

**Universitatea „POLITEHNICA” din Timișoara  
Facultatea de Construcții și Arhitectură**

**Ing. Simina Iovan**

# **TEZĂ DE DOCTORAT**

**Contribuții la folosirea betoanelor de ciment  
la îmbrăcăminti rutiere rigide**

BIBLIOTECA CENTRALA  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMISOARA

**Conducător științific:**

**Prof. Dr. Doc. Ing. IOAN FILIMON**

**Prof. Dr. ing. CORNELIU BOB**

**TIMIȘOARA  
2003**

# CUPRINS

## PREFAȚĂ

### **Cap. 1. Introducere.....1**

1.1 Scurt istoric al dezvoltării betoanelor armate cu fibre de oțel.....2

1.2 Subiectul tezei de doctorat.....4

### **Cap. 2. Aspecte generale asupra îmbrăcăminților rutiere rigide .....5**

2.1. Considerații generale asupra îmbrăcăminților rutiere rigide.....5

2.2. Evoluția îmbrăcăminților rutiere rigide.....6

2.3. Avantajele și dezavantajele îmbrăcăminților rutiere rigide.....8

2.4. Tendințe în proiectarea și realizarea îmbrăcăminților rutiere rigide.....11

2.5. Elemente geometrice ale îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment....13

### **Cap.3. Materiale utilizate la îmbrăcămințile rutiere din beton de ciment.....17**

3.1 Generalități.....17

3.2. Agregatele naturale.....18

3.3. Cimentul.....	25
3.3.1. Caracteristici specifice impuse cimenturilor rutiere.....	29
3.4. Aditivi.....	31
3.4.1. Aditivi plastifianți.....	31
3.4.2. Antrenori de aer.....	32
3.4.3. Aditivi micști.....	33
3.5. Apa.....	34
3.6. Adaosuri.....	34
3.7. Oțelul beton.....	35
3.8. Alte materiale.....	35

## **Cap. 4. Aspecte teoretice privind betoanele rutiere.....37**

4.1. Clasificarea betoanelor rutiere.....	37
4.2. Stabilirea compoziției betoanelor rutiere.....	38
4.3. Caracteristicile betonului rutier proaspăt.....	41
4.3.1. Lucrabilitatea.....	42
4.3.2. Densitatea aparentă.....	45
4.3.3. Volumul conținutului de aer oclus.....	46
4.4. Caracteristicile betonului întărit.....	50
4.4.1. Densitatea aparentă.....	51
4.4.2. Determinarea compactității.....	55
4.4.3. Determinarea absorbției de apă.....	55
4.4.4. Determinarea porozității.....	56
4.4.5. Determinarea rezistenței la compresiune.....	59
4.4.6. Determinarea rezistenței la întindere.....	60
4.4.7. Gelivitatea sau rezistența la îngheț-dezghet.....	62
4.4.8. Con tracția betonului.....	65

## **Cap.5. Studii și cercetări experimentale în vederea stabilirii soluțiilor tehnice privind ranforsarea sistemelor rutiere elastice prin utilizarea diferitelor tipuri de beton de ciment .....66**

5.1. Introducere.....	66
5.2. Investigarea sectorului experimental.....	67
5.3. Necesitatea și oportunitatea ranforsării.....	69
5.4. Caracteristici ale sectorului proiectat.....	69
5.5. Dimensionarea sistemului rutier.....	73
5.5.1. Aspecte teoretice privind metoda standard de dimensionare a sistemelor rutiere.....	73
5.5.2. Soluții de ranforsare studiate, propuse și executate.....	84
5.5.2.1. Ranforsarea sistemului rutier cu dala din beton simplu.....	84
5.5.2.2. Ranforsarea sistemului rutier cu dala din beton armată cu fibre de oțel și din beton simplu.....	84
5.5.2.3. Concluzii privind dimensionarea sistemului rutier ranforsat cu beton de ciment armat cu fibre de oțel.....	96
5.6. Studiul comparativ al soluțiilor de ranforsare.....	97
5.6.1. Analiza costurilor.....	97
5.6.2. Analiza consumurilor energetice.....	99
5.7 Dezavantajele metodei de dimensionare și noile propuneri de proiectare a structurilor rutiere rigide.....	100

## **Cap.6. Programul experimental în laborator.....103**

6.1. Introducere.....	103
6.2. Element experimental.....	105
6.3. Caracteristicile straturilor de sub dală.....	107
6.4. Caracteristicile betonului.....	110
6.5. Dispozitivul de încercare.....	112

6.6. Calculul valorilor de control.....	114
6.7. Tehnologia încercării.....	128
6.8. Prezentarea rezultatelor și concluzii.....	129
<b>Cap. 7. Contribuții la stadiul privind fisurarea dalelor din beton, datorită contracției.....</b>	<b>133</b>
7.1. Introducere.....	133
7.2. Contractia la uscare.....	134
7.3. Considerații privind studiul la fisurarea unei dale din beton datorită contractiei.....	142
<b>Cap. 8 Concluzii, contribuții originale, aplicabilitate și valorificarea rezultatelor cercetării.....</b>	<b>149</b>
8.1. Concluzii.....	149
8.2. Contribuții originale.....	151
8.3. Aplicabilitatea și valorificarea rezultatelor cercetării.....	153
<b>BIBLIOGRAFIE.....</b>	<b>155</b>

# PREFAȚĂ

Dezvoltarea economiei naționale a determinat intensificarea activității de cercetare în domeniul sectorului de drumuri, impunând rezolvarea unor noi probleme, corespunzătoare cerințelor și stadiului de dezvoltare a științei și tehnicii, atât pe plan intern și internațional.

Printre unele dintre problemele nerezolvate din sectorul rutier se numără și introducerea unor noi materiale și tehnici de ranforsare a structurilor rutiere existente.

În acest scop s-a luat în considerare posibilitatea ranforsării drumurilor, mai ales pentru drumurile cu trafic greu, folosind îmbrăcămînți rutiere din beton de ciment, autoarea inițiind în acest sens studii și cercetări, ale căror rezultate fac obiectul tezei de doctorat.

În contextul acestei preocupări se înscrie și efortul prezentei teze de doctorat, în care autoarea a căutat să își aducă modesta contribuție.

Lucrarea de doctorat este rezultatul muncii de peste 26 ani a autoarei în activitatea de producție, cercetare științifică și învățământul superior.

Conținutul tezei are un pronunțat caracter aplicativ atât pentru activitatea de proiectare cât și pentru activitatea de producție în domeniul construcției și întreținerii drumurilor publice.

Teza de doctorat este structurată pe 8 capitole și conține 160 pagini în care sunt incluse 39 figuri, 3 fotografii 85 relații și 40 tabele.

Autoarea aduce un pios omagiu celui care a fost, domnul prof. dr. doc. ing. Ioan Filimon, sub a cărui conducere, și-a desfășurat în mare parte studiile și cercetările experimentale, precum și domnului prof. dr. ing. Corneliu Bob , care cu înaltă competență, mare perseverență și exigență a îndrumat autoarea în activitatea de finalizare a cercetărilor și elaborare a tezei de doctorat.

Cu deosebită considerație autoarea aduce mulțumirile sale domnilor profesori universitari doctori ingineri:

- prof.dr.ing. Nicolae Vlad - Universitatea „Gheorghe Asachi” Iași
- prof.dr.ing Mihai Iliescu - Universitatea Tehnică Cluj Napoca
- prof.dr.ing Gheorghe Lucaci - Universitatea „Politehnica” Timișoara

referenți științifici oficiali, care cu multă bunăvoință au analizat conținutul tezei de doctorat și au oferit cu multă generozitate sfaturi și îndemnuri pentru finalizarea acesteia.

Cu deosebită considerație, autoarea aduce mulțumirile sale domnului prof. dr.ing. Cornel Jiva care cu multă bunăvoință m-a ajutat în activitatea de elaborare a tezei de doctorat oferindu-mi cu multă generozitate prețioase sfaturi și îndemnuri pentru finalizarea acesteia.

De asemenea, autoarea își exprimă recunoștința față de conducerea Universității „Politehnica” din Timișoara, Facultatea de Construcții și Arhitectură, precum și Departamentului de Construcții Civile, Industriale și Agricole respectiv a colaboratorilor din cadrul Departamentului de Construcții Civile, Industriale și Agricole și Departamentului de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicații Terestre, și a celorla din cadrul Direcției Regionale de Drumuri și Poduri Timișoara, care m-au sprijinit în realizarea unor studii și cercetări în vederea elaborării tezei de doctorat.

Adresez mulțumiri antreprenorilor care au lucrat pe sectoarele de drum și care m-au sprijinit pentru implementarea studiilor și cercetărilor făcute pe sectoarele experimentale.

Adresez calde mulțumiri colegilor din Facultatea de Management în Producție și Transporturi - Catedra de Management din Universitatea „Politehnica” Timișoara care m-au ajutat și încurajat în permanență.

Cu toată dragostea, mulțumesc familiei, care a fost tot timpul lângă mine și m-a înțeles, pe parcursul elaborării tezei de doctorat.

Tuturor sincere mulțumiri,  
Autoarea.



# CAPITOLUL 1

## Introducere

Etapa actuală de dezvoltare a țării noastre și creșterea traficului rutier și în special creșterea traficului greu, a determinat în mod logic și dezvoltarea rețelei de drumuri. Volumul mărfurilor transportate și a călătorilor au crescut an de an în paralel cu creșterea capacității de transport și respectiv a sarcinii pe osie.

Această măsură s-a impus cu atât mai mult cu cât cheltuielile și consumurile de carburanți și lubrefianți pe tona transportată sunt cu atât mai reduse cu cât capacitatea de transport a autovehiculelor este mai mare. În acest context, în lucrare se abordează problema studiului cercetării și dimensionării ranforsării sistemelor rutiere rigide prin utilizarea diferitelor tipuri de betoane de ciment, precum și încercarea experimentală în condiții de laborator a unei dale din beton de ciment.

Folosirea pe scară largă a betonului, betonului armat și betonului precomprimat, datorită avantajelor pe care acest material le prezintă, face ca atenția constructorilor să fie îndreptată înspre găsirea mijloacelor și căilor care să îmbunătățească tot mai mult caracteristicile tehnice ale acestui important material de construcții. Una din posibilitățile de îmbunătățire a proprietăților fizico-

mecanice ale betonului o constituie armarea cu bare din oțel beton și cu fibre de oțel.

Betoanele armate cu fibre, numite și betoane cu armare dispersă, rezultă prin înglobarea în masa betonului a unei anumite cantități de fibre discontinue de oțel, sticlă, polimeri sau altele.

La obținerea betonului se utilizează lianți hidraulici, agregate grele sau ușoare, apă și eventuali aditivi.

## **1.1 Scurt istoric al dezvoltării betoanelor armate cu fibre de oțel**

Ideea armării disperse a materialelor de construcții, în scopul îmbunătățirii caracteristicilor fizico-mecanice și a durabilității acestora, este cunoscută din cele mai vechi timpuri: paiele tocate s-au utilizat la armarea cărămizii nearse și a pereților, iar părul de cal și fibrele de sisal au fost folosite pentru obținerea de ipsos armat /20/.

Apariția betoanelor cu armare dispersă a avut loc la începutul secolului XIX. Astfel în S.U.A. în anul 1910 au fost publicate studiile lui Porter, privind caracteristicile fizico-mecanice ale betonului în masa căruia au fost introduse cuie tăiate . Tot în S.U.A, în anul 1914, a fost înregistrat primul brevet, de către Ficklin, care s-a referit la un beton cu o mare rezistență la uzură și șoc, obținut prin înglobarea în masa betonului a unor piese metalice . Prin anii 1920 s-a propus de către Kleinlogel folosirea de materiale din pastă de ciment armată cu fibre de oțel; idei similare au existat și în Franța privind folosirea deșeurilor metalice pentru armarea betonului.

În 1938 Zitkevic a brevetat un beton întărit cu bucăți de sârmă moale.

Betonul armat cu fibre de oțel a fost folosit, pentru prima dată, de inginerul italian L.Nervi la cupola Palatului Sporturilor de la Roma /110/. El a înglobat în beton bucăți scurte de sârmă de oțel, constatând concomitent cu creșterea

rezistențelor la întindere și la încovoiere, o reducere substanțială a contracției betonului. Trebuie remarcat, că printre primii cercetători care s-au ocupat de betonul cu fibre de oțel a fost și cunoscutul inginer român Gogu Constantinescu, care în 1954 a înregistrat patentul american nr.2677955 privind acest nou material.

Cercetări sistematice și intense privind betonul armat cu fibre de oțel au început să fie întreprinse în mai multe țări în deceniul al șaptelea al secolului XX. Se poate spune că bazele teoretice și tehnologice privind acest material au fost asigurate de studiul publicat în 1963, în S.U.A, de către Romualdi și Batson.

În Anglia pentru cercetarea și aplicarea betonului cu fibre de oțel colaborează National Standard Company cu Richard Jonson și Newpew Ltd, iar în Rusia au fost elaborate instrucțiuni privind tehnologia de fabricare a acestui material. Începând cu deceniul al șaptelea s-au făcut eforturi pentru producerea pe scară largă a materialului și aplicarea sa în țările amintite mai sus, precum și în Canada, Japonia, Australia și Europa /20/.

La noi în țară acest material se studiază din anul 1972 și pe baza studiilor efectuate la laboratorul de beton armat al Institutului Politehnic din Timișoara s-au elaborat în 1977 „Îndrumătorul pentru folosirea betonului armat cu fibre de oțel” /2/, iar în 1980 „Instrucțiuni tehnice pentru folosirea betonului armat cu fibre de oțel, indicativ C.201-80”, /4/, /6/.

Cei mai mulți cercetători au urmărit performanțele betonului armat cu fibre de oțel prin prisma rezistențelor mecanice ale acestui nou material, fiind cercetate rezistențele la întindere , compresiune, tăiere, șoc, uzură și îngheț-dezgheț.

Pe baza cercetărilor întreprinse privind tehnologia și caracteristicile fizico-mecanice ale betonului armat cu fibre de oțel au fost întreprinse în ultimul timp cercetări privind domeniile de aplicare ale acestui material și în domeniul rutier.

## 1.2 Subiectul tezei de doctorat

Lucrarea de doctorat reprezintă o amplă analiză a studiilor teoretice și experimentale existente pe plan mondial, cât și a studiilor și cercetărilor proprii efectuate, referitoare la îmbrăcămințile rutiere rigide, realizate din beton de ciment.

Prin orientarea investigațiilor în scopul acumulării de noi cunoștințe asupra unui obiectiv practic, specific sectorului de drumuri, prin desfășurarea cercetărilor ca urmare a cerințelor ridicate de practica producției, prin stabilirea tehnologiilor pentru realizarea la scară mare a fenomenelor și proceselor evidențiate prin cercetările de laborator, prin finalizarea cu aplicarea și extinderea în producție, cercetările prezentate în lucrarea de doctorat au în principal un caracter aplicativ.

Oportunitatea studiilor și cercetărilor efectuate este determinată de tendința actuală din sectorul rutier, atât pe plan intern cât și internațional, de utilizare a materialelor locale, în scopul diversificării betoanelor de ciment rutiere, precum și a ranforsării sistemelor rutiere elastice și rigide prin utilizarea diferitelor tipuri de betoane de ciment, a reducerii prețului de cost, paralel cu implementarea unor noi tehnici de calcul a grosimilor de ranforsare a sistemelor rutiere existente.

Teza de doctorat elaborată are ca scop prezentarea contribuțiilor importante aduse de studiile și cercetările experimentale efectuate în vederea stabilirii soluțiilor tehnice privind ranforsarea sistemelor rutiere rigide și elastice prin utilizarea diferitelor tipuri de betoane de ciment precum și încercările experimentale efectuate în laborator pe o dală din beton armat solicitată la încărcări de oboseală și încărcări statice.

Lucrarea de doctorat prezintă unele contribuții aduse la studiile teoretice referitoare la aspectele generale asupra îmbrăcăminților rutiere rigide, cu referire la materialele utilizate la realizarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment. Se fac referiri importante privind aspectele teoretice referitoare la betoanele rutiere cu privire la stabilirea compoziției betoanelor rutiere, caracteristicile betonului rutier proaspăt și a betonului întărit.

# CAPITOLUL 2

## Aspecte generale privind îmbrăcămințile din beton de ciment

### 2.1 Considerații generale asupra îmbrăcăminților rutiere rigide

Structurile rutiere care au în alcătuirea lor unul sau mai multe straturi din beton de ciment sau macadam cimentat formează structurile rutiere rigide.

Criteriul principal care stă la baza clasificării structurilor rutiere este modul de comportare al lor sub acțiunea încărcărilor.

Structurile rutiere se clasifică astfel /61/:

- structuri rutiere rigide;
- structuri rutiere suple;
- structuri rutiere mixte.

De remarcat este faptul că, în cazul structurilor rutiere rigide, îmbrăcămintea constituie elementul principal, și în consecință, comportarea structurii rutiere, în exploatare, se confundă cu comportarea îmbrăcăminții. De regulă, îmbrăcămințile rutiere se realizează pe toată lățimea părții carosabile, sub forma unor dale din

beton de ciment, cu o grosime de 180 - 250 mm, având rosturi longitudinale între benzile de circulație, precum și rosturi transversale de contracție și dilatație.

Dala din beton de ciment poate fi realizată dintr-un singur strat sau din două straturi, cel inferior fiind numit strat de rezistență, iar cel superior, fiind numit strat de uzură.

Datorită faptului că în cazul dalelor din beton de ciment, repartizarea sarcinilor se realizează pe o suprafață mult mai mare decât în cazul îmbrăcăminților rutiere executate din mixturi asfaltice, rezultă că și deformațiile sub sarcini, în cazul acestora, sunt mai reduse ceea ce este foarte important din punct de vedere al comportării în exploatare. În mod normal, îmbrăcămițile rutiere au o durată de exploatare de 20...30 ani, mult mai mare decât cele suple sau mixte /57/.

## **2.2 Evoluția îmbrăcăminților rutiere rigide**

Îmbrăcămițile rutiere din beton de ciment își găsesc astăzi o largă aplicabilitate, atât la realizarea straturilor complexului rutier (în primul rând, a îmbrăcăminților rutiere), și a pistelor pentru aerodromuri.

Îmbrăcămițile rutiere din beton de ciment au apărut în anul 1865, în Scoția. În anul 1888, s-au executat lucrări asemănătoare și în Germania, iar în anul 1892 în S.U.A.

Cu toate că aceste lucrări se comportă foarte bine în exploatare, se constată o stagnare în realizarea acestora până în anul 1909, când se execută în Elveția, aproape 3 kilometrii de îmbrăcămiți rutiere din beton de ciment, iar în anul 1914 alți 2,5 kilometri pe același drum.

După o nouă perioadă de stagnare, abia în anul 1925 se continuă realizarea îmbrăcăminților rutiere rigide, prin aplicarea lor, la construcția autostrăzilor în Italia și apoi în Germania. În Franța, primele îmbrăcămiți din beton de ciment își

fac apariția după 1920, iar de atunci, ele cunosc o dezvoltare neîntreruptă și în creștere.

În perioada 1934-1945, în Germania, s-au realizat 1860 kilometri de autostrăzi cu îmbrăcămînți din beton de ciment. Fiind o soluție avantajoasă, în anumite condiții tehnice și economice, rețeaua rutieră cu îmbrăcămînți din beton de ciment se dezvoltă rapid și în S.U.A, reprezentând peste 80% din rețeaua industrială și de mare importanță, respectiv circa 25%, din rețeaua de autostrăzi din Franța și Anglia, și circa 90% în Austria.

În țara noastră, construcția drumurilor cu îmbrăcămînți din beton de ciment a început odată cu realizarea în anul 1932 a unui sector de drum pe DN1, lângă Predeal.

La 1 ianuarie 1999, din totalul de 153057 kilometri de drumuri publice realizate la noi în țară, 20784 kilometri avem îmbrăcămînți bituminoase, 25645 kilometri pavaje din piatră fasonată și 3255 kilometri drumuri cu îmbrăcămînți din beton de ciment adică 16,7%, iar restul fiind drumuri de pământ.

Din punct de vedere al lungimii rețelei rutiere cu 153057 km drumuri publice, țara noastră se situează pe locul 9 în Europa. Din punct de vedere al suprafeței ne situăm pe locul 11, iar din punct de vedere al populației pe locul 8. Din punct de vedere al numărului de autoturisme locul 15 iar din punct de vedere al parcului auto locul 17 /28/.

În ceea ce privește lungimea autostrăzilor cu cei 113 km, din cele 30 țări nominalizate ocupăm locul 28 depășind doar Luxemburgul cu 90 km și Estonia cu 65 km /62/.

La noi în țară, în mod obișnuit, s-au realizat următoarele tipuri de îmbrăcămînți rutiere rigide:

- dale din beton de ciment, figura 2.1
- macadam cimentat, figura 2.2

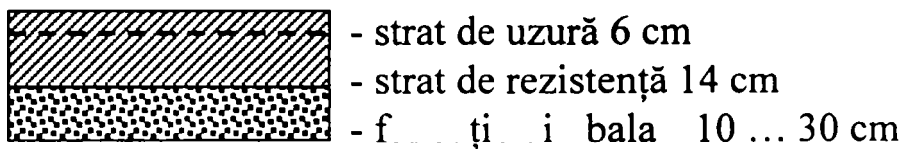


Fig. 2.1 Dală din beton de ciment

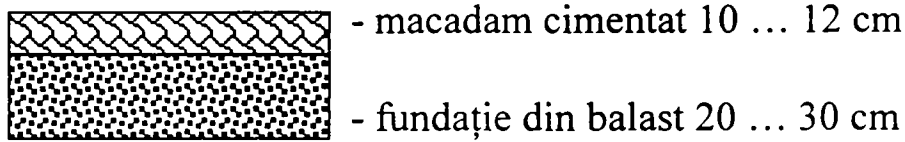


Fig. 2.2 Dală din macadam cimentat

### 2.3 Avantajele și dezavantajele îmbrăcăminților rutiere rigide.

Alegerea tipului de îmbrăcămințe pentru construcția sau modernizarea drumurilor se bazează pe calcule tehnice și economice complexe care scot în evidență avantajele și dezavantajele pe care le prezintă îmbrăcămințile rutiere rigide față de îmbrăcămințile bituminoase.

Studiile efectuate până în prezent scot în evidență următoarele **avantaje** :

- atestă rezistențe mecanice mai mari, fapt ce determină folosirea îmbrăcăminților rigide pe drumuri cu trafic foarte intens și greu;
- sunt rezistente la uzură și la acțiunea agenților atmosferici , fiind indicate în regimuri cu climat umed;
- având o culoare mai deschisