(-F, -q)$.

Grinda de beton pretenționat, formând pe ansamblu un sistem în echilibru, înseamnă că și orice fragment definit prin secțiunea „Z” (Fig) va trebui să fie în echilibru. Aceasta înseamnă că rezultanta secțională a eforturilor normale „ σ ” și tangențiale „ τ ” (Fig) care iau naștere în secțiunea de beton, trebuie să fie egală și de sens contrar cu efortul de întindere „F”, aplicat în centrul de greutate al cablului, în aceeași secțiune. De aici rezultă legătura dintre forța de pretenționare „F” și eforturile unitare „ σ ” și „ τ ” din beton.

Observație: Deformațiile produse de precomprimare, sînt compatibile cu legăturile.

Acțiunea forței „F” conduce în secțiunea „Z” la:

- un efort normal N.
- un moment încovoiător M_e .
- o forță tăietoare T.

Valorile eforturilor σ, τ datorate pretenționării se determină cu formulele din Rezistența Materialelor (NAVIER, JURAVSKI)

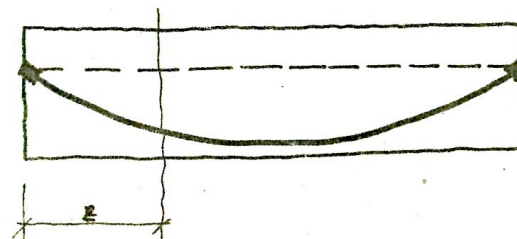
$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_e}{I_x} \cdot y \quad (\text{Navier})$$

$$\tau = \frac{T \bar{S}_x}{I_x} \quad (\text{Juravski})$$

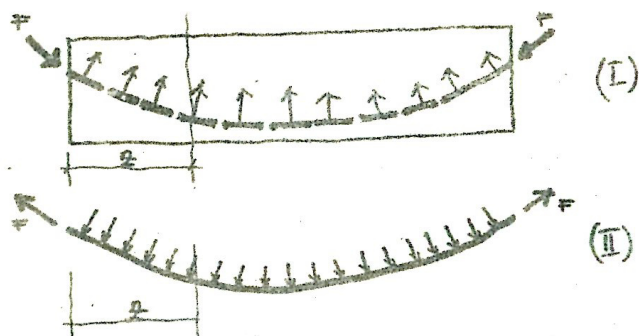
$$T = \int_A \tau \cdot dA$$

$$N = \int_A \sigma \cdot dA$$

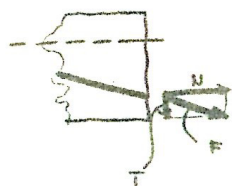
$$M = \int_A \sigma \cdot y \cdot dA$$



(I + II)



în echilibru



5.3. Determinarea eforturilor din diferite etape.

Se consideră pentru exemplificare, cel mai simplu exemplu de structură pretensionată: o grindă static determinată atât în momentul aplicării forțelor de pretensionare cât și ulterior în exploatare. Pentru secțiunea considerată periculoasă, datele care stau la baza dimensionării sunt următoarele:

M_g = momentul încovoiător din încărcarea permanentă

existența în momentul pretensionării

M = momentul încovoiător maxim din încărcările permanente sau variabile, care intervin după pretensionare - în exploatare



m = idem, momentul minim. În aceste condiții ($M > m$) algebric.

R = rezistența admisibilă la compresie minimă sau la întindere maximă, în cazul în care se admit eforturi de întindere.

În proiectarea propriu-zisă este rațional să se diferențieze valorile rezistențelor admisibile după criteriul duratei de aplicare și al pericolului pe care îl reprezintă diferitele acțiuni exterioare. Astfel pentru forțele de pretensionare sau pentru acțiuni accidentale sau extraordinare, de scurtă durată, pot fi admise rezistențe de întindere de compresie mai mari în valoare absolută, decât cele care se admit pentru încărcările permanente sau utile, de lungă durată. Diferențierea se reflectă în valoarea rezistențelor maxime din fibrele cele mai solicitate în funcție de ipoteza de încărcare.

$$R \begin{cases} R_s & \text{(pentru fibra superioară)} \\ R_i & \text{(pentru fibra inferioară)} \end{cases}$$

$$R' \begin{cases} R'_s & (\text{pentru fibra superioară}) \\ R'_i & (\text{pentru fibra inferioară}) \end{cases}$$

Diferențierea rezistențelor admisibile rezultă dintr-o interpretare mai largă a conceptului de siguranță. Astfel admitând, pentru încărcările cu caracter extraordinar, eforturi de întindere în beton și chiar fisurarea grinzii, aceasta nu reprezintă un compromis în siguranța structurii, deoarece după îndepărtarea acestor încărcări cu caracter temporar, fisurile se închid datorită forțelor de precompunere și integritatea (continuitatea) structurii se restabilește. Aceasta „restabilire” a structurii este un avantaj al betonului pretenționat.

Pentru scopul următor de noi, care se rezumă numai la „proportionarea” structurilor și nu la o „proiectare de detaliu”, se va admite:

$$R_s = R_i = R \quad R'_s = R'_i = R'$$

În toate rezolvările care vor urma, regula de semn pentru eforturile unitare va diferi de cea folosită în prezent și va considera semnul $\oplus$ pentru compresiune, semnul $\ominus$ pentru întindere. În aceste condiții:

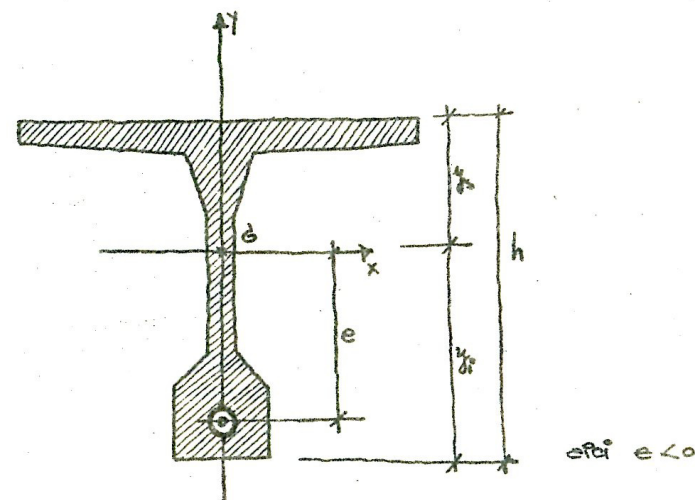
$$R > R' \quad (\text{algebric})$$

Dimensionarea grinzilor din beton pretenționat, subîntele-ge determinarea următoarelor elemente:

- a. caracteristici geometrice (Fig)
 $A, h, I_x, G(y_s; y_i)$

b. valoarea forței de pretenționare în diferite secțiuni. (calolajul): N .

c. excentricitatea cablului echivalent în diferite secțiuni în raport cu centrul de greutate al secțiunilor, $G: e$.



Observații: 1. În acord cu schematizările și simplificările admise, forța N din pretenționare, se consideră permanentă ca durată și constantă în timp ca valoare.

2. Deoarece cablul echivalent poate fi situat deasupra, dedesubtul sau în dreptul centrului de greutate G , excentricitatea „ e ” rezultă pozitivă, negativă sau nulă, în acord cu semnul dat de axa Oy .

3. Pentru simplificarea problemei se consideră că secțiunea transversală a grinzii are o axă de simetrie ($y-y$) și că, alături de forțele exterioare, cit și cele de pretenționare, acționează strict în planul de simetrie al grinzii.

Eforturile unitare σ , pentru diferitele efecte care

intervenă, se determină, cu formulele cunoscute din teoria grinzilor lungi. Valorile maxime sau minime (considerate algebrice) se vor dezvolta în fibrele extreme ale secțiunii, situate la cotele y_s și y_i de centrul de greutate G .

Deoarece toate condițiile necesare aplicării principiului suprapunerii efectelor, sînt îndeplinite, la determinarea efectului rezultat, din încărcările permanente, din pretenzi-
onare și din încărcările variabile, se va aplica acest principiu.

Pentru fiecare tip de încărcare în parte, eforturile σ , se determină astfel:

a. Din încărcarea permanentă existentă în momentul pretenzării ($M_g > 0$)

$$\sigma_s = + \frac{M_g \cdot y_s}{I} \quad (\text{compresiune})$$

$$\sigma_i = - \frac{M_g \cdot y_i}{I} \quad (\text{întindere})$$

b. Din încărcarea permanentă și variabilă aplicată după precompunare în cazul momentului încovoietor maxim (M):

$$\sigma_s = + \frac{M \cdot y_s}{I} \quad (\text{compresiune dacă } M > 0)$$

$$\sigma_i = - \frac{M \cdot y_i}{I} \quad (\text{întindere dacă } M > 0)$$

c. idem „b” însă în cazul momentului încovoietor minim.

$$\sigma_s = + \frac{m \cdot y_s}{I} \quad (\text{compresiune dacă } m > 0)$$

$$\sigma_i = - \frac{m \cdot y_i}{I} \quad (\text{întindere dacă } m > 0)$$

d. Din forțele de pretenziune aplicate, se obțin două efecte:

— Compresiune axială N .

$$\sigma = + \frac{N}{A} \quad (\text{uniform})$$

— Încovoiere; $M_{pr} = N \cdot e$

$$\sigma_s = + \frac{(N \cdot e) \cdot y_s}{I} \quad \begin{cases} - \text{întindere dacă } e < 0 \\ - \text{compresiune dacă } e > 0 \\ - \text{efort nul dacă } e = 0 \end{cases}$$

$$\sigma_i = - \frac{(N \cdot e) \cdot y_i}{I} \quad \begin{cases} - \text{compresiune dacă } e < 0 \\ - \text{întindere dacă } e > 0 \\ - \text{efort nul dacă } e = 0 \end{cases}$$

În aceste relații „e” trebuie introdus cu semnul său.

În tabelul.... sînt concentrate rezultatele obținute pentru încărcările care pot interveni la dimensionarea grinzilor obținute solicitate la încovoiere (cu forțe tăietoare)¹⁾

TABELA				
TIPIUL ÎNCĂRCĂRII	CĂSĂRI GEOMETR.	EFORTURI MAXIME, MINIME		OBS.
		FIBRA SUPERIOARĂ	FIBRA INFERIOARĂ	
M_g	$I; y_s; y_i$	$+ \frac{M_g \times y_s}{I}$	$- \frac{M_g \times y_i}{I}$	$M_g > 0$
M	$I; y_s; y_i$	$+ \frac{M \times y_s}{I}$	$- \frac{M \times y_i}{I}$	$M > 0$
m	$I; y_s; y_i$	$+ \frac{m \times y_s}{I}$	$- \frac{m \times y_i}{I}$	$m > 0$
PRETENZIUNE	N	$+ \frac{N}{A}$	$+ \frac{N}{A}$	
	$N \cdot e$	$+ \frac{(N \cdot e) \times y_s}{I}$	$- \frac{(N \cdot e) \times y_i}{I}$	e se va introduce cu semn.

1) efectul forței tăietoare se studiază separat

5.4. Condiții generale de rezistență. Condițiile de rezistență din care rezultă dimensionarea grinzii (caracteristici geometrice, cablaj, excentricitate) se scriu pentru două ipoteze extreme

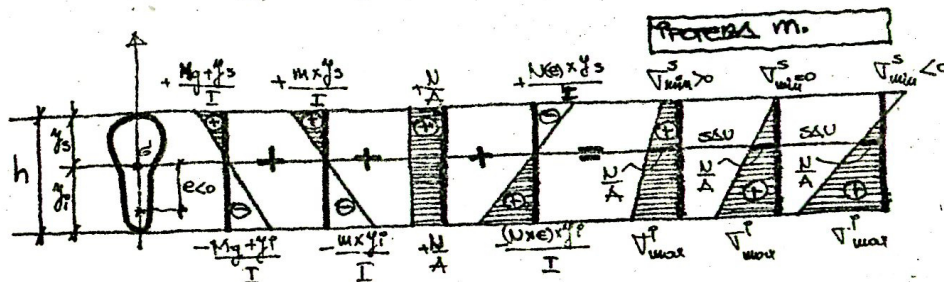
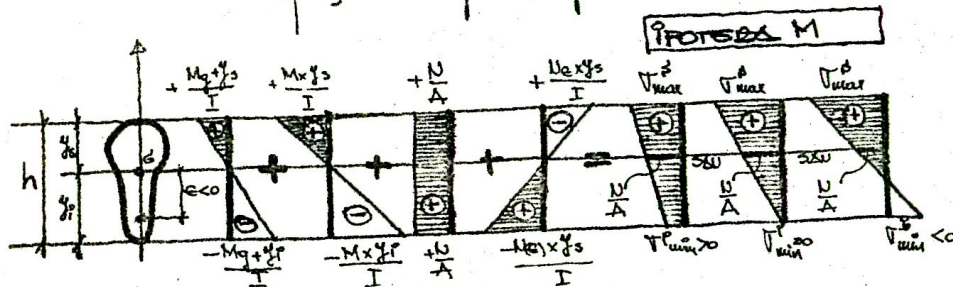
1. IPOTEZA (M). Grinda este solicitată de sarcinile încărcări: — permanente (existente în momentul pretensionării)

— permanente și variabile, aplicate după pretensionare cu valori care produc momentul maxim M (algebric) — forțele de precompresiune

2. IPOTEZA (m) — permanente (existente în momentul pretensionării)

— permanente și variabile, aplicate după pretensionare cu valori care produc momentul minim (algebric), m.

— forțele de precompresiune



Condițiile generale de rezistență în cele două ipoteze, exprimate pentru fibrele extreme superioare și inferioare se scriu sub formă de inegalități.

Sintetic, condițiile de rezistență se exprimă astfel: (Fig)

IPOTEZA (M)

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &\leq R \text{ (fibra sup.)} \\ \sigma_{\min} &\geq R' \text{ (fibra inf.)} \end{aligned}$$

IPOTEZA (m)

$$\begin{aligned} \sigma_{\min} &\geq R' \text{ (fibra sup.)} \\ \sigma_{\max} &\leq R \text{ (fibra inf.)} \end{aligned}$$

Aceleași condiții scrise dezvoltat, deriv: (Fig)

$$+ \frac{M_g \times y_s}{I} + \frac{M \times y_s}{I} + \frac{N}{A} + \frac{(N \times e) \times y_s}{I} \leq R \quad (a)$$

$$- \frac{M_g \times y_i}{I} - \frac{M \times y_i}{I} + \frac{N}{A} - \frac{(N \times e) \times y_i}{I} \geq R' \quad (b)$$

$$+ \frac{M_g \times y_s}{I} + \frac{m \times y_s}{I} + \frac{N}{A} + \frac{(N \times e) \times y_s}{I} \geq R' \quad (c)$$

$$- \frac{M_g \times y_i}{I} - \frac{m \times y_i}{I} + \frac{N}{A} - \frac{(N \times e) \times y_i}{I} \leq R \quad (d)$$

Se remarcă, că în cazul ipotezei (M) fibra expusă eforturilor de întindere este cea inferioară, iar în cazul ipotezei (m), cea superioară.

În inegalitățile (a) + (d) nu s-a introdus pentru generalitate, semnul excentricității "e", care în cazul considerat este negativ și schimbă semnul termenilor din ultima coloană.

Pentru a putea interpreta procesul de dimensionare,

inegalitățile $a \div d$ se transformă în trei grupuri de câte două inegalități. Cheia acestor transformări rezide în:

①	$a - c$	Grupul A; I.
②	$d - b$	
③	$d y_s + a y_i$	Grupul M.
④	$b y_s + c y_i$	
⑤	$a - b$	Grupul e.
⑥	$c - d$	

Grupul A; I

$$① (M-m) \times \frac{y_s}{I} \leq (R-R')$$

$$② (M-m) \times \frac{y_i}{I} \leq (R-R')$$

Din examinarea acestui grup de inegalități rezultă următoarele aspecte interpretative:

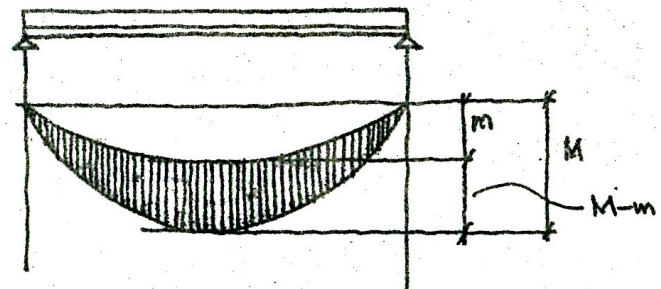
1. Inegalitățile I și II condiționează în general caracteristicile geometrice ale secțiunii (I ; y_s ; y_i) și implicit (A ; W) funcție de $(M-m)$ și $(R-R')$. Acest grup este deci al caracteristicilor geometrice.

2. Dimensiunile secțiunii de beton și în general repartizarea materialului în secțiune, nu depinde de momentul datorat încărcărilor permanente existente în fața de pretenționare (M_g)

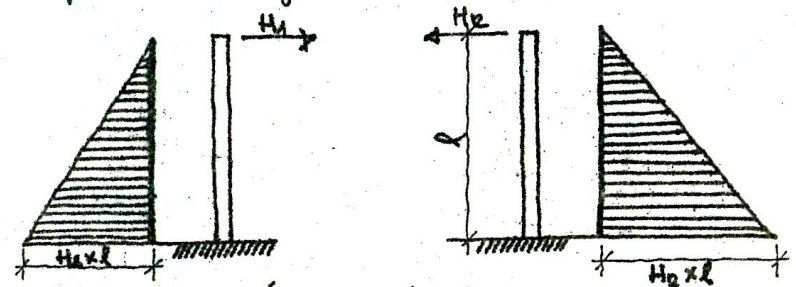
3. Dimensionarea secțiunii de beton este direct proporțională cu diferența $(M-m)$ considerată algebric.

Se detașează două cazuri:

- Cazul M și m de același semn (Fig.) Dimensiunile secțiunii depind de diferența dintre cele două momente luate în valoare absolută, ceea ce este deservit de avantajos



- Cazul M și m de semne contrarii (Fig.) Dimensiunile secțiunii depind de suma celor două momente luate în valoare absolută, ceea ce reprezintă un caz nefavorabil. Se poate semuala de pe acum, că pretenționarea structurilor solicitate alternativ în ambele sensuri ridică probleme dificile.

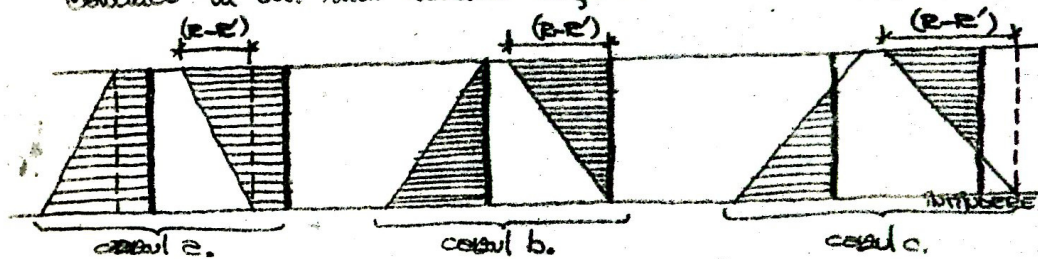


$$(M-m) = (H_1 + H_2) \times l$$

4. Dimensionarea secțiunii de beton este invers proporțională cu diferența $(R-R')$ considerată algebric. Se pot distinge 3 cazuri (Fig.)

- a. $R' = \text{compresie}$
 b. $R' = 0$
 c. $R' = \text{întindere}$

Se constată că admiterea unor eforturi de întindere conduce la cea mai redusă secțiune de isotw.



5. Dacă se notează

$$(M-m) = M^*$$

$$(R-R') = R^*$$

$$\frac{i}{y_s} = W_s$$

$\frac{i}{y_i} = W_i$, atunci inegalitățile pot fi aduse la o formă compactă, cunoscută de la încovoierea materialelor izorezistente:

$$W_s \geq \frac{M^*}{R^*} \quad (\text{se referă la rezistența fibrei superioare})$$

$$W_i \geq \frac{M^*}{R^*} \quad (\text{se referă la rezistența fibrei inferioare})$$

6. În cazul limită, în care inegalitățile I și II devin egalități, secțiunea trebuie să respecte condiția restrictivă;

$$W_s = W_i \text{ sau } y_s = y_i = \frac{h}{2}$$

1) rezultat obținut deoarece s-a fixat aceeași rezistență pentru fibrele extreme

Grupul N

$$\text{II} \quad N \leq RA - (M-m) \frac{A y_s y_i}{I (y_s + y_i)}$$

$$\text{IV} \quad N \geq R'A + (M-m) \frac{A y_s y_i}{I (y_s + y_i)}$$

Se obține o formă mai compactă făcând înlocuirile $y_s + y_i = h$; $\frac{i}{A} = r^2$; $(M-m) = M^*$

$$\text{III} \quad N \leq RA - \left(\frac{M^*}{\rho h} \right) \quad \left| \quad \rho = \frac{r^2}{y_s y_i} \right.$$

$$\text{IV} \quad N \geq R'A + \left(\frac{M^*}{\rho h} \right)$$

Din relațiile III și IV rezultă următoarele interpretări:

1. Forța de pretensionare (cablajul) nu depinde de sarcinile permanente existente în momentul pretensionării (M_0)
2. Forța de pretensionare depinde de valorile rezistențelor admisibile luate separat (R și R') și de diferența momentelor încovoiătoare din încărcarea variabilă

$$(M-m) = M^*$$

Grupul e

$$\text{V} \quad e \leq - \frac{M_0}{N} - \frac{M}{N} + R^* \frac{i}{N h}$$

$$\text{VI} \quad e \geq - \frac{M_0}{N} - \frac{m}{N} - R^* \frac{i}{N h}$$

Dacă se introduc notațiile suplimentare.

$$e_g = \left(\frac{M_0}{N} \right); \quad e_M = \left(\frac{M}{N} \right); \quad e_m = \left(\frac{m}{N} \right) \text{ relațiile devin:}$$

$$\textcircled{V} \quad e \leq -e_g - e_m + \left(R^* \cdot \frac{I}{N \cdot h} \right)$$

$$\textcircled{VI} \quad e \geq -e_g - e_m - \left(R^* \cdot \frac{I}{N \cdot h} \right)$$

Relațiile V și VI arată că excentricitatea cablajului depinde de încărcarea permanentă existentă în momentul pretenționării. Apare deci perspectiva „compensării” sarcinii permanente printr-o convenabilă alegere a excentricității totale „e”.

Această consecință are o importanță practică deosebită și va forma obiectul unei discuții separate.

5.5. Dimensionarea. Exemple.

După cum s-a văzut, calculul unei grinzii pretenzionate este în esență o problemă de comprimare excentrică, în care forța excentrică din pretenziune N , trebuie să fie dispusă, în principiu, în zonele în care din acțiunea exterioară iau naștere eforturi de întindere.

Dimensionarea propriu-zisă este determinată de verificarea inegalităților I ÷ VI.

$$\text{I} \quad W_s \geq \frac{M^*}{R^*}$$

$$\text{II} \quad W_i \geq \frac{M^*}{R^*}$$

$$\text{III} \quad N \leq R \times A - \left(\frac{M^*}{h} \right) \times \left(\frac{y_s \times y_i}{J^2} \right)$$

$$\text{IV} \quad N \geq R' \times A + \left(\frac{M^*}{h} \right) \times \left(\frac{y_s \times y_i}{J^2} \right)$$

$$\text{V} \quad e \leq -e_g - e_m + \left(\frac{R^* \times I}{N \times h} \right)$$

$$\text{VI} \quad e \geq -e_g - e_m - \left(\frac{R^* \times I}{N \times h} \right)$$

Se pune problema dacă cele patru inegalități de la baza a) ÷ d) din care au derivat condițiile I ÷ VI pot sau nu să fie satisfăcute la limită ca egalități.

O analiză mai profundă arată că acest lucru nu este posibil necondiționat.

Practic, pot fi satisfăcute ca egalități, două sau trei din cele patru inegalități.

Scopul prelegerilor noastre fiind limitat mai mult la încadrarea fenomenelor decât la dezvoltarea metodologiilor de calcul, ne vom opri la nivelul analizelor pe care le oferă inegalitățile I ÷ VI.¹⁾

1) Y. GUYON

1. BÉTON PRÉCONTRAINT.

Etude théorique et expérimentale.
Paris. 1953.

2. BÉTON PRÉCOMPRIMÉ

Etude théorique et expérimentale
Constructions hyperstatiques. Paris 1958.

FRITZ LEONHARD

SPANNBETON FÜR DIE PRAXIS.
Berlin 1955.

T. Y. LIN

"DESIGN OF PRESTRESSED CONCRETE
STRUCTURES"

Professor of Civil Engineering University of California.

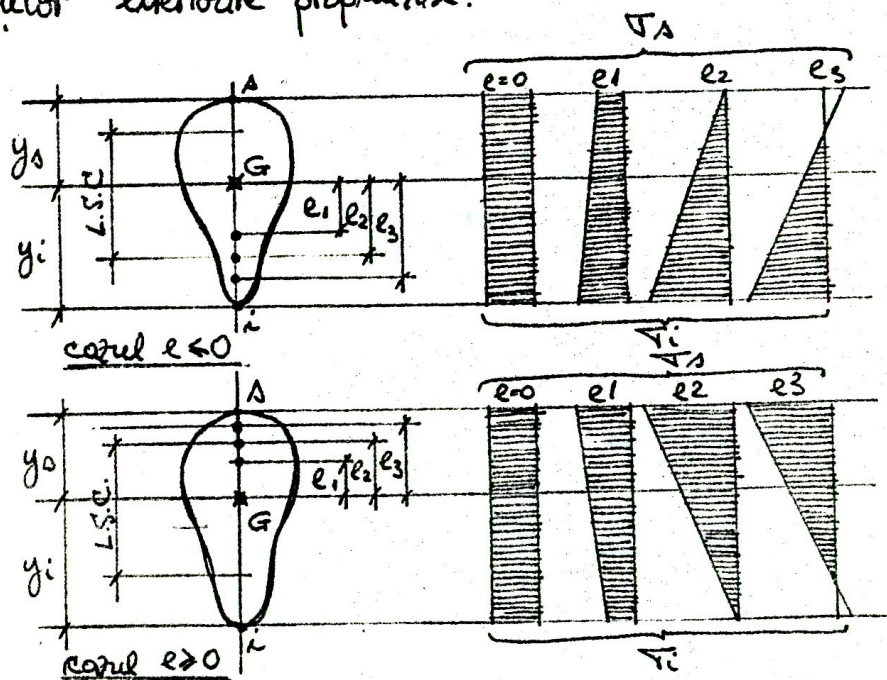
5.6. Aplicații

Exemplul nr. 1: Determinarea componentei normale a forței totale de pretenționare "N" și a excentricității cablului echivalent "e" astfel ca în fibrele extreme ale secțiunii să se obțină valori pentru eforturile normale "T" propuse de la început.

Se dau: A; I; G (y_s; y_i)

Se cer: N și e (fig.), astfel ca în fibrele extreme să avem din pretenționare T_s și T_i.

OBSERVAȚIE: eforturile T_s și T_i pot avea orice valori impuse de la început funcție de diagrama finală de eforturi pe care dorim să o obținem după aplicarea forțelor exterioare propriuzise.



L.S.C. - limitele simbului central

Pornind de la cunoscuta formulă a efortului normal T efectul de compresie excentrică (N; e)

$$\sigma = + \frac{N}{A} \left(1 + \frac{x x_0}{r^2_y} + \frac{y y_0}{r^2_x} \right)$$

În cazul nostru: x₀ = 0

$$y_0 = e \quad (\text{pozitiv, negativ sau nul})$$

$$r^2_x = r^2 = \frac{I}{A} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{y e}{r^2} \right)$$

Pentru fibra superioară:

$$\sigma_s = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{y_s e}{r^2} \right) \quad (1)$$

Pentru fibra inferioară:

$$\sigma_i = \frac{N}{A} \left(1 - \frac{y_i e}{r^2} \right) \quad (2)$$

În relațiile (1) și (2) am semnat numai elementele e, T_s, T_i restul intervin cu valori absolute.

Din (1) și (2) rezultă:

$$N = \frac{\sigma_s y_i + \sigma_i y_s}{(y_s + y_i)} \cdot A$$

$$e = \frac{\sigma_s - \sigma_i}{\sigma_s y_i + \sigma_i y_s} \cdot r^2 \quad \text{și implicit}$$

$$\sigma_G = \frac{N}{A} = \frac{\sigma_s y_i + \sigma_i y_s}{(y_s + y_i)} \quad \text{efortul } \sigma \text{ la nivelul (G) centrului de greutate}$$

De aici derivă o relație simplă pentru a determina cele două necunoscute în cazul secțiunilor simetrice:

$$N = \left(\frac{\sigma_s + \sigma_i}{2} \right) \cdot A \quad ; \quad e = \frac{2(\sigma_s - \sigma_i)}{(\sigma_s + \sigma_i)} \cdot \frac{r^2}{h}$$

În cazul particular al secțiunilor dreptunghiulare:

$$A = b h \quad ; \quad r^2 = \frac{h^2}{12} \quad N = \left(\frac{\sigma_s + \sigma_i}{2} \right) (b h) \quad ; \quad e = \left(\frac{\sigma_s - \sigma_i}{\sigma_s + \sigma_i} \right) \left(\frac{h}{6} \right)$$

Aplicatie: Se da secțiunea din fig. (vezi exemplul nr. 2) cu următoarele caracteristici:

$$A = 0.255 \text{ m}^2$$

$$h = 1.00 \text{ m}; y_s = 0.39 \text{ m}; y_i = 0.61 \text{ m}$$

$$I = 0.03352 \text{ m}^4$$

$$R^2 = \frac{I}{A} = \frac{0.03352}{0.255} = 0.132 \text{ m}^2$$

Să se determine N și e în cele 7 variante din tabel.

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
∇s	+120	+20	0	-20	+120	+120	+120
∇i	+120	+120	+120	+120	+20	0	-20
$(\nabla s - \nabla i)$		-100	-120	-140	+100	+120	+140
$(\nabla s - \nabla i) R^2$		-13.2	-15.8	-18.5	+13.2	+15.8	+18.5
$\nabla s \cdot y_i$		+12.2	0	-12.2	+73.0	+73.0	+73.0
$\nabla i \cdot y_s$		+46.8	+46.8	+46.8	+7.8	0	-7.8
$(\nabla s \cdot y_i + \nabla i \cdot y_s)$		+59.0	+46.8	+34.6	+80.8	+73.0	+65.2
$e = \frac{(\nabla s - \nabla i) R^2}{(\nabla s \cdot y_i + \nabla i \cdot y_s)}$	0	-0.224	-0.338*	-0.535	+0.164	+0.217*	+0.232
$N = \frac{10h}{e} (\nabla s \cdot y_i + \nabla i \cdot y_s)$ $N = 255 (\nabla s \cdot y_i + \nabla i \cdot y_s)$ TONE	294.0	150.0	119.0	88.5	205.0	186.0	166.0

* Limitele simbolului central: verificarea se poate face cu relația cunoscută de la compresiune excentrică.

Exemplul nr. 2: "Proportționarea" unei grinzii din beton pretensionat:

1. Datele determinante sunt următoarele:

- deschidere $l = 15.00 \text{ m}$
- încărcarea uniform distribuită

a) permanentă, existentă în momentul pretensionării (munci greutatea proprie);

b) permanentă, aplicată după pretensionare și variabilă, minimă $P_m = 1.8 \text{ t/ml}$

c) permanentă, aplicată după pretensionare, variabilă, maximă $P_M = 4.2 \text{ t/ml}$

- rezistențe admisibile:

$$R = 120 \text{ kg/cm}^2 = 1200 \text{ t/m}^2$$

$$R' = 0$$

$$R^* = (R - R') = 1200 \text{ t/m}^2$$

- momente încovietoare de calcul:

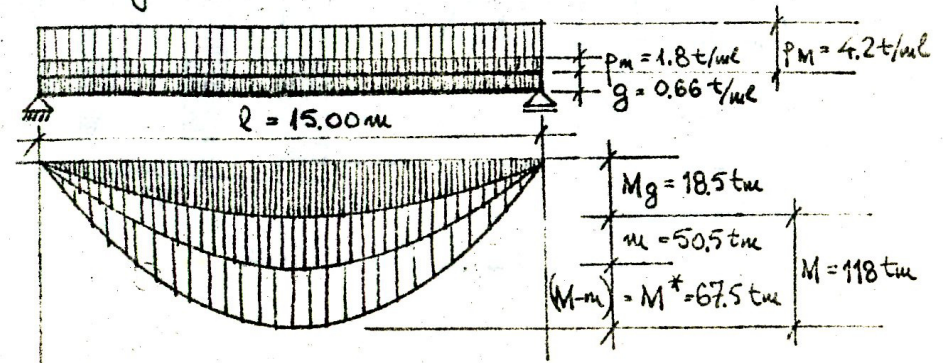
$$M_g = \frac{1}{8} \times 0.66 \times 15^2 = 18.5 \text{ tm}$$

$$m = \frac{1}{8} \times 1.8 \times 15^2 = 50.5 \text{ tm}$$

$$M = \frac{1}{8} \times 4.2 \times 15^2 = 118.0 \text{ tm}$$

$$M^* = (M - m) = 118.0 - 50.5 = 67.5 \text{ tm}$$

- diagrame de momente încovietoare:



2. Proportiuarea de ansamblu:

- proporțiile gurilor sunt definite de parametrul

$$\lambda = \frac{l}{h}$$

- pentru condițiile de solicitare ale acestei guri se poate lua: $\lambda = 15 \rightarrow h = 1.00 \text{ m}$.

3. Alegerea secțiunii:

$$W_s^{rec} \geq \frac{M^*}{R^*} = \frac{67.5}{1200} = 0.0565; W_i^{rec} \geq 0.0565 \text{ m}^3$$

O primă încercare a fost făcută cu o secțiune brută compusă din trei dreptunghiuri dispuse convenabil ca în figura "a". În această etapă pentru încadrarea mai largă a secțiunii s-a luat:

$R' = 20 \text{ kg/cm}^2$, respectiv $R^* = 1000 \text{ t/m}^2$ și s-au obținut:

$$A = 0.325 \text{ m}^2$$

$$y_s = 0.44 \text{ cm}$$

$$y_i = 0.56 \text{ cm}$$

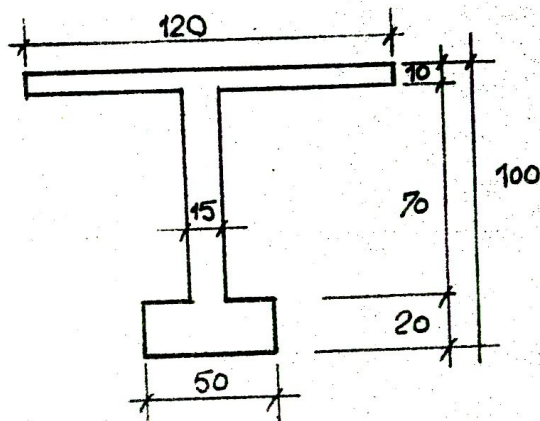
$$I = 0.0441 \text{ m}^4$$

$$W_s = 0.100 \text{ m}^3$$

$$W_i = 0.079 \text{ m}^3$$

$$N = 220 \text{ t}$$

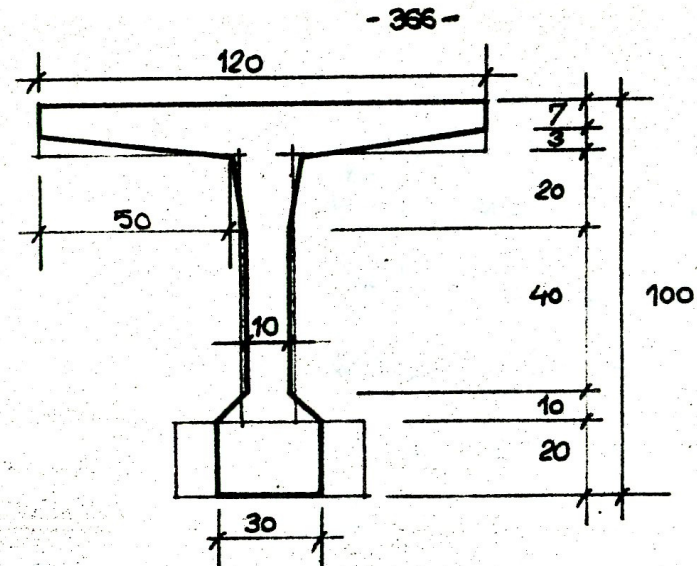
$$e = 0.50 \text{ m}$$



Etapa I

fig. "a"

La a doua încercare, profilul secțiunii transversale a fost ușurat și modelat pentru a obține parametrii mai buni.



Etapa II

$$A = 0.255 \text{ m}^2$$

$$g = 2.6 \times 0.255 = 0.66 \text{ t/ml}$$

$$y_s = 0.39 \text{ m}$$

$$y_i = 0.61 \text{ m}$$

$$I = 0.03352 \text{ m}^4$$

$$W_s = 0.0865 > 0.0565$$

$$W_i = 0.0525 \approx 0.0565$$

4. Alegerea cablajului:

Se aplică condițiile pachetului N:

$$N \leq R \cdot A - \left(\frac{M^*}{P_h} \right)$$

$$N \geq R' \cdot A + \left(\frac{M^*}{P_h} \right)$$

$$\rho = \frac{r^2}{y_s \cdot y_i} = \frac{0.03352}{0.39 \times 0.61 \times 0.255} = 0.55$$

$$AR = 0.255 \times 1200 = 306 \text{ t}$$

$$AR' = 0.255 \times 0 = 0$$

$$\frac{M^*}{P_h} = \frac{67.5}{0.55} = 121 \text{ t}$$

$$N \leq 306 - 121 = 185 \text{ t}$$

$$N \geq 121 \text{ t}$$

S-a luat $N = 180 \text{ t}$ ceea ce înseamnă 9 cabluri de 20 t (după consumarea tuturor pierderilor).

5. Alegerea excentricităţii:

$$e \leq -e_g - e_M + \left(\frac{R^* I}{k N} \right)$$

$$e \geq -e_g - e_m - \left(\frac{R^* I}{k N} \right)$$

$$e_g = \frac{M_g}{N} = \frac{18.5}{180} = 0.10 \text{ m}$$

$$e_M = \frac{M}{N} = \frac{118}{180} = 0.655 \text{ m}$$

$$e_m = \frac{m}{N} = \frac{50.5}{180} = 0.280 \text{ m}$$

$$\left(\frac{R^* I}{k N} \right) = \frac{1200 \times 0.03552}{1 \times 180} = 0.255$$

$$e \leq -0.100 - 0.655 + 0.225 = -0.530 \text{ m}$$

$$e \geq -0.100 - 0.280 - 0.225 = -0.605 \text{ m}$$

Se ia excentricitatea maximă care se înscrie între aceste limite și în cadrul secțiunii $e = -0.56 \text{ m}$.

6. Determinarea eforturilor T

	M N e	t m	A m ²	W		FIBRA	
				W _s m ³	W _i m ³	SUPERIOARĂ	INFERIOARĂ
1.	M _g 18.5	—	—	0.0865	0.0552	$+\frac{18.5}{0.0865} = +215$	$-\frac{18.5}{0.0552} = -335$
2.	M 118.0	—	—	—	—	$+\frac{118}{0.0865} = +1360$	$-\frac{118}{0.0552} = -2140$
3.	m 50.5	—	—	—	—	$+\frac{50.5}{0.0865} = +585$	$-\frac{50.5}{0.0552} = -910$
4.	N=180 t e=0.56	—	0.255	—	—	$+\frac{180}{0.255} + \frac{180 \times 0.56}{0.0865} = 670 + 1170 = 1840$	$-\frac{180}{0.255} + \frac{180 \times 0.56}{0.0552} = -670 + 1840 = 1170$

7. Verificarea finală:

Ipoteza M

$$+215 + 1360 - 500 \leq 1200$$

$$1075 \leq 1200 \rightarrow \text{BUN}$$

$$-335 - 2140 + 2480 \geq 0$$

$$+5 \geq 0 \rightarrow \text{BUN}$$

Ipoteza m

$$+215 + 585 - 500 \geq 0$$

$$300 \geq 0 \rightarrow \text{BUN}$$

$$-335 - 910 + 2480 \leq 1200$$

$$1235 > 1200 \text{ practic diferenta este insignifiantă}$$

După această proporționare, în etapa a doua, se poate pune problema proiectării de detalii în care o parte din elementele secțiunii să fie modelate în continuare.

6. Două proprietăți specifice grinzilor din beton precomprimat

1. În măsura în care un anumit raport între acțiunea permanentă și cea variabilă nu este depășit, partea permanentă, existentă la transfer, este raportată (ca moment încovoietor) fără oțel și beton în plus peste ceea ce este necesar pentru partea variabilă.

2. Momentul încovoietor maxim pe care îl poate purta o secțiune din B.P. depinde de variația în timp a acțiunilor exterioare. Capacitatea de rezistență la încovoiere va fi cu atât mai mare cu cât partea permanentă a acțiunii exterioare este mai mare.

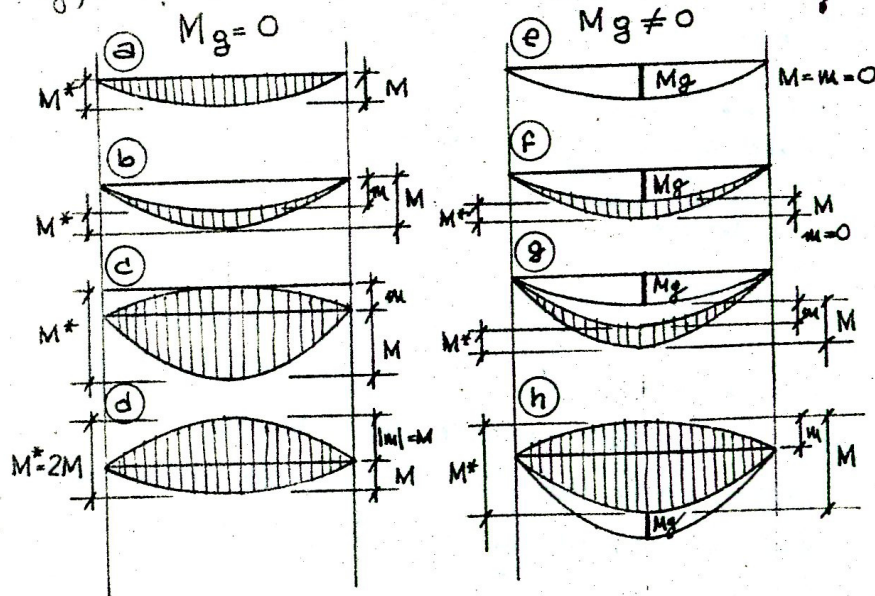
Aceste proprietăți specifice au un caracter general și se înscriu într-o teorie de rînd statatoare. Vor fi examinate pentru cel mai simplu caz de structură precomprimată, ghida simplu rezemată lucrînd la încovoiere cu forță tăietoare.

Momentele încovoiătoare care intervin sînt cele cunoscute: M_g, M, m .

Vom admite că:

- $M > m$ (algebric)
- M_g și M sînt pozitive
- m poate acționa în același sens cu M sau invers.

Cazurile caracteristice în care se pot combina momentele M_g, M și m sînt cele de mai jos:



Evident, că în fiecare caz caracteristic exploatarea celor două proprietăți se va pune în mod diferit.

7. Compensarea sarcinii permanente existente la pretenționare (la transfer).

Aplicație: Secțiunea dreptunghiulară precomprimată aceeași forță, în trei variante:

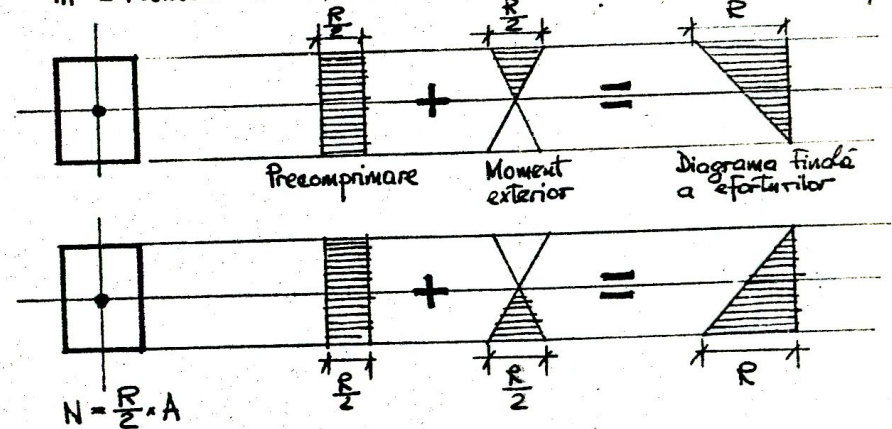
- axial ($e=0$);
- la limita sîmburelui central ($e=-\frac{h}{6}$);
- la limita secțiunii ($e=-\frac{h}{2}$).

a. Precomprimarea axială:

Forța de precomprimare care este rațională să fie aplicată secțiunii este: $N = \frac{R}{2} \cdot A$.

O astfel de precomprimare cu un efort constant de $\frac{R}{2}$ permite încărcarea secțiunii în ambele sensuri cu un moment egal cu $M_{max} = \pm W \cdot \frac{R}{2} = \pm \frac{\bar{M}}{2}$

$\bar{M}$ = momentul izorezistent al secțiunii considerat reper.



Rezultate:

- În cazul unor acțiuni alternative egale în valoare absolută este rațională o precomprimare axială.
- Eficiența precomprimării axiale este moderată: poate încărea ghida cu maxim $0,5 \bar{M}$.

3. Încărcarea alternativă elastică ($0 \div R$), fără fisuri, garantează o înaltă durabilitate la coroziune. Din acest punct de vedere, folosirea betonului armat constituie o soluție care trebuie evitată deoarece lucrând în condiții normale cu fisuri acesta cedează repede și conduce la lărgirea inadmisibilă a fisurilor.

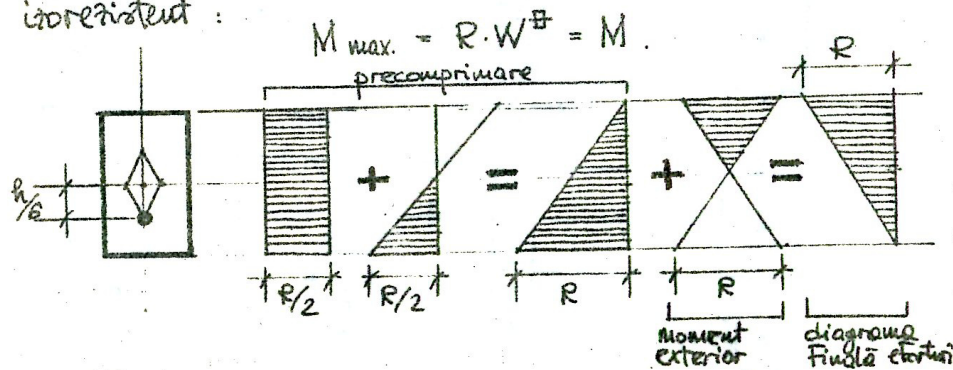
b. Precomprimarea la limita sîmburelui central:

Dacă acțiunea exterioară are un sens de acționare precis (de pildă cel gravitațional) atunci este rațional să precomprimăm excentric la limita sîmburelui central:

$$N = \frac{R}{2} \cdot A$$

$$M_{pr} = (N \cdot e) = \frac{R}{2} \cdot A \cdot \frac{h}{6} = \frac{R}{2} \cdot W^{\#}$$

Din figura de mai jos se vede că secțiunea poate fi încărcată cu un moment exterior maxim egal cu un moment izorezistent:



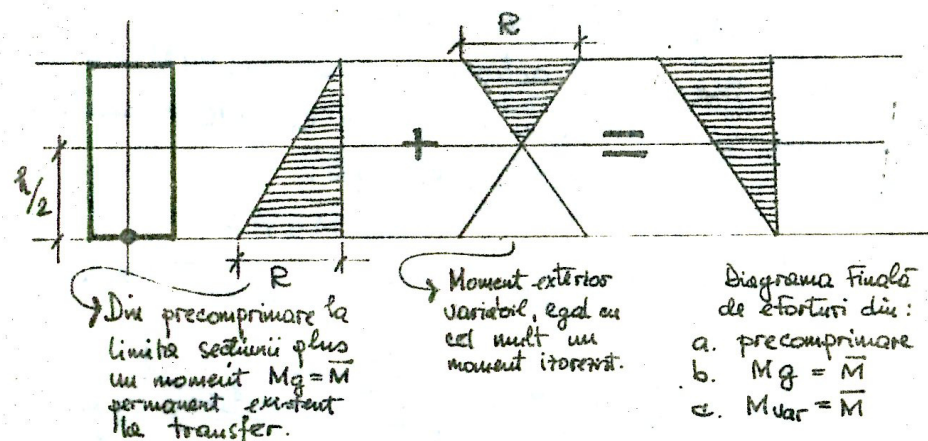
c. Precomprimarea la limita secțiunii ($e = \frac{h}{2}$)

Dacă momentul exterior din cazul "b" există în momentul pretenționării sau a luat naștere treptat la transfer, atunci este rațional să aplicăm forța de precomprimare $N = A \cdot \frac{R}{2}$ de la început cu excentricitatea maximă pe care o oferă secțiunea ($e_{lim} = \frac{h}{2}$).

Diagrama finală din cazul "b" trebuie corectată datorită suplimentului de moment de precomprimare provenit din creșterea excentricității:

$$M_{supl.} = N \cdot \frac{h}{3} = A \cdot \frac{R}{2} \cdot \frac{h}{3} = RW = \bar{M}$$

Acest moment transformă (inversează) diagrama din cazul "b". În stadiul "b" secțiunea mai poate primi un moment exterior egal în valoare maximă cu un moment izorezistent. Rezultatul va fi o nouă transformare (inversare) a diagramei de eforturi.



Consecință:

Dacă o grindă din oțel (mat. izorezistent) este încărcată de la început cu un moment M_g atunci "moment disponibil" pentru încărcările ulterioare variabile este $(\bar{M} - M_g)$.

Aceasi grindă realizată din B.A. va oferi pentru încărcările variabile un moment egal cu $(M_{BA} - M_g)$.

În cazul grinzii din B.P. analizată mai sus, momentul disponibil s-a menținut același, $\bar{M}$.

Explicația: am dispus de un nou parametru "excentricitatea forței de pretenționare".

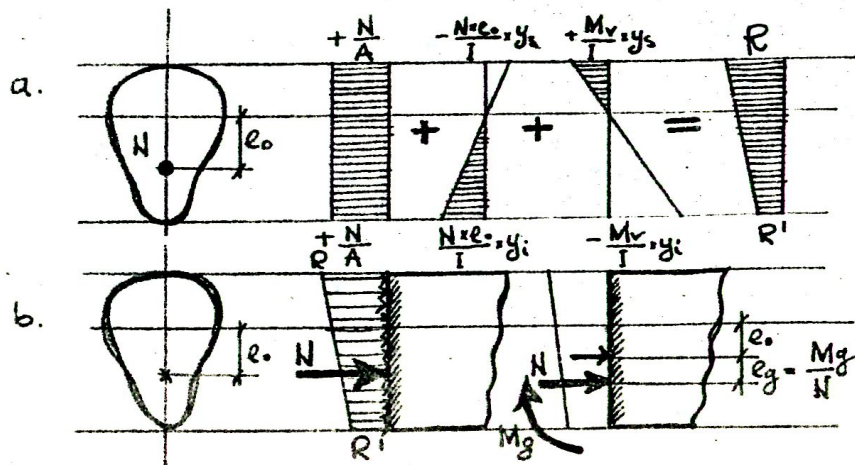
În condițiile aplicative de mai sus, cazul "c", N -a dublat momentul fără a modifica secțiunea de beton sau forța de pretensionare; prin simpla modificare a excentricității cu o valoare convenabilă și într-un sens convenabil s-a obținut un moment de compensare a sarcinii permanente.

Rezultatul obținut în această aplicație are un caracter de generalitate, pentru orice secțiune transversală.

Freyssinet a arătat încă din anul 1933 că pentru o grindă static determinată, sarcina permanentă poate fi compensată "în anumite condiții" integral.

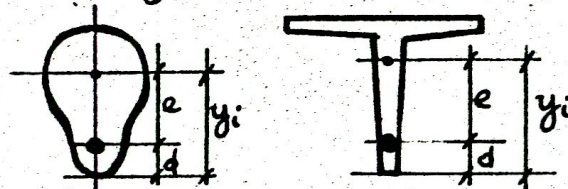
Fie M_g momentul din încărcarea permanentă existentă la transfer și M_v momentul din încărcările variabile aplicate ulterior fazei de pretensionare.

Presupunem că pentru prelucrarea momentului variabil M_v ($0 \div M_v$) în limitele diagramei de eforturi ($R-R'$) este necesară excentricitatea e_0 și forța de presurizare N (fig. de mai jos). Această diagramă de eforturi poate fi conservată întotdeauna dacă se aplică un moment încovoietor M_g și se sporește excentricitatea cu cantitatea $e_g = \frac{M_g}{N}$ (fig. b).



Observații:

1. N datorat momentului M_v va trebui să fie apreciabil pentru ca e_g să fie moderat și să încapă în limitele secțiunii.
2. Excentricitatea însumată $e = e_0 + e_g$ nu poate depăși $(0.8 \div 0.9) y_i$ din necesități constructive.



Dacă $e = e_0 + e_g < (y_i - d)$ este posibilă compensarea integrală.

Dacă $e = e_0 + e_g > (y_i - d)$ este posibilă compensarea parțială.

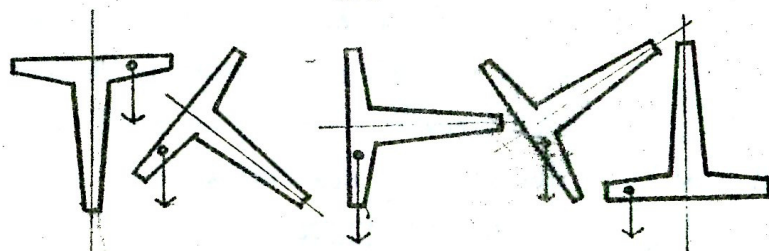
Se constată că distanța y_i devine un parametru important al secțiunii.

3. Cînd presurizarea se aplică unei grinzii așezate pe esafodaje, încărcarea gravitațională va interveni treptat pe măsura descinderii; în acest proces în nici un moment nu se depășesc valorile impuse R și R' .

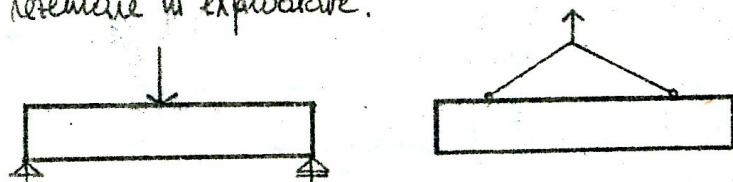
Faptul că prin presurizare se obține gratuit descinderă constituie un avantaj în sine.

4. În funcție de raportul convenabil dintre M_g și M_v se poate proceda la "lestarea" grinzii în faza de pretensionare precum și la "pretensionarea în reprie".

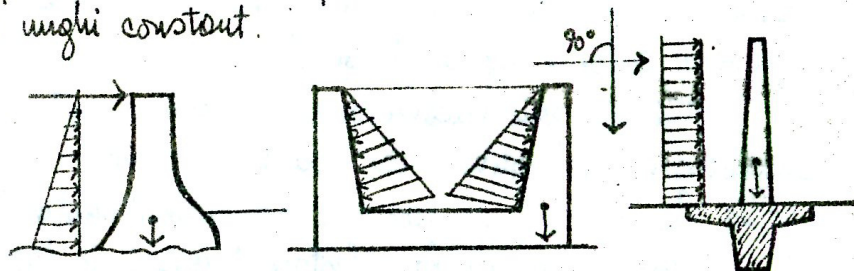
5. Operația de compensare este posibilă dacă planul de lucru și sensul de acționare al încărcărilor permanente existente la transfer și a celor variabile sînt cunoscute și constante în timp. Această condiție devine esențială pentru structurile prefabricate cu diferite porții posibile la execuție, manipulare și montaj.



6. În cazul structurilor prefabricate este posibil ca sistemul de rezemare la montaj să difere de sistemul de rezemare în exploatare.



7. Problema compensării sarcinii permanente se va pune în mod diferit la structurile la care între direcția de acțiune a încărcărilor permanente și a celor variabile există un unghi constant.



8. Compensarea sarcinii permanente în sensul celor expuse mai sus, se referă numai la momentul încovoiător M_g , eforturile tangențiale corespunzătoare efectului de forfecare al forțelor tăietoare T_g trebuie luate în calcul ca atare, cu toate particularitățile sale spec.

Momentul încovoiător maxim pe care îl oferă încărcărilor permanente și variabile secțiunile din beton precomprimat:

Aplicație: analiza completă a secțiunilor dreptunghiulare

Datele problemei:

- pretenționarea N ; $M_{pr} = N \cdot \frac{h}{2}$

- act. permanentă $(1-K) M_0$

- act. variabilă $K M_0$

- act. totală M_0

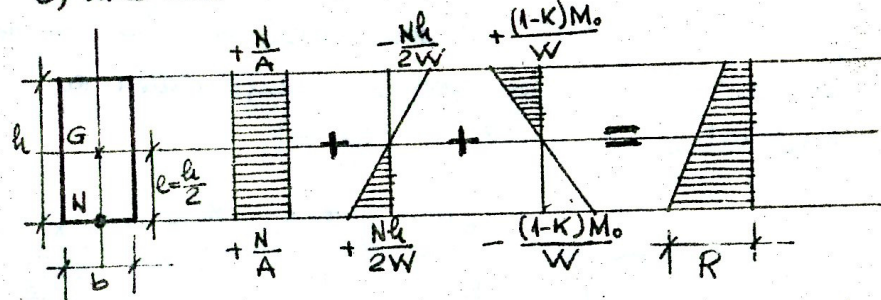
- capacitatea secțiunii la încovoiere o definim prin raportul α astfel: $\alpha = \frac{M_0}{M}$

$\bar{M}$ = moment izostatic

Ipotezele extreme de încărcare sînt:

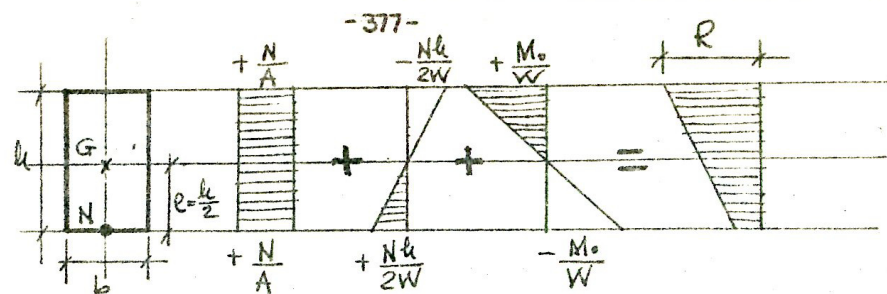
a) încărcare numai cu acțiune permanentă: $(1-K) M_0$;

b) încărcare totală: M_0



$$T_i = + \frac{N}{A} + \frac{Nh}{2W} - \frac{(1-K)M_0}{W} = R$$

$$T_s = + \frac{N}{A} - \frac{Nh}{2W} + \frac{(1-K)M_0}{W} = \text{neconditionat}$$



$$\sigma_{\Delta} = + \frac{N}{A} - \frac{Nh}{2W} + \frac{M_0}{W} = R$$

$$\sigma_{\text{c}} = + \frac{N}{A} + \frac{Nh}{2W} - \frac{M_0}{W} = \text{necondiționat.}$$

$$+ \frac{N}{A} + \frac{Nh}{2W} - \frac{(1-K)M_0}{W} = R \quad (1)$$

$$+ \frac{N}{A} - \frac{Nh}{2W} + \frac{M_0}{W} = R \quad (2)$$

Din (1) și (2) obținem:

$$N = \left[\frac{3(2-K)}{(1-K)} \right] \cdot \left(\frac{\bar{M}}{h} \right) = \frac{(2-K)}{2(1+K)} (RA) = \beta (RA)$$

$$M_0 = \frac{3\bar{M}}{1+K}$$

Pentru coef. capacității $\alpha^{\pm} = \frac{M_0}{M} = \frac{3}{1+K}$

Aceste rezultate își părăsesc valabilitatea cit timp nu apare întindere în secțiune.

Condiția de apariție a eforturilor de întindere

$$\frac{N}{A} - \frac{Nh}{2W} + \frac{(1-K)M_0}{W} \leq 0 \quad (\text{fibra superioară})$$

$$\frac{N}{A} + \frac{Nh}{2W} - \frac{M_0}{W} \leq 0 \quad (\text{fibra inferioară})$$

Introducând în aceste relații valorile obținute mai sus:

$$A = \frac{6W}{h}; \quad M_0 = \frac{3}{1+K} \cdot \bar{M}; \quad N = \frac{3(2-K)}{(1+K)} \cdot \frac{\bar{M}}{h}$$

Rezultă $K \geq \frac{1}{2}$

-378-

În condițiile problemei noastre secțiunea este complet comprimată dacă $0 \leq K \leq 0.5$, adică în intervalul în care predomină încărcarea permanentă; în acest interval momentul pe care îl oferă secțiunea încărcărilor permanente și variabile este de $3\bar{M} \div 2\bar{M}$.

3. ELEMENTE DE PRE PRETENSIIONAREA STRUCTURILOR STATIC NEDETERMINATE

Față de cazul studiat anterior apare un element nou și anume, interacțiunea "structură-rețevă".

După cum s-a menționat la enunțarea principiului pretenționării, prin introducerea eforturilor inițiale, se introduc în sistem și deformări inițiale (deformații, deplasări). Dacă în momentul pretenționării aceste deformări nu se pot dezvolta liber, datorită unor legături obligate față de mediul înconjurător (în rețevă sau undeva pe sistemul propriu-zis), atunci iau naștere reacțiuni statice nedeterminate.

Se pot întâlni în practică două clase de structuri:

- structuri static determinate în fața de pretenționare (cazul studiat anterior);
- structuri static nedeterminate în fața de pretenționare.

În cazul sistemelor static nedeterminate în fața de pretenționare, datorită forțelor reactive static nedeterminate (forțe și cupluri), curbe de presiune din forțele de pretenționare, nu se va confunda cu traiectoria cablului echivalent și va depinde de reacțiunile static nedeterminate; aceasta înseamnă că și excentricitatea

"e" va depinde de aceste reacțiuni.

Reacțiunile static nedeterminate din pretenționare se pot determina cu metodele generale ale Mecanicii Structurilor. Dificultățile de calcul nu trebuie să constituie un impediment pentru folosirea acestor sisteme în practică. O atenție deosebită trebuie totuși acordată corurilor în care reacțiunile static nedeterminate pot introduce eforturi nefavorabile în structură.

Un exemplu din practică noastră: "Pretensionarea pe două direcții a plăcilor."

Cu ocazia proiectării unor plausee de mare deschidere la care s-au impus structuri plate, a fost adoptat un sistem de dale compuse pretensionate pe mai multe direcții în plan.

Prima încercare de a analiza teoretic efectul pretensionării compuse unei dale a fost făcută pe cel mai simplu caz: dale dreptunghiulare.***

Prin aplicarea pretensionării cu cabluri excentrice iau naștere două efecte:

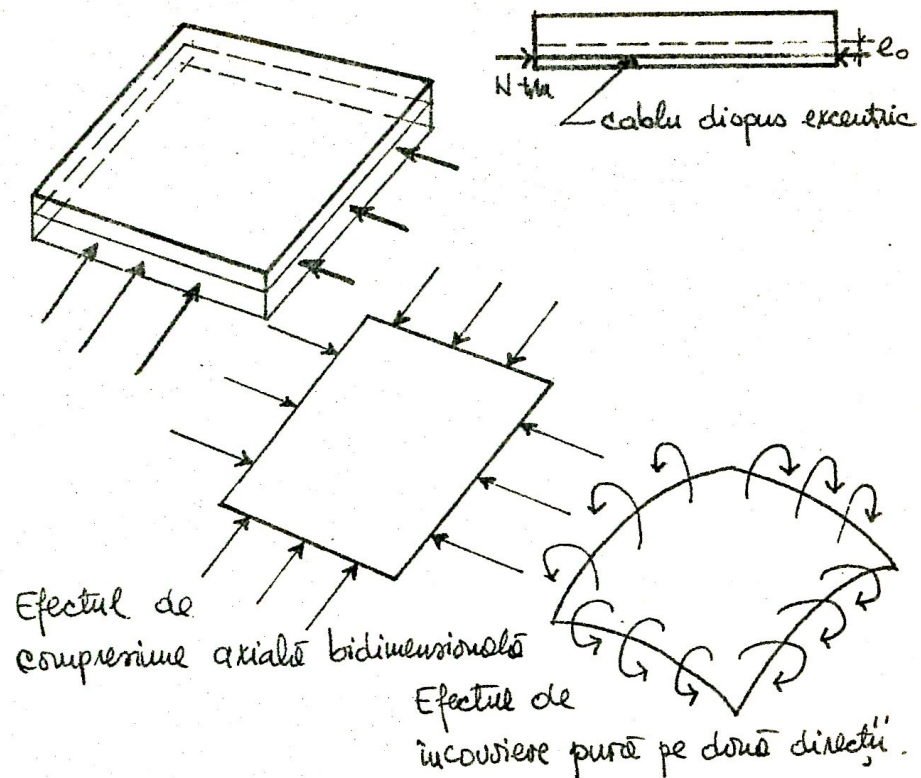
- a. compresime bidimensională;
- b. încoviere pură pe două direcții.

*** Al. Cionigiu - Tr. Popp

"Cinematograf de 900 locuri" - Ind. Constr. nr. 10 - 1962.

Al. Cionigiu - M. Popovici - Tr. Popp

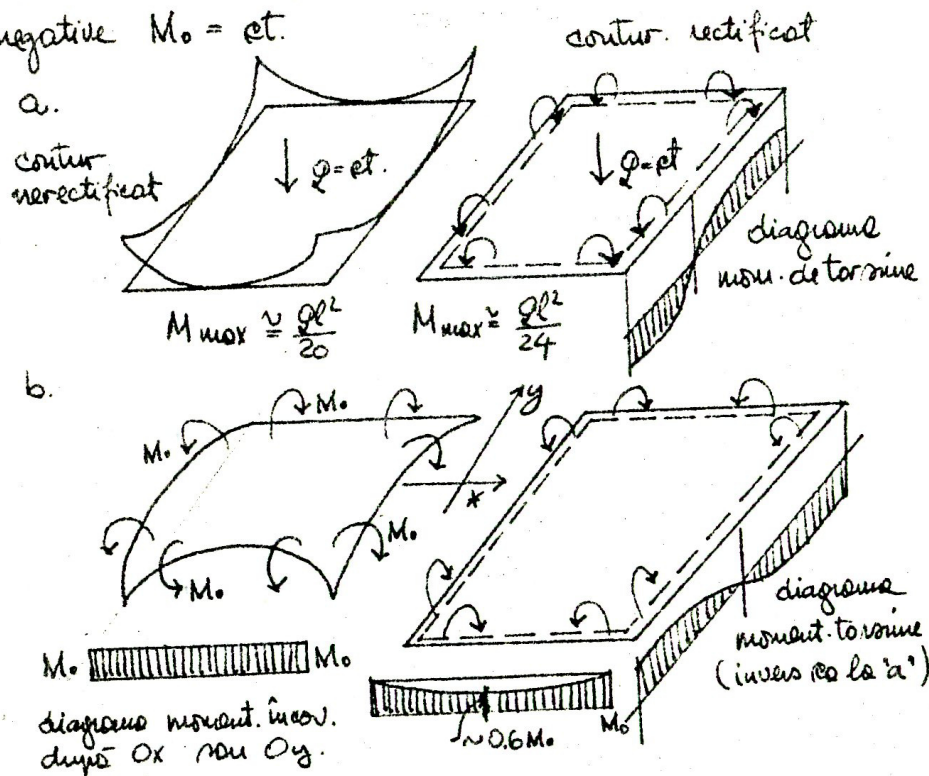
"Calculul elastic al plăcilor dreptunghiulare simplu rezemate, precompresionate pe două direcții" Ind. Construcțiilor nr. 11 - 1962.



Dacă forțele de pretensionare sînt distribuite uniform pe contur (ceea ce nu este neapărat necesar) atunci starea de tensiune din efectul "a" nu ridică niciun fel de probleme de calcul (cu excepția zonelor de capăt în jurul ancorajelor); aceasta e evident, în cazul în care scutirea dalei din compresime nu este oprită de rezeme.

Încovierea plăcii, cu momente negative $M_0 = \sigma_t$ pe contur, conduce la o deformare după o suprafață sferică. Dacă, din condițiile de rezemare simplu sau articulat, conturul plăcii este drept (rectificat), înseamnă că se impune o condiție

suplimentară de deformare pe contur ($W_c = 0$). Această condiție suplimentară devolve pe conturul plăcii un sistem de reacțiuni static nedeterminate, echilibrate pe ansamblu. Din analiza modului de lucru a plăcilor plane, acționate de sarcini gravitaționale, se știe că îndreptarea forțată a conturului introduce momente de torsiune pe contur cu valori maxime în colțuri. Un efect asemănător, dar în sens invers, are loc în cazul rectificării conturului incurbat prin momente negative $M_0 = ct.$



În cazul plăcilor acționate gravitațional, apariția acestor momente de torsiune, a condus la o micșorare a momentelor din câmp. ***

*** $M_{max} = \frac{1}{24} qL^2$, față de $M_{max} = \frac{1}{20} qL^2$ la o placă circulară.

În cazul plăcii încovoiată din pretenziune cu momente pe contur, apariția torsionii conduce de asemenea la micșorarea efectului acestei încovoiere (cu 40% de exemplu la o placă pătrată), de data aceasta în sens defavorabil: $M_{câmp} = 0.60 M_0$ (din pretenziune).

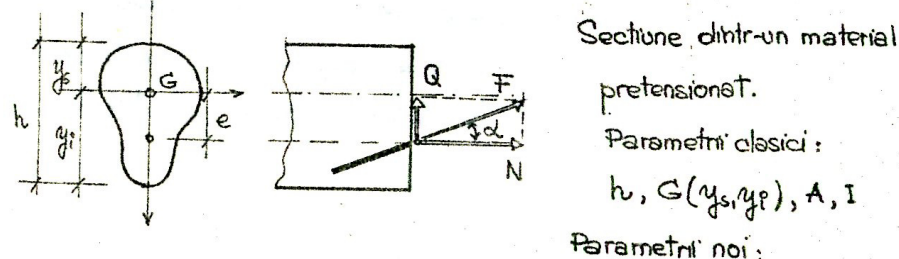
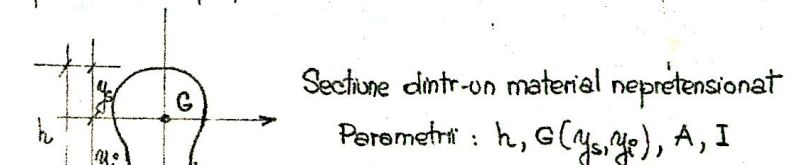
Trebuie menționat încă că apariția unor momente de întindere pe conturul plăcii, inverse celor din acțiune gravitațională, conduce la o micșorare a efectelor de colț (în sens favorabil).

Acest exemplu arată că pretenziunea unui sistem static nedeterminat poate atrage în același timp efecte favorabile și nefavorabile; o exploatare convenabilă a acestor efecte subîntelegem cunoașterea modului de lucru al sistemului în toate fațetele importante: pretenziunea, încercarea ulterioară în diferite trepte, efectul timpului etc.

4. ATRIBUTELE BETONULUI PRECOMPRIMAT

1. Noi parametri de concepție

BP oferă mai mulți parametri de concepție în alegerea dimensiunilor, formelor și a proporțiilor secțiunilor transversale.



N, e , înclinarea α a rezultantei F .
În BP forța N există în mod firesc, se știe însă că prin simpla modificare a excentricității „ e ” în mod convenabil se poate obține în anumite condiții compensarea sarcinii permanente.

2. Elasticitatea secțiunilor

BP este un material care prin concepție nu are fisuri, chiar dacă în anumite situații temporare apar fisuri, după îndepărtarea acțiunilor extraordinare acestea închid la loc și continuitatea într-un anumit sens „elastică” se restabilește.

datorită acestei proprietăți BP constituie un material excelent pentru structurile care trebuie să lucreze în exploatare fără fisuri:

rezervoare, tuburi de presiune, reactoare, etc.

Ce se obține:

- impermeabilitate fără măsuri de impermeabilizare.
- betonul este ferit de coroziune
- armătura este ferită de coroziune
- Verificarea betonului și a armăturii la transfer, când ambele materiale sînt mai puternic solicitate ^{decît} în toate fazele de exploatare normală.

3. Activarea oțelului

Oțelul fiind introdus de la început sub tensiune are un rol activ de la faza zero de solicitare a structurii pînă la rupere.

În sîrmele de SBP efortul de întindere are variații neimportante în timp, este sensibil constant. Constanta forței de pretensionare înseamnă NEOBOSIRE. Oțelul fiind în cazul de față un super generator de forțe exterioare poate fi folosit în condiții maxime:

- a) fără limitarea deformațiilor, care în cazul de față constituie un avantaj $\sigma = \frac{E \times \epsilon}{\text{constant}}$

- b) poate fi solicitat pînă aproape de limita deformațiilor permanente mari $(0,85 \div 0,90) \sigma^R$

4. Betonul precomprimat și flambajul

Precomprimare înseamnă în ultimă analiză compresiune, iar compresiunea în accepțiunea unui material clasic constituie un generator de flambaj. În cazul BP lucrurile se prezintă astfel. Iată formularea clasă de Freyssinet „O Compresiune exercitată prin intermediul unui cablu a cărui axă este solidarizată cu elementul comprimat de maniera de a se deforma concomitent, nu poate niciodată, inclusiv pînă în stadiul de rupere, să provoace flambajul piesei”.

Este evident că la orice tendință de incurbare, specifică flembajului, cablul va readuce elementul la forma inițială.

5. Zveltarea structurilor de beton precomprimat

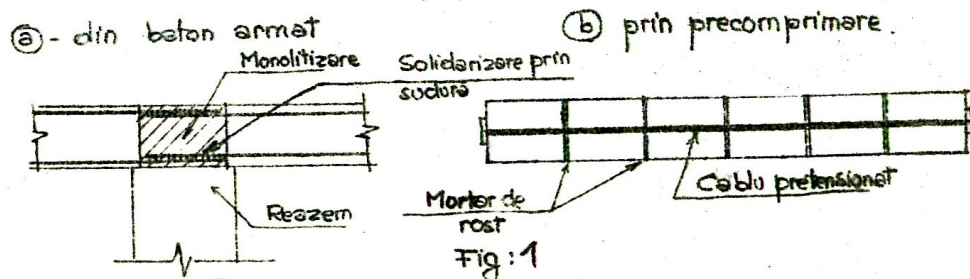
Elementele care concurează la obținerea unor structuri mai zvelte decât din alte materiale sînt:

- Fără de BA, aria secțiunii transversale A și momentul de inerție I , sînt folosite integral.
- Se folosesc betoane de înaltă rezistență. Dacă structura rămîne în exploatare în domeniu elastic de lucru, se pot folosi betoane dure (fragile).
- O parte din greutatea permanentă existentă la precomprimare (uneori în totalitate) poate fi dusă gratuit (fără spor de beton sau armătură).
- Precomprimarea favorizează micșorarea grosimii inimii grinzelor.

6. Betonul precomprimat și industrializarea

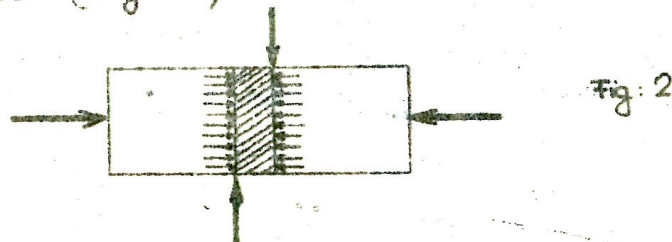
Se știe că unul din aspectele cele mai dificile pe drumul prefabricării structurilor din BA este sistemul de solidarizare a fragmentelor care alcătuiesc structura. Ori, în BP, divizarea în fragmente este un atribut, deoarece asamblarea într-un tot unitar se obține cu ajutorul forțelor de precomprimare (Fig:1)

Asamblarea elementelor prefabricate:



În această problemă este formularea dată de Freyssinet:

"Cel mai bun procedeu de a asocia două piese din beton prefabricat constă în a crea o compresie în intersuprafața dintre ele, indiferent de orientare, chiar dacă aceasta (roșul) este paralelă cu efortul care trebuie transmis" (Fig:2)



În favoarea industrializării proceselor de execuție a BP mai trebuie menționat:

- a) industrializarea tehnologiei betonului: autoclavizarea (pînă la 200°C și 7 atmosfere)
- b) eliminarea cofrajelor și esafosajelor generale.
- c) adaptarea greutății elementelor prefabricate la posibilitățile maxime ale macaralelor.
- d) eliminarea rosturilor de dilatare; reazeme pe neopren, distanțe între rosturi de 3÷4 ori mai mari ca în BA monolit.
- e) folosirea betonului ușor ($\gamma' = 1,5 \div 1,9$)
- f) folosirea betonului din ciment expansiv

7. Betonul precomprimat și siguranța

Folosind materiale de înaltă calitate, cu variații reduse în timp a eforturilor din oțel, cu tehnologii superioare de organizare și dotare mecanică,

BP oferă constructorului și arhitectului:

- siguranță omogenă
- mai multă certitudine
- dimensiuni mai reduse cu siguranță sporită

d) posibilitatea de clozare a siguranței funcție de utilizare.

În concepția franceză, indiferent de destinație, structurile din BP sînt proiectate astfel încît riscul fisurării să nu existe; în alte prescripții și în cele din R.S.R. în anumite situații se admit fisuri cu lățime limitată.

8. Betonul precomprimat și economia.

Economia rezultă din:

- folosirea intensivă a oțelului.
- folosirea intensivă a betonului
- industrializarea execuției.
- reducerea termenelor de execuție.
- admiterea unor rezistențe de calcul diferite funcție de solicitare: de lungă durată sau temporară, normală sau extraordinară.

9. Aspecte sensibile în proiectarea structurilor de BP

Aplicarea și transmiterea forțelor de precomprimare.

- În zonele de ancorare a cablurilor se aplică forțe importante pe suprafețe reduse: aceasta constituie o problemă de contact care trebuie minuțios controlată. În general difuzarea unei forțe localizate în masa betonului este însoțită de un efect de ecatare laterală și de strivire plastică a betonului prin compresione. Pentru ambele efecte în zonele de ancorare este necesară o fretare locală. (Fig: 3)

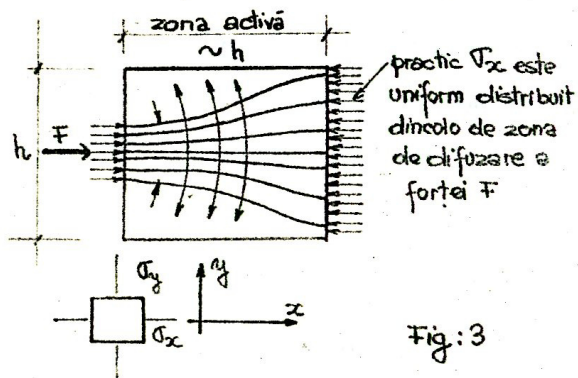
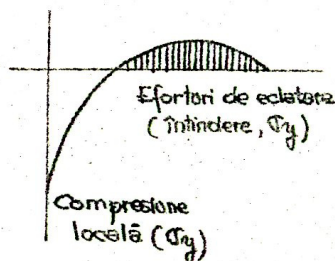


Fig: 3



„ O bună repartizare a eforturilor din ancoraje asupra betonului constituie cel mai bun criteriu al unui proiect și are mult mai mare importanță decât o vanitoasă și iluzorie exactitate în ceea ce privește starea de precomprimare ” Freyssinet (Prin „ repartizarea eforturilor ” trebuie înțeles și drumul forțelor de-a lungul traseelor cablurilor care trebuie să fie CLARE și Sigure .)

Pericolul coroziunii armăturii.

Coroziunea sîrmelor de oțel superor constituie una din problemele vitale ale teoriei și practicii BP. Cauzele pot fi legate de existența unor bule cu apă în mortarul fluid care se injectează în teacă metalică, sau de contactul dintre dinții ancorelor metalice și corpul sîrmei, sau de alte surse încă necunoscute. În principiu orice ipoteză poate fi luate în discuție cît timp nu dispunem de o verificare seculară (BA are o verificare seculară ; cu toate acestea principalul dusman al durabilității în timp s-a dovedit a fi coroziunea armăturilor și a betonului (chimică, electrică, din medii agresive, etc.)

Conurile de ancoraj concepute de Freyssinet care asigură o ancorare ductilă într-o masă suprafretată trebuie să pare preferate sistemelor de ancorare cu dinți.

Fragilitatea.

În BP se asociază două materiale fragile : betonul de marcă superoră (B400 ÷ B600) și oțelul supraecursat. Din asocierea a două materiale fragile ar trebui să rezulte în principiu tot un material fragil.

Experiența nu confirmă această previziune decât în parte.

În mai multe rînduri s-a subliniat că ductilitatea și fragilitatea sînt „ proprietăți de stare ” a materiei : în toate situațiile în care prin precomprimare , betonul lucrează în stare de compresione mono sau

biaxială el se prezintă ca un material fragil, sau mai precis, cu o ductilitate redusă. Atunci când în mod natural sau artificial betonul este în stare de compresie triaxială, el se prezintă ca un material ductil cu toate atributele ductilității: capacitate de adaptare statică și dinamică, rezistență dinamică. Din păcate marea majoritate a structurilor din BP folosite actualmente, trecând la compresie mono sau biaxială, aceasta înseamnă că aceste structuri sînt susceptibile de a prezenta o comportare casantă în cazul unor suprasolicitări excesiv de puternice (seisme, explozii, etc.).

Răspunsul la acțiuni alternative

Momentul încovoiător maxim pe care îl oferă o secțiune simetrică la acțiuni alternative egale în valoare absolută este de numai o jumătate de moment izorezistent ($\frac{1}{2} M$). Pe de altă parte însă procesul de solicitare alternativă a betonului are loc în domeniul elastic de lucru ceea ce înseamnă înaltă rezistență la oboseală.

Deprecomprimarea

Experiența de care dispunem privind prăbușirea unor structuri de BP datorită acțiunilor statice sau dinamice a dus în evidență un fenomen specific și anume deprecomprimarea. Este vorba de descătușarea energiei potențiale din precomprimare datorită unor cauze exterioare: cedarea reazemelor, fenomene de instabilitate elastică (flambaj), etc.

Prăbușirea este fulgerătoare și excesiv de casantă. Forțele de precomprimare, în revenire, accelerează distrugerea. Deși în fiecare caz în parte (Fig: 4) cauza poate fi căutată în afara precomprimării, acest fenomen există în stare latentă și trebuie prevenit printr-o proiectare corespunzătoare:

îndepărtarea cauzelor „exterioare” posibile.

Exemplul 1:

Cupola expoziției „Saem 1” din Skopje.

- Precomprimare în tiranți și colțurile cupolei.
- Reazemare în 4 stâlpi de BA dispusi în colțuri.
- Cauza prăbușirii: cedarea stîlpilor din est-nord.
- Aspectul prăbușirii: colaps total cu aspect casant.

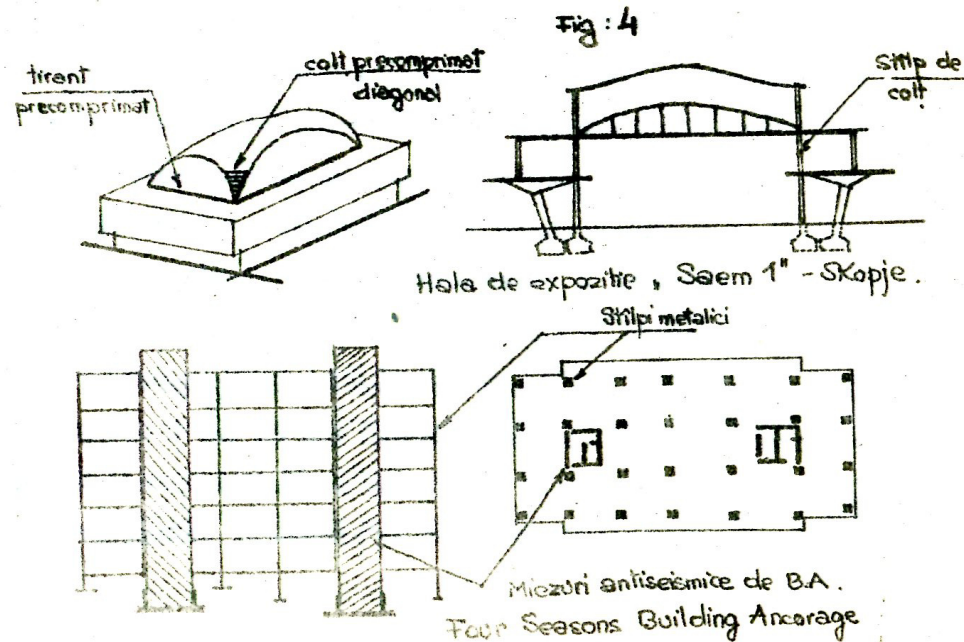
Exemplul 2:

Four Seasons Building. Anchorage - Alaska.

- Precomprimare în celele planșelor pe două direcții.
- Rezistența laterală, două turnuri (miezuri) din BA.
- Cauza prăbușirii: cedarea miezurilor din BA la cutremurul din 1964.
- Aspectul prăbușirii: colaps casant general.

Exemplul 3: Sheduri „S” - București (9x30)

- Precomprimare în placa subțire a shedului.
- Reazemarea, cadre marginale de BA.
- Aspectul prăbușirii: colaps excesiv de casant din încărcări statice.



Otelul. Betonul Armat. Betonul Precomprimat

- Ce putem reproșa otelului ca material clasic de construcție ?

- 1) Expus coroziunii
- 2) Expus flambajului
- 3) Expus focului
- 4) Scomp le transportul forțelor de compresie în raport cu betonul.
- 5) Scomp în general

- Ce putem reproșa betonului armat ?

- a) constituie o frână în folosirea intensivă a materialelor.
- b) Expus agenților corozivi.
- c) Lipsit de ăvetele în construcțiile plate.

Aproape la toate compartimentele menționate, BP oferă fie o soluționare mai bună, fie una echivalentă.

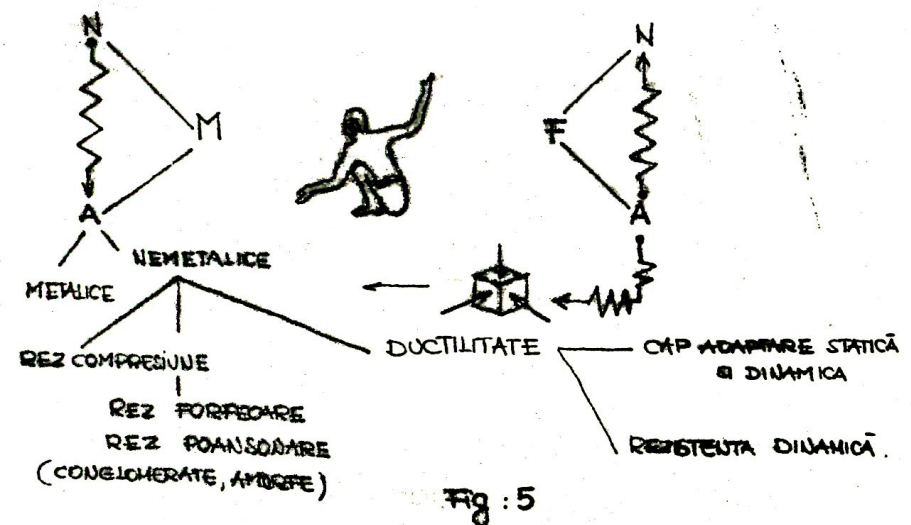
Omul - Materia - Forța și Pretensionarea.

- Omul s-a situat întotdeauna între materie (M) și forță (F). Materia în stare naturală este rezistentă la compresie și forfecare, dar este casantă și nerezistentă la întindere. Obținerea rezistenței la întindere și a ductilității (când este necesară) a însemnat trecerea de la starea naturală la o stare artificială (A), printr-o succesiune de tehnologii care diferă de la material la material (oteliuri, materiale plastice, betonul, etc..)

Principala slăbiciune a materialelor artificiale (pietroase sau metalice) este slaba rezistență la coroziune. Astfel în cazul betonului elementul slab la coroziune este piatra de ciment și nu agregatul.

Forțele naturale au un caracter implecabil dar ele pot fi combătute prin forțe artificiale concepute și dirijate de om în baza principiului pretensionării. Forma cea mai generală de aplicare a principiului pretensionării rezidă

în acționarea cu ecelasi forțe artificiale, simultan, asupra forțelor naturale și asupra materiei solide în sensul de a o situa în starea în care ea oferă creatorului înaltă rezistență și ductilitate. Acesta este sensul profund al precomprimării triaxiale (Fig: 5); precomprimare, care în plus, are și un rol de atenuator al tuturor imperfecțiunilor inițiale ale materiei cauzate de hazardul tehnologic.

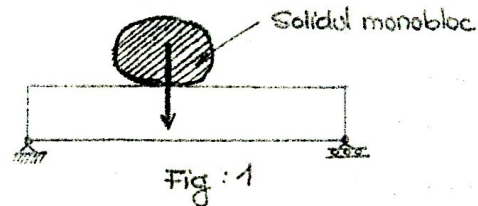


5. ZIDURI DE SPRIJIN, BARAJE, SILOZURI, REZERVOARE

1. Caracterizarea corpului, acțiune - exterioară

Forțele care intervin în proiectarea acestei clase de structuri, au unele particularități legate de starea fizică (solidă, lichidă, gazoasă) și de formele posibile de echilibru ale corpurilor care constituie în acest caz acțiunea exterioară.

- Solidul sub formă de monobloc, are dimensiunile și forma volumului definite de legăturile de coeziune intermoleculare. Pentru a opri mișcarea liberă a unui astfel de corp, este suficient să introducem pe direcția de mișcare a corpului, legături sau obstacole speciale (Fig:1)



- Solidul friabil fără coeziune (exemplu, nisipul)

Forma de echilibru este determinată de existența forțelor de frecare. Frecarea implică prezenta unor presiuni între grănuțele masei friabile. Această presiune rezultă în mod natural din acțiunea forțelor gravitaționale; este ceea ce vom denumi mai târziu, o precomprimare naturală din acțiune gravitațională. Descărcat liber pe un plan orizontal, corpul friabil fără coeziune, se așază într-o formă conică de echilibru „cu taluz natural”. Unghiul φ este întotdeauna același pentru un anumit material. După Coulomb, echilibru la alunecare în punctul M și pe secțiunea AB a unei mase friabile solicitat de greutatea proprie și alte încărcări, este asigurat cât timp starea de eforturi de pe această secțiune satisface condiția :

$$\tau \leq \sigma \tan \varphi \quad (\text{Fig:2})$$

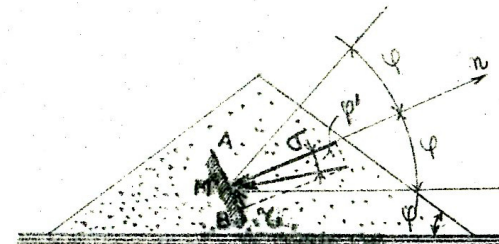


Fig:2

O lege asemănătoare a fost admisă în Mecanica Teoretică pentru frecarea corpurilor solide: unghiul φ este unghiul de frecare, iar $\tan \varphi = f$ este coeficientul de frecare. Interpretarea este următoarea:

- pentru ca, forțele de frecare să fie învinse și alunecarea pe secțiunea AB să aibă loc este necesar ca efortul tangențial de pe această secțiune să fie mai mare decât efortul normal multiplicat cu tangenta unghiului de frecare. Curba intrinsecă a rezistenței unei mase friabile se reduce la două drepte care pleacă din origine (Fig:3)

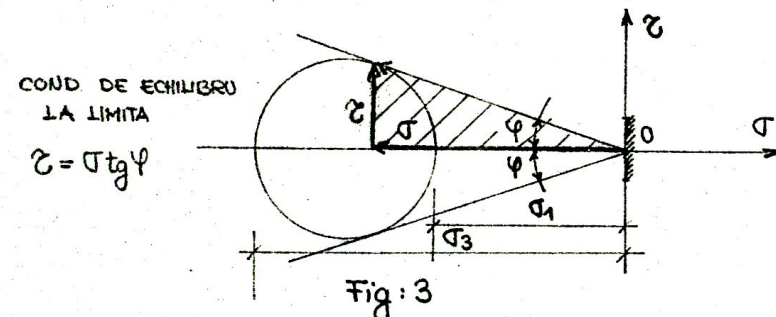


Fig:3

Dacă vrem să oprim tendința de taluzare a unei mase friabile, va trebui să prevedem un perete (zid de sprijin) - sau un recipient de tip „siloz”. În ambele cazuri masa friabilă va apăsa asupra peretilor constituind o acțiune exterioară importantă:

„efectul de împingere a pământului”, „efectul de siloz” (Fig:4)

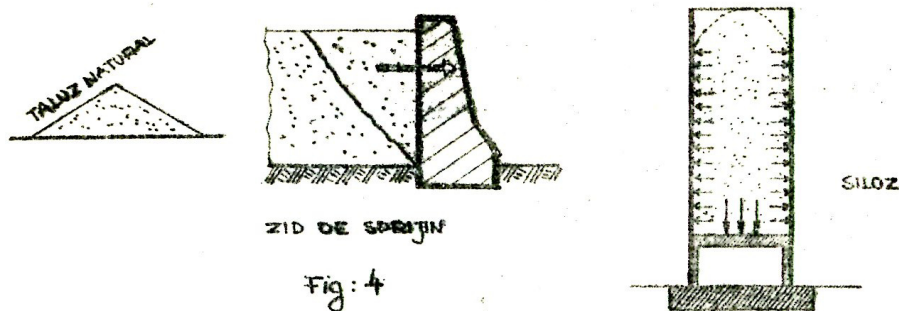


Fig. 4

Efectul zidului de sprijin este local : dacă se suprimă zidul , sau dacă zidul suferă o lunecare din lipsă de stabilitate , masa friabilă are tendința de a se dispune într-un nou echilibru .

Solidul friabil cu coeziune (Argile)

Formele de echilibru și problemele pe care le ridică , sînt aceleași ca în cazul anterior ; se modifică numai constantele fizice ale mediului friabil . Un astfel de material are capacitatea de a rezista la eforturi moderate de întindere . Condiția de echilibru la lunecare se completează cu un termen suplimentar care introduce efectul coeziunii , iar curba intrinsecă pătrunde în domeniul întinderilor . (Fig. 5)

$$\tau \leq \sigma \cdot \tan \varphi + c \quad c = \text{coeziunea}$$

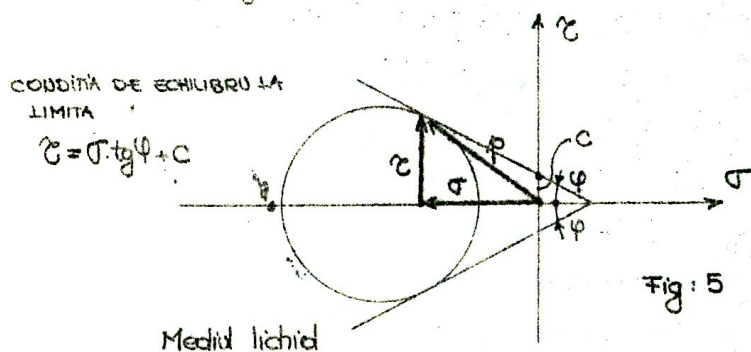


Fig. 5

Mediul lichid

Poate conserva o anumită formă numai prin barajare de jur împrejur , sau prin înmagazinare în rezervoare cu pereți impenetrabili (Fig. 6)

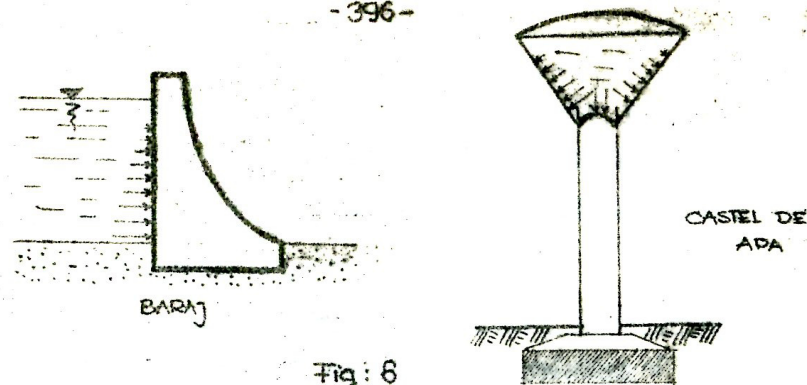


Fig. 6

Mediu gazos

Nu se poate discuta despre o anumită formă a mediului gazos decât în cazul înmagazinării în rezervoare complet etanșe .

2. Presiunea gazelor asupra peretilor

Un gaz introdus forțat într-un recipient etanș la o presiune mai mare decât cea atmosferică , va presa uniform toți pereții dinspre interior înspre exterior . Intensitatea acestei presiuni se exprimă în atmosfere

$$(1 \text{ atm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2)$$

De pildă dacă presiunea extraordinară într-un reactor atomic este de 40 atm , aceasta înseamnă 400 t/mp .

3. Presiunea lichidelor asupra peretilor

- Presiunea „ p ” a unui lichid de densitate „ δ' ” , asupra unui punct material dispus la adîncimea „ y ” este dată de relația :

$$p \text{ t/mp} = \delta' (\text{t/mc}) \cdot y (\text{m})$$

- Presiunea „ hidrostatică ” p , acționează asupra oricărui punct material cu aceeași intensitate în toate sensurile , inclusiv asupra unui perete vertical la adîncimea y (Fig. 7)

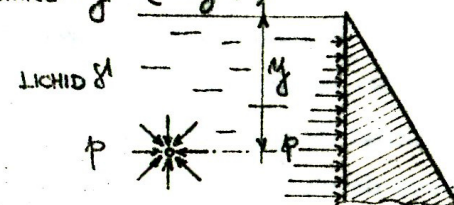


Fig. 7

4. Împingerea activă a pământului

Intensitatea presiunii unei mase friabile asupra unui perete vertical (Fig. 8), poate fi exprimată astfel:

$$p = (\gamma \cdot y) \cdot i = K \cdot \gamma y$$

Termenul notat cu „i” trebuie să fie neapărat o funcție de φ ; se poate arăta că folosind conceptul de curbă intrinsecă se obține:

$$i = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Parametrul „i” diferențiază masele friabile de lichide:

- Masele friabile posedă frecare interioară și rezistență la forfecare ($\varphi > 0$; $i < 1$)
- Masele lichide nu posedă frecare interioară și nici rezistență la forfecare ($\varphi = 0$; $i = 1$)

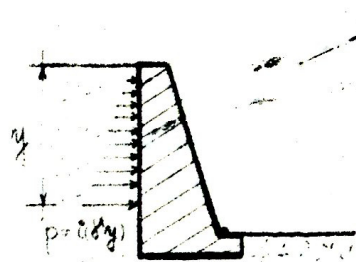


Fig. 8

Pentru nisip uscat:

$$\varphi = 37^\circ \quad i = \frac{1}{4}$$

Pentru argilă uscată:

$$\varphi = 30^\circ \quad i = \frac{1}{3}$$

VALORI MEDII

MASA FRIABILĂ	STAREA	γ t/m ³	φ°
NISIP	USCATA	1,5 ÷ 1,7	30-35°
	PUTIN UMED	1,7 ÷ 1,8	40°
	UMED	2,0	25°
ARGILA	USCAT	1,6 ÷ 1,7	40°-45°
	UMED	1,9	20°-25°
PIETRIS	—	1,8 ÷ 1,85	40°-45°

5. Problema zidurilor de reținere

Două verificări sînt necesare:

- Rezistența masivului
- Stabilitatea generală.

5.1 Condiția de rezistență.

Rezultanta forțelor trebuie să se situeze în interiorul simbului central (în treimea mijlocie). Forțele care intervin sînt:

$$H = \frac{i \gamma h^2}{2} = \text{rezultanta presiunii active a masei reținute pînă la cota } h'$$

$$G = \frac{\gamma_2 \cdot b \cdot h}{2} = \text{greutatea masivului (Fig. 9)}$$

$$b = h \sqrt{\frac{i \gamma_1}{\gamma_2}}$$

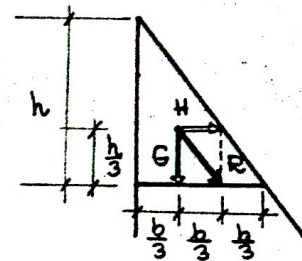


Fig. 9

Exemplificări

Nisip uscat

$$i = \frac{1}{4}; \gamma_1 = 1,6; \gamma_2 = 2,3$$

$$b = \sqrt{\frac{1,6}{4 \times 2,3}} \times h = 0,42 h$$

Argilă uscată.

$$i = \frac{1}{3}; \gamma_1 = 1,7; \gamma_2 = 2,3 \quad b = \sqrt{\frac{1,7}{3 \times 2,3}} \times h = 0,50 h$$

Argilă umedă

$$i = 0,707; \varphi = 40^\circ; \gamma_1 = 1,7; \gamma_2 = 2,3$$

$$b = \sqrt{\frac{1,7}{2,3 \times 0,707}} h = 0,73 h$$

Apă

$$i = 1,00; \varphi = 0; \gamma_1 = 1; \gamma_2 = 2,3$$

$$b = \sqrt{\frac{1,0}{2,3}} \times h = 0,66 h$$

În cazul apei există pericolul infiltratilor în eventualele fisuri din masiv, aceste infiltratii dau naștere la forțe de suprapresiune (de jos în sus)

ceea ce echivalează într-un anumit sens cu o usurare a masivului.

În literatura franceză clasică se recomandă pentru b o valoare sporită:

$$b = 0,88 h \text{ (Levy)}$$

3.2 Stabilitatea laterală.

Stabilitatea la lunecare este asigurată dacă

$$H < F = \text{forța de frecare} = \mu \cdot G$$

Când terenul pe care este fundat masivul este nisipos - stîncos, această condiție este asigurată fără măsuri speciale. Dacă terenul este argilos astfel de măsuri vor trebui luate:

- mărirea masivului pentru a spori componenta normală G și pentru a obține un efect de împingere „pasivă” inversă forței H .
- prevederea unor tiranți de ancorare în masa de pămînt, schimbînd schema de lucru a masivului, (Fig. 11)

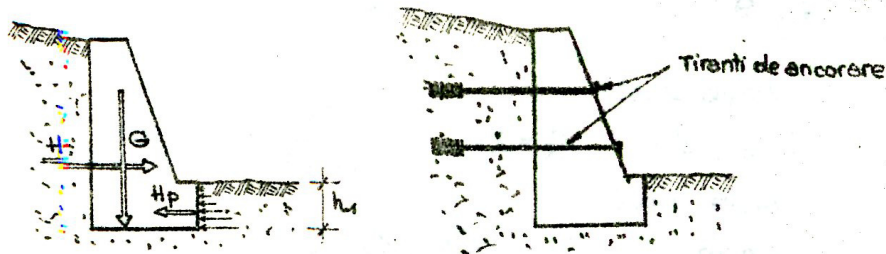


Fig. 11

Forța de împingere pasivă se determină cu relația:

$$H_p = i' \cdot (\sigma' \cdot h_1)$$

$$i' > i \quad i' = \sigma \sigma_0^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

În cele ce urmează se va vedea că tehnica precomprimării oferă și alte soluții mai raționale.

6. Problema silozurilor de mare capacitate

O parte din greutatea masei însilozate se descarcă în infrastructură prin frecare pe pereți, iar restul prin apăsare direct pe fundul silozului. (Fig. 12)

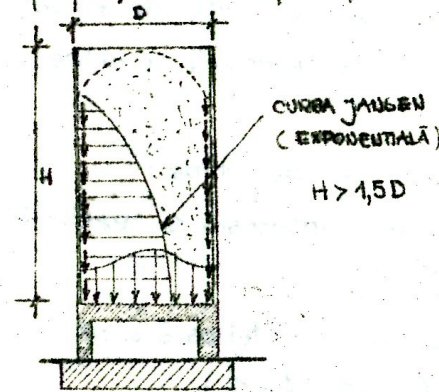


Fig. 12

Sintim intuitiv că înmagazinarea între pereți apropiați a unui volum redus de material friabil, constituie un alt caz decât cel al peretelui de reținere.

Deși teoria nu este încă finisată, în special în problemele dinamice ale maselor însilozate (la descărcare, din seism), totuși presiunea rezultă

mai mică decât cea care se obține pe un perete de reținere dispus pe o parte. Această diminuare a presiunilor datorată formei alungite a recipientului de înmagazinare o vom numi „efectul de siloz”. În practică se consideră că acest efect există dacă $H > 1,5 D$. Dacă $H < 1,5 D$, efectul de siloz se neglijează iar celule de înmagazinare se numesc bunker. Din teoriile clasice, cea mai cunoscută este a lui Jansen, care folosește pentru variația presiunilor pe verticală o lege exponențială. Ca și în alte probleme de mediu mecanic și aici criteriul definitiv va rezulta din generalizarea rezultatelor experiențelor de laborator și a practicii de proiectare - exploatare.

7. Problema barejelor

Un baraj de greutate este o structură masivă realizată din materiale ieftine cu slobă rezistentă la întindere (pămînt, zidărie, beton). Traectoriile eforturilor principale se intuiesc direct dacă ținem seama că cele două laterale constituie linii principale ($\sigma = 0$), (Fig. 13)

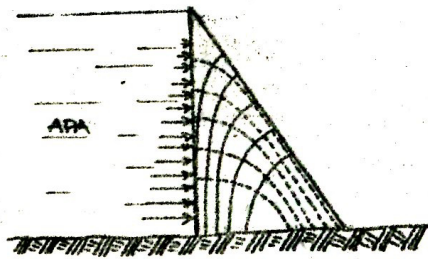


Fig. 13

S-a văzut anterior că din considerente de rezistență s rezultat:

$$b = (0.7-0.9) h = \alpha \cdot h$$

Aceasta înseamnă introducerea unor volume foarte mari de material, de multe ori prohibitive. Realizarea barajului de greutate cu efect de arc încastrat în plan lucrând la compresune, micsorează coeficientul α , barajul se ușurează dar problemele stabilității generale se mențin.

Trecerea de la betonul simplu la betonul armat implică schimbarea schemei statice; de la bareje de greutate, la bareje cu plăci și contraforți sau bareje cu suprafețe sobtiri și contraforți.

Lucrurile pot fi esențial schimbate dacă afară de forțele naturale G și H introducem în mod deliberat forțe artificiale în baza principiului general al precomprimării.

6. Introducerea forțelor de pretensionare

Principii

6.1. Precomprimarea cilindrilor de silozuri și rezervoare.

Presiunea interioară dezvoltă în pereți eforturi de întindere înelară N . Dacă deplasările radiale sînt libere, legea de variație a eforturilor axiale pe înălțime este aceeași cu legea presiunilor. (Fig. 14)

Pereții de beton pot fi menținuți în stare de compresune și complet etanși, dacă se aplică o precomprimare înelară inversă, venind pe înălțime tot după legea presiunilor.

Practic acest lucru se poate obține prin cabluri, sau sîrme aplicate pe suprafața laterală, sau prin cabluri înglobate în grosimea peretelui. În prezent există tehnologii bine puse la punct pentru „bobinarea” continuă și automată a suprafețelor laterale, pentru înglobarea cablurilor în pereți pe fragmente de circumferințe și ancorarea acestora în coaste verticale, etc.

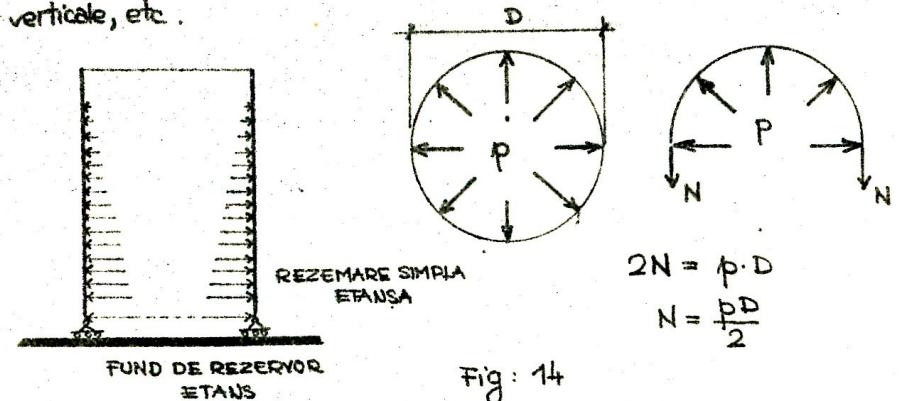


Fig. 14

Exemplificări.

În țara noastră au fost executate din beton precomprimat celule cilindrice pînă la $\Phi 16$ m, pentru silozuri de ciment, celule cilindrice $\Phi 35$ m pentru silozuri de zahăr, rezervoare de toate tipurile, castele de apă, etc. Dacă celulele nu sînt circulare precomprimarea pune probleme suplimentare. Un exemplu de soluționare rațională este sistemul de executare grupată a unor celule hexagonale cu precomprimare periferică a ansamblului.

6.2. Precomprimarea masivelor (sau a contraforților)

în formă triunghiulară sau trapezoidală.

Cablurile trebuie să urmărească în principiu traiectoriile efortului principal σ_1 , de întindere. (Fig. 15). Pentru a funcționa efectiv, aceste cabluri trebuie ancorate la ambele capete. Ancorarea pe contur masivului nu pune probleme deosebite. Ancorarea în terenul de fundație cînd acesta este stîncă rezistentă, este rațională și posibilă.

Acest sistem de dispunere a cablurilor pe traiecte curbate nu s-a impus în practică.

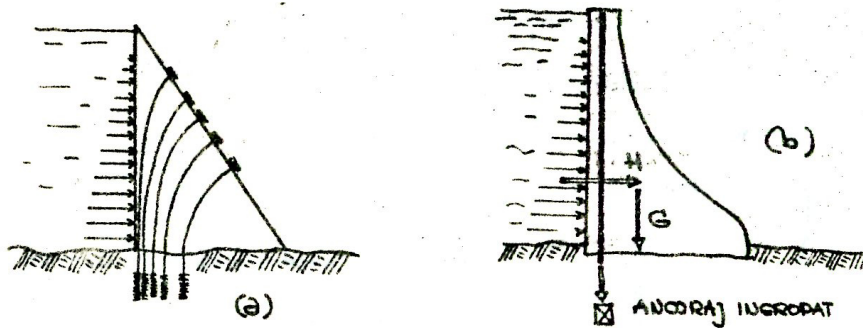


Fig: 15

8.3. Soluționarea rezistenței și stabilității prin tiranți și perne hidrolice.

Sistemele care s-au generalizat în practică se bazează pe folosirea unor cabluri de mare capacitate, pe traiecte drepte, verticale, ancorate în fundamentul stîncos. Tehnologia este în prezent pusă la punct și există o experiență care a confirmat pe deplin concepția. Un astfel de tirant, introduce în jocul echilibrului, o forță nouă verticală V cu un dublu efect: de stabilizare pentru echilibrul de ansamblu și de reglare a eforturilor în sensul eliminării întinderii pe principiul precomprimării.

Operațiile tehnologice vitale pentru reușita unei astfel de idei sînt:

1. Forarea canalului în stîncă (5 ÷ 10 m)
2. Forarea canalului în masivul de beton sau zidărie în cazul în care se consolidează acest procedeu un baraj existent cu un supliment de înălțime (Fig. 16)
3. Injectarea cu mortar de ciment a canalului forat în stîncă după introducerea cablurilor.
4. Injectarea cu bitum a cablului pe porțiunea din corpul barajului

pentru a putea compensa pierderile de tensiune din relaxare prin retracționare în timp.

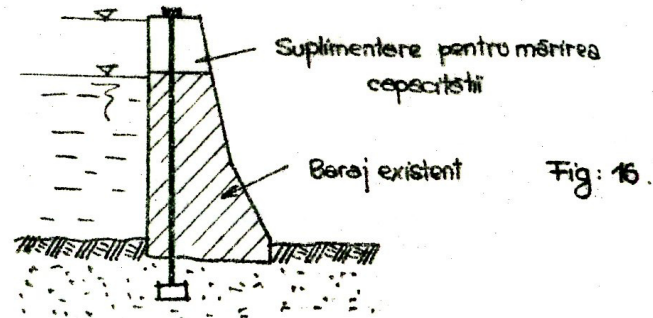


Fig: 16.

Forțe artificiale convenabile introduse în echilibru de ansamblu mai pot fi obținute și folosind „perne hidrolice” de tip Freyssinet.

Pentru aceasta într-un „rost activ” dispus la baza masivului în aval se introduc un număr de perne hidrolice sub presiune constantă. După blocarea pernelor sistemul este acționat de o nouă forță (de regulă înclinată), P . (Fig. 17)

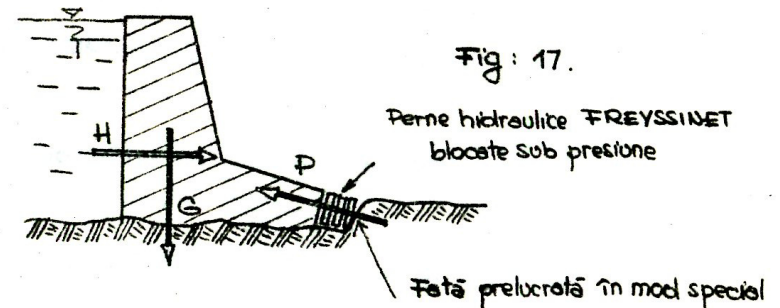


Fig: 17.

Tehnologiile de confecționare și punere în acțiune cu caracter de permanentă în timp a pernelor hidrolice sînt actualmente cunoscute și experimentate.

În cazul unor structuri grele pot fi aplicate simultan ambele moduri de realizare a forțelor artificiale F și P (Fig. 18).

În acest din urmă caz se poate obține o ușurare a masivului de 30 ÷ 40%, acesta este un rezultat extraordinar din punct de vedere tehnico-economic.

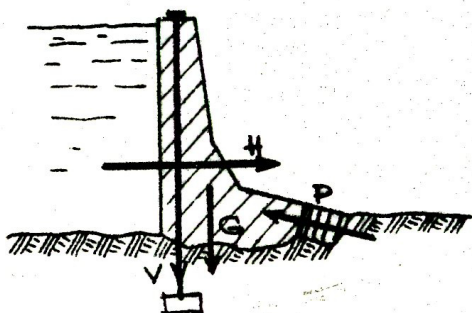


Fig. 18.

În cele expuse mai sus nu au fost amintite alte acțiuni exterioare care pot interveni: acțiunea valurilor în lacul de acumulare, acțiunea hidro-dinamică din cutremure, etc.

În aceste situații cu caracter accidental sau extraordinar, intervenția forțelor F și P joacă un rol important în rezistența și echilibrul ansamblului.

CAPITOL : F ELEMENTE DE DINAMICA.

1. Analiza cazurilor 2-6 de vibrație
2. Exemple.

1. ANALIZA CAZULUI ② DE VIBRAȚIE

Vibrație întreținută neamortizată

$$\ddot{n} + p^2 n = \frac{P(t)}{m}$$

Soluția generală a acestei ecuații se obține astfel:

$$n(t) = \bar{n}(t) + np(t) \quad \text{unde,}$$

$\bar{n}(t)$ = soluția ecuației luată fără membrul doi (partea omogenă)

$np(t)$ = o soluție particulară

Soluția părții omogene, $\bar{n}(t)$, a fost obținută în cazul 1.

Soluția particulară poate fi obținută din aplicarea principiului suprapunerii efectelor impulsurilor elementare. (fig.1)

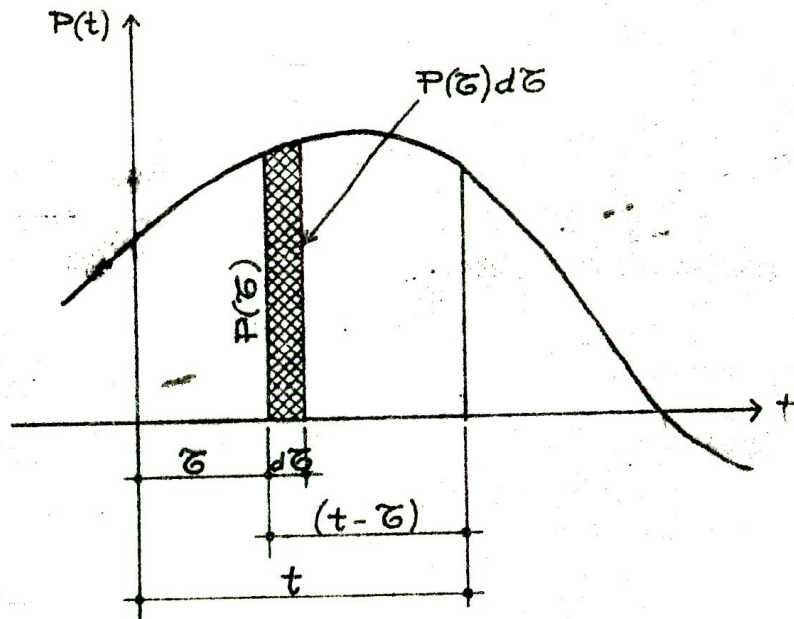


Fig. 1

Dacă aplicăm sistemului considerat liber un impuls instantaneu I la timpul $t = \tau$, atunci în momentul aplicării impulsului, deplasarea $n(\tau) = 0$, iar sistemul capătă în virtutea principiului cantității de mișcare o viteză, $\dot{n}(\tau) \neq 0$.

$$I = m \cdot \dot{n}(\tau)$$

$$\dot{n}(\tau) = \frac{I}{m}$$

Răspunsul sistemului datorat impulsului I , pentru $t > \tau$, este de forma:

$$n(t)^I = A \sin(pt + \alpha)$$

Aici, A și α nu sînt constante, ci funcții care rezultă din condițiile mișcării la timpul $t = \tau$.

$$A \sin(p\tau + \alpha) = 0 \quad (\text{condiția deplasării})$$

$$Ap \cos(p\tau + \alpha) = \frac{I}{m} \quad (\text{condiția vitezei})$$

$$\alpha = -p\tau$$

$$A = \frac{I}{mp}$$

$$n(t)^I = \frac{I}{mp} \sin p(t - \tau)$$

Dacă conform fig. 1 facem $I = P(\tau) d\tau$, atunci răspunsul datorat acestei acțiuni elementare devine:

$$\frac{1}{mp} P(\tau) \sin p(t - \tau) d\tau$$

Efectul forței excitatoare $P(t)$ la timpul t considerat ca o continuitate de impulsuri elementare se obține prin integrare,

$$u_p = \frac{1}{mp} \int_0^t P(\tau) \sin p(t - \tau) d\tau$$

Soluția completă devine:

$$u(t) = \Delta \sin(pt + \alpha) + \frac{1}{mp} \int_0^t P(\tau) \sin p(t - \tau) d\tau \text{ unde,}$$

$$\Delta = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0}{p}\right)^2}$$

$$\tan \alpha = \frac{u_0 p}{\dot{u}_0}$$

Dacă la $t=0$ sistemul este în repaos, acesta fiind cazul care ne interesează în analiza noastră, atunci,

$$\underline{u(t) = \frac{1}{mp} \int_0^t P(\tau) \sin p(t - \tau) d\tau}$$

ANALIZA CAZULUI (3)

Vibrație întreținută neamortizată cu excitarea cinematică a bazei

$$\ddot{u} + p^2 u = -a(t)$$

În acest caz avem o mișcare relativă $u(t)$ și o mișcare absolută $u(t) + x(t)$.

În ecuația diferențială de mai sus funcția $a(t)$ reprezintă accelerația excitației cinematice a bazei.

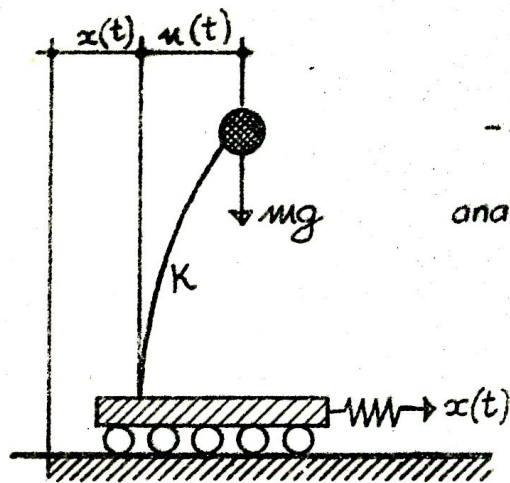
Ecuațiile diferențiale ale cazurilor (2) și (3) fiind analoage putem scrie:

$$\frac{P(t)}{m} = -a(t) \rightarrow P(t) = -m \cdot a(t)$$

Interpretarea analogiei este următoarea: răspunsul relativ al masei sistemului excitat la bază cu o mișcare a cărei accelerație este $a(t)$ poate fi obținut considerind baza fixă și aplicind asupra masei o forță perturbatoare egală cu o forță inertială $-m \cdot a(t)$.

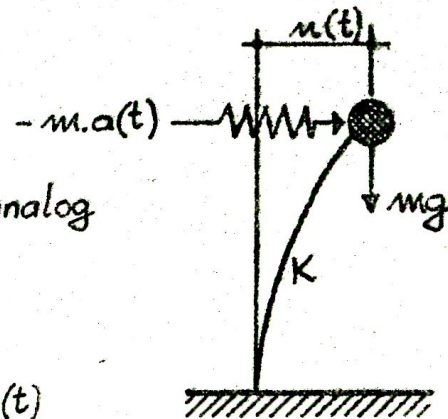
În aceste condiții, dacă la timpul $t=0$ avem repaos, $u_0 = 0$ și $\dot{u}_0 = 0$, atunci soluția se obține imediat:

$$u(t) = -\frac{1}{p} \int_0^t a(\tau) \sin p(t - \tau) d\tau$$

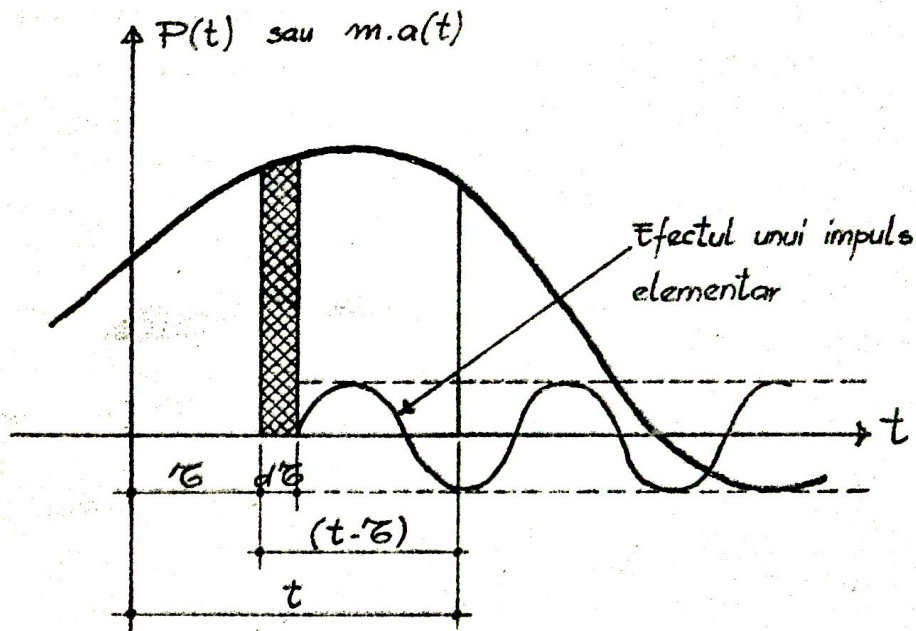


$$\ddot{x}(t) = a(t)$$

analog



Interpretarea suprapunerii impulsurilor în cazurile ② și ③



ANALIZA CAZULUI ④

Vibrație liberă amortizată

$$\ddot{u} + 2n\dot{u} + p^2u = 0$$

Rădăcinile ecuației caracteristice :

$$\lambda_{1,2} = -n \pm \sqrt{n^2 - p^2} = -n \pm ip\sqrt{1 - \left(\frac{n}{p}\right)^2}$$

Se introduc relațiile :

$$\left(\frac{n}{p}\right) = \lambda \quad ; \quad p_1 = p\sqrt{1 - \lambda^2}$$

$$\underline{\lambda_{1,2} = -n \pm ip_1}$$

Sînt posibile patru cazuri :

$$n > p \quad \dots \quad \lambda > 1$$

$$n < p \quad \dots \quad \lambda < 1$$

$$n = p \quad \dots \quad \lambda = 1$$

$$n = 0 \quad \dots \quad \lambda = 0$$

Cazul $\lambda > 1$ corespunde la o vibrație supraamortizată, aperiodică (overdamped) vibration.

Cazul $\lambda < 1$ corespunde la o vibrație subamortizată cu o periodicitate variabilă (underdamped) vibration.

Cazul $\lambda=1$, este un caz de graniță, care corespunde la o vibrație aperiodică cu o amortizare critică (critically damped vibration.)

Cazul $\lambda=0$, a fost studiat anterior și corespunde unui fenomen de limită, la o vibrație neamortizată, perfect periodică.

La structurile reale $\lambda < 1$ întotdeauna.

Raportul λ devine un criteriu al amortizării vîscoase și este denumit „fracțiunea din amortizare critică”, sau $\lambda\%$, procentul din amortizarea critică.

Rădăcinile fiind complexe - conjugate, soluția ecuației diferențiale poate fi pusă sub forma:

$$u(t) = A e^{-nt} \sin(p_1 t + \alpha)$$

sau

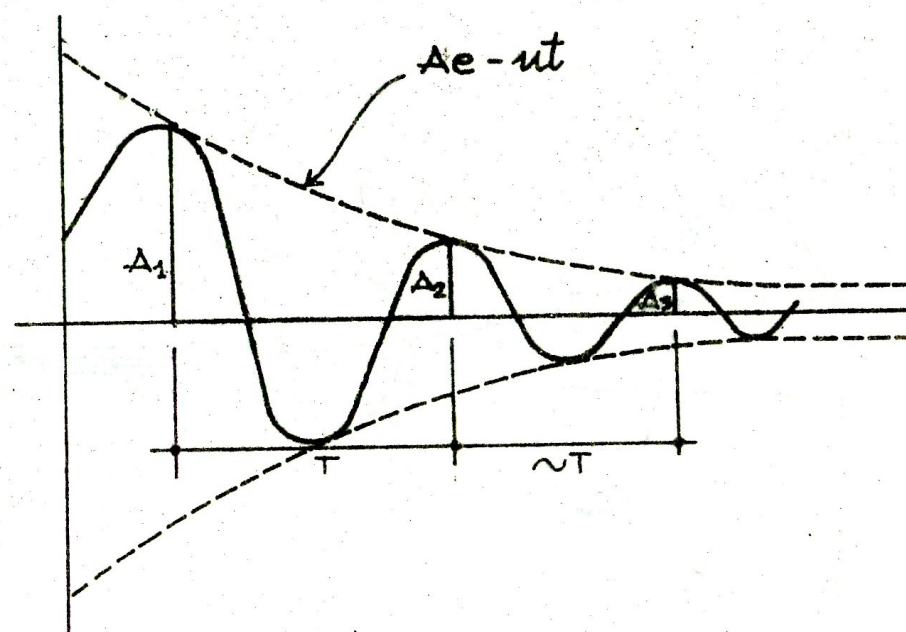
$$u(t) = e^{-nt} (C_1 \sin p_1 t + C_2 \cos p_1 t)$$

Constantele A și α , respectiv C_1 și C_2 , se determină din condițiile inițiale.

Dacă la $A=0$, $u(0)=u_0$ și $\dot{u}(0)=\dot{u}_0$ atunci,

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{u_0 p_1}{\dot{u}_0 + n u_0}; \quad A = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0 + n u_0}{p_1} \right)^2}$$

$$C_1 = \frac{\dot{u}_0 + n u_0}{p_1}; \quad C_2 = u_0$$

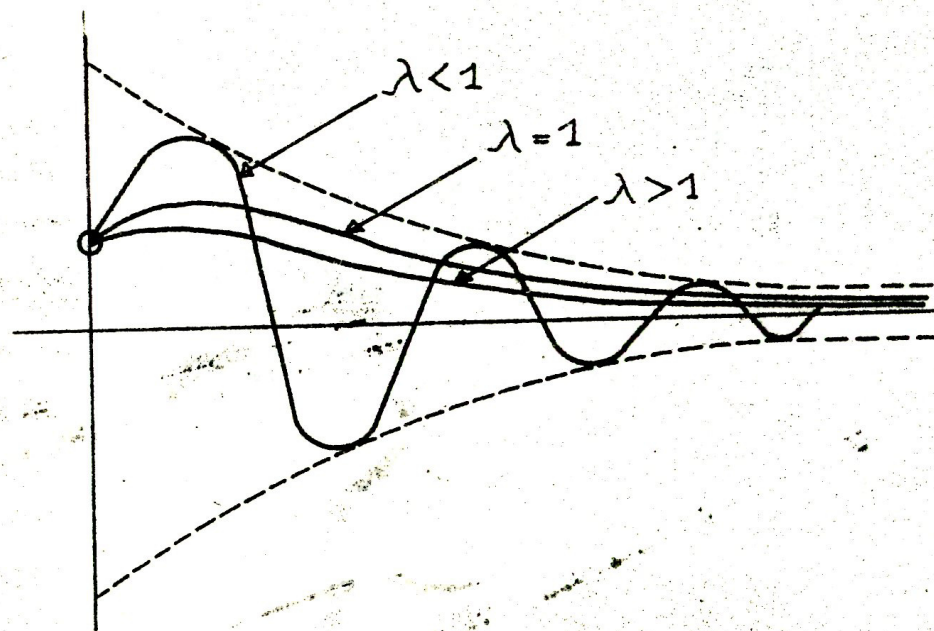


INTERPRETARI

1. Pentru valori relativ reduse ale amortizării λ avem:

$$p_1 = p \sqrt{1 - \lambda^2} \cong p$$

Aceasta înseamnă că pentru amortizări suficient de moderate, frecvențele și perioadele mișcării amortizate pot fi determinate cu destulă exactitate ca pentru o mișcare neamortizată.



Valori medii informative de reținut:

- structuri flexibile din oțel → $\lambda = 1 \div 2\%$
- structuri din beton armat în stadiul elastic de lucru → $\lambda = 3 \div 4\%$
- idem cu deformări plastice mici → $\lambda = 4 \div 6\%$
- structuri din beton armat asociate cu panouri din zidărie → $\lambda \approx 10\%$
- structuri din zidărie → $\lambda = 15 \div 20\%$

ANALIZA CAZULUI ⑤

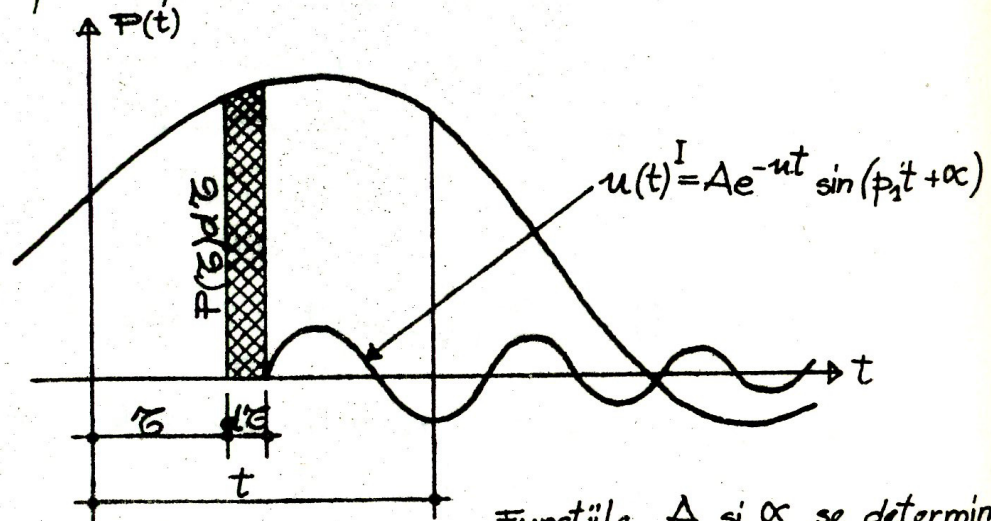
Vibrație întreținută amortizată

$$\ddot{u} + 2n\dot{u} + p^2u = \frac{P(t)}{m}$$

Dacă la $t=0$ avem repaos, atunci rezolvarea se reduce la căutarea unei soluții particulare.

Ca și în cazul ② se aplică principiul suprapunerii efectelor impulsurilor.

Vibrația dată de un impuls I , aplicat instantaneu, va fi de tipul „liberă amortizată”.



Funcțiile A și α se determină din condițiile la timpul $t=\tau$, adică:

$$u(\tau) = 0; \quad \dot{u}(\tau) = \frac{I}{m}$$

$$Ae^{-n\tau} \sin(p_1\tau + \alpha) = 0$$

$$-nAe^{-n\tau} \sin(p_1\tau + \alpha) + p_1Ae^{-n\tau} \cos(p_1\tau + \alpha) = \frac{I}{m}$$

$$\alpha = -p_1 \tau ; \quad A = \frac{I}{m p_1 e^{-u \tau}}$$

Ecuația vibrației provocate de impulsul I va fi:

$$u(t)^I = \frac{I}{m p_1} \cdot e^{-u(t-\tau)} \sin p_1(t-\tau)$$

Dacă facem $I = P(\tau) d\tau$ și însumăm efectele succesiunii continue de impulsuri obținem soluția căutată:

$$u(t) = \frac{1}{m p_1} \int_0^t P(\tau) e^{-u(t-\tau)} \sin p_1(t-\tau) d\tau$$

CAZUL 6

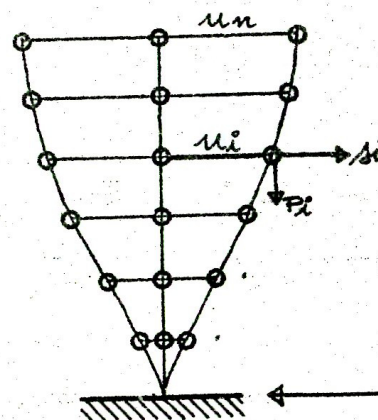
Vibrație întreținută amortizată cu excitația cinematică a bazei

$$\ddot{u} + 2u\dot{u} + p^2 u = -a(t)$$

Soluția se obține prin analogie:

$$u = -\frac{1}{p_1} \int_0^t a(\tau) e^{-u(t-\tau)} \sin p_1(t-\tau) d\tau$$

LEGEA DINAMICĂ DE DISTRIBUȚIE A FORȚEI SEISMICE DE LA BAZA STRUCTURII Q_B PE ÎNĂLTÎME



Vibrație staționară în modul 1.

u_i = amplitudinea maximă a masei „i”

$$u(t) = u_i \sin(pt + \alpha) \dots \dots \dots \text{vezi cazul } \textcircled{1}$$

$$\dot{u}(t) = p u_i \cos(pt + \alpha)$$

$$\ddot{u}(t) = -p^2 \underbrace{u_i \sin(pt + \alpha)}_{u(t)}$$

$$\ddot{u}(t) = -p^2 \cdot u$$

$$(\ddot{u})_{\max} = a = (-p^2) \cdot \frac{u_i}{\text{amplitudinea maximă}}$$

Accelerația este proporțională cu deplasarea maselor.

$$S_i = m \cdot a = [(-p^2) \cdot u_i] \cdot \frac{P_i}{g} = \left(-\frac{p^2}{g}\right) \cdot P_i u_i$$

$$Q_B = \sum_1^n S_i = \left(-\frac{p^2}{g}\right) \sum_1^n P_i u_i$$

$$\Delta_i = \left(-\frac{P^2}{g}\right) P_i u_i$$

$$Q_B = \left(-\frac{P^2}{g}\right) \sum_1^n P_i u_i$$

$$\frac{\Delta_i}{Q_B} = \frac{P_i u_i}{\sum_1^n P_i u_i} \Rightarrow \Delta_i = Q_B \frac{P_i u_i}{\sum_1^n P_i u_i}$$

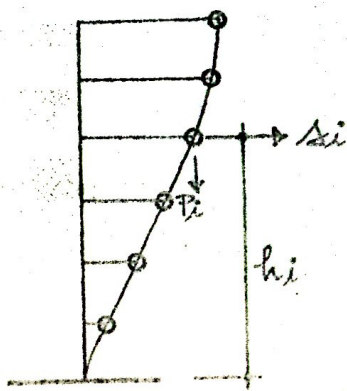
Notăm : $\xi_i = \frac{u_i}{u_m} = \text{coeficientul formei de vibrație}$

$$\Delta_i = Q_B \frac{P_i \xi_i}{\sum_1^n P_i \xi_i}$$

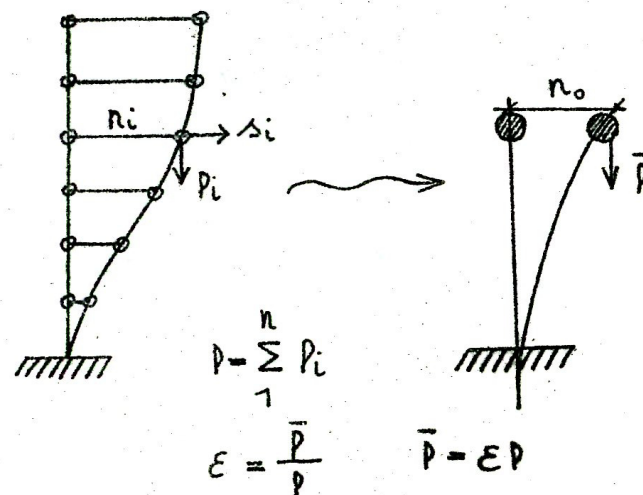
NOTĂ. În prescripțiile americane această formulă este simplificată astfel :

$$\Delta_i = Q_B \frac{P_i h_i}{\sum_1^n P_i h_i}$$

$h_i = \text{înălțimea masei în raport cu baza.}$



ECHIVALAREA SISTEMULUI CU „n” MASE CU SISTEMUL SIMPLU CARE STA LA BAZA TEORIEI SPECTRELOR



CRITERIILE ECHIVALĂRII :

1. Egalitatea perioadelor fundamentale de vibrație

$$T_n = T_1$$

2. Egalitatea energiilor potențiale maxime.

$$E_n = E_1$$

Din (1) se obține:

$$T_n = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i n_i^2}{\sum_{i=1}^n P_i n_i}}$$

[Implică cunoașterea formei de vibrație prin n_i]

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{n_0} \dots \text{vezi cazul 1}$$

Din $T_n = T_1$ rezultă

$$n_0^2 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n P_i n_i^2 \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n P_i n_i \right]^2}$$

Din (2) se obține:

$$E_i = \frac{1}{2} \text{ si } n_i = \left(-\frac{P^2}{2g} \right) P_i n_i^2$$

$$E_n = \left(-\frac{P^2}{2g} \right) \sum_{i=1}^n P_i n_i^2$$

$$E_1 = \left(-\frac{P^2}{2g} \right) \bar{P} n_0^2$$

$$E_1 = E_n$$

$$n_0^2 = \frac{\sum_{i=1}^n P_i n_i^2}{\bar{P}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i n_i^2}{\varepsilon \sum_{i=1}^n P_i}$$

$$\parallel$$

$$\varepsilon \bar{P} = \varepsilon \sum_{i=1}^n P_i$$

Egalind n_0^2 din cele două condiții obținem:

$$\frac{\sum_{i=1}^n P_i n_i^2}{\varepsilon \sum_{i=1}^n P_i} = \frac{\left[\sum_{i=1}^n P_i n_i^2 \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n P_i n_i \right]^2}$$

$\parallel$

$$\varepsilon = \frac{\left[\sum_{i=1}^n P_i n_i \right]^2}{\sum_{i=1}^n P_i \times \sum_{i=1}^n P_i n_i^2} = \frac{\left[\sum_{i=1}^n P_i \eta_i \right]^2}{\sum_{i=1}^n P_i \times \sum_{i=1}^n P_i \eta_i^2}$$

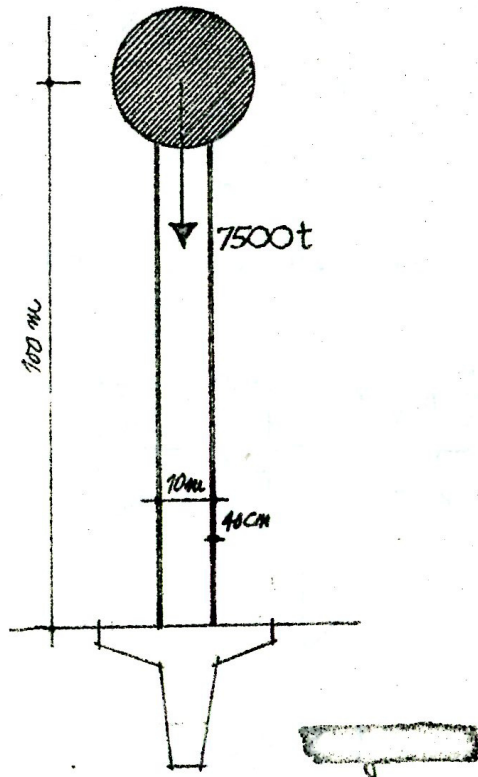
ε ca interpretare este factorul de participare al modurilor de vibrație

$$\sum_{i=1}^n \varepsilon_i = 1$$

Practic se determină numai ε_1 care corespunde modului 1 de vibrație.

2. Aplicația 1

Să se determine aproximativ perioada de vibrație proprie a structurii unui castel de apă de 7.500 mc



Date

Capacitatea.....7.500 t

Greutatea rezervorului + jumătatea din greu-

tatea tubului.....2.500 t

10.000 t

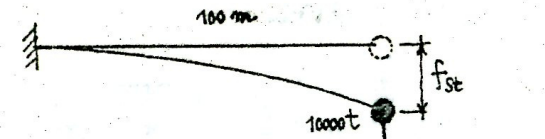
Marca..... $R_b = 400$

$E_b = 18000 \sqrt{R_b} = 3,6 \times 10^6 \text{ t/mp}$

$$I_0 = \frac{\pi}{64} (D_1^4 - D_2^4) = \frac{\pi}{64} (10^4 - 9,2^4) = \frac{\pi}{64} (10.000 - 7.150) = 140 \text{ m}^4$$

Determinarea perioadei de vibrație proprie:

$$T = 0,2 \sqrt{fst}$$

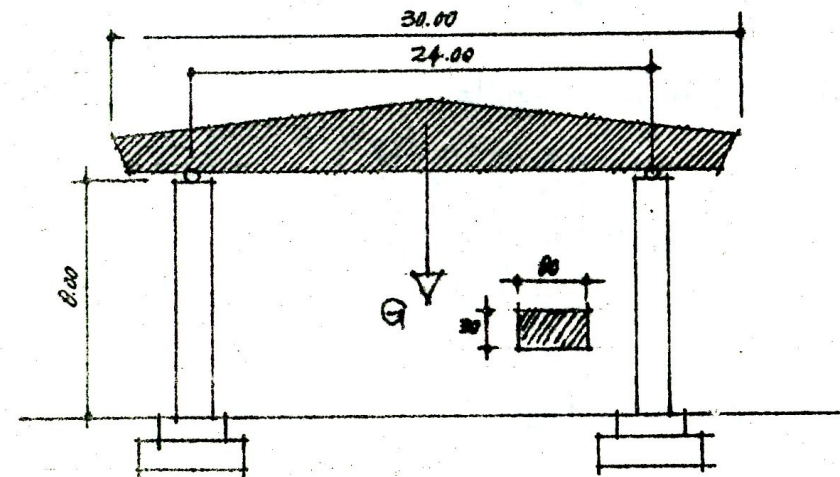


$$fst = \frac{Pl^3}{3EI} = \frac{10.000 \times 100^3}{3 \times 3,6 \times 10^6 \times 140}$$

$$fst = 6,65 \text{ m} = 665 \text{ cm}$$

$$T^{sec} = 0,2 \sqrt{665} = 5,15 \text{ sec}$$

Aplicația 2. Proportționarea unei structuri de tipul "hală - parter" pentru un cutremur echivalent cu ELC 100%



Date

- Încărcarea totală pe mp (incl. zăpada) $q = 0,65 \text{ t/mp}$

- Traveea..... $B = 6,0 \text{ m}$

- Greutatea aferentă: $G = 30 \times 6 \times 0,65 = 120 \text{ t}$

- Marca betonului..... $R_b = 300$

- Modulul de elasticitate al betonului $E_b = 18000 \sqrt{R_b} = 3 \times 10^5 \text{ Kgr/cm}^2$

- Momentul de inerție al stîlpilor (transversal)

$$I = 2 \times \frac{1}{12} \times 30 \times 80^3 = 5 \times 80^3 \text{ cm}^4$$

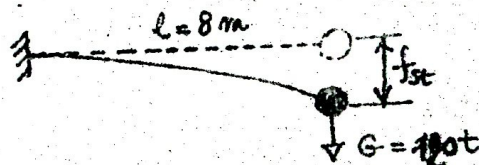
- Frecvența din amortizarea critică: $\lambda = 6,5 \%$

- Disponibilitatea garantată: $D = 5$

-425-

Determinarea perioadei

$$T = 0,2 \sqrt{f_{st}}$$



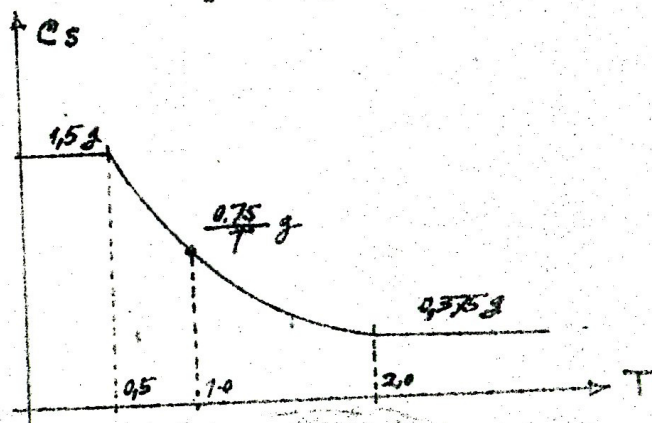
$$f_{st} = \frac{Gl^3}{3EI} = \frac{120.000 \times 8^3 \times 10^6}{3 \times 3 \times 10^5 \times 5 \times 8^3 \times 10^3} = 26,6 \text{ cm}$$

$$T = 0,2 \sqrt{26,6} \approx 1 \text{ sec}$$

Coefficientul fortei seismice pentru MEC 100%

neamortizat

$$C_{SN} = \frac{0,25}{T} = \frac{0,25}{1} = 0,25 \text{ din } \xi$$



Spectrul schematizat al coef. seismice pentru MEC 100%

Efectul amortizării elastice $\lambda = 6,5\%$

$$\psi_E = \frac{1,6}{\sqrt{\lambda + 2,5}} = \frac{1,6}{3}$$

Efectul amortizării din dif. plastice $\mu = 5$

$$\psi_D = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} = \frac{1}{3}$$

Valoarea fortei seismice la curent

$$F_S = 0,95 \times \frac{1,6}{3} \times \frac{1}{3} \times 1 \times G = 0,154 G$$

-426-

$$\overline{V}_g = 0,134 \times 120 = 16 \text{ tone}$$

Momentul ultim la baza stîlpilor

$$M^U = 8^t \times 8^m = 64 \text{ tm (pentru un stîlp)}$$

Conformarea stîlpilor.

(Anexa Nr. "Proportționarea stîlpilor compri-
mați excentric").

a) Momentul "izorezistent"

$$\overline{M} = \frac{M^U}{R_1} = \frac{1}{6} \times 30 \times 80^2 \times 250$$

$$R_1 = 250$$

$$\overline{M} = 80 \text{ tm}$$

b) Coef. utilizării intrinseci a secțiunii

$$\eta = \frac{M^U}{\overline{M}} = \frac{64}{80} = 0,80$$

(satisfăcător)

c) Participarea betonului la rezistența secțiunii

(m_b).

$$\sigma_0 = \frac{N^U}{A_b} = \frac{60.000}{30 \times 80} = 25$$

$$R_1 = 250$$

$$s = \frac{\sigma_0}{R_1} = \frac{1}{10} \text{ (F. Bine)}$$

$$m_b = 3s(1-s) = 3 \times \frac{1}{10} \left(1 - \frac{1}{10}\right) = 0,27$$

(din abacă, $m_b = 0,24$)

d) Participarea armăturii $m_a = \frac{M}{\%} \times \overline{m}_a$

$\frac{M}{\%}$ (trebuie determinat)

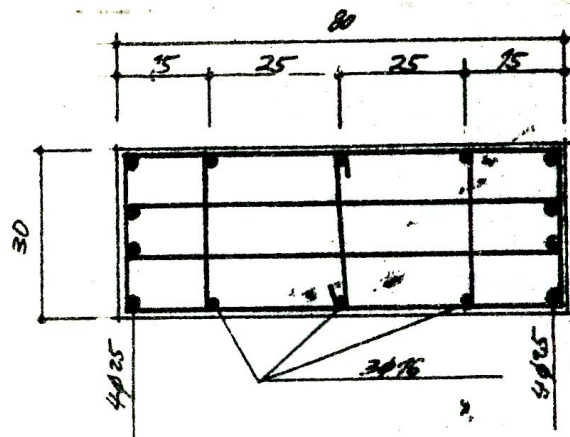
$$\overline{m}_a = 0,615 \text{ pentru } \sigma_y = 2.850 \text{ și } R_b = 300$$

$$\frac{M}{\%} = \frac{\eta - m_b}{\overline{m}_a} = \frac{0,80 - 0,27}{0,615} = 0,86$$

$$A_F = 0,86 \times \frac{30 \times 80}{100} = 20,6 \text{ cm}^2$$

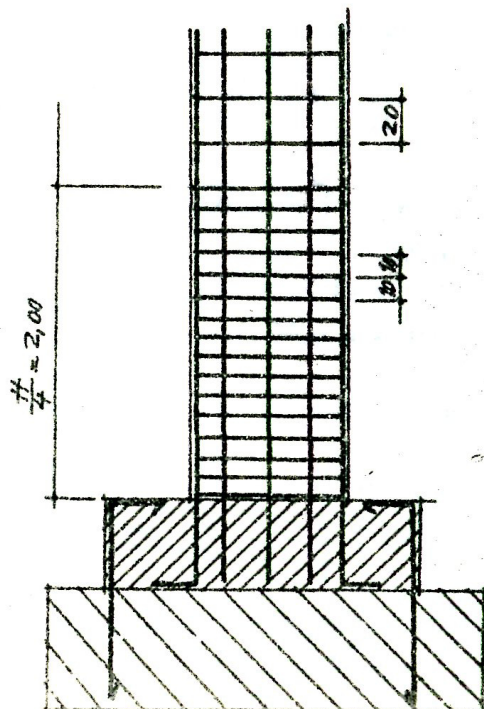
luăm 4 $\varnothing 25$ ($A_F = 19,60 \text{ cm}^2$)

- 427 -



Conformarea antiseismică de ansamblu.
(Direcția transversală)

- Pretarea pe un sfert din înălțimea stîlpului cu etrieri $\phi 10 / 10$ cm.
- Eliminarea innădirilor în zona fretată.
- Recomandabil folosirea unor *carcase* sudate pe întreaga înălțime a stîlpilor



- 428 -

Efectul fretării

- Sporul rezistenței la compresiune

$$\rho \approx 1 + \frac{\mu_v}{2}$$

$$\mu_v = \frac{M_{x,de} \times 100}{b \times s} = \frac{4 \times 0.8 \times 100}{30 \times 10} = 1.1$$

$$\rho \approx 1 + \frac{1.1}{2} = 1.55$$

- Sporul deformabilității la compresiune

$$\rho \approx 1 + \sqrt{\mu_v} = 1 + \sqrt{0.55} = 1.75$$

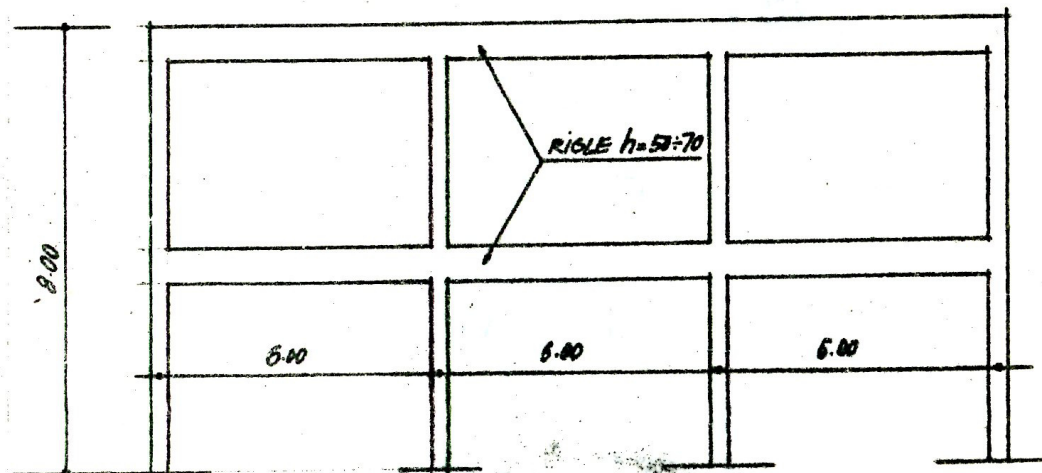
Concluzie

Cu acești parametri de rezistență și deformabilitate se poate ^{compta} pe o ductilitate de minimum 5.

Conformarea antiseismică pe direcția longitudinală.

- Se transformă sistemul în cadre
- Riglele longitudinale vor fi dispuse funcție de soluția de iluminare naturală laterală, aspect arhitectural, alte considerente funcționale.

Cadrul longitudinal



Faza de "proportionare corectă" este încheiată. Urmează proiectarea de detaliu care nu poate modifica conceptul stabilit.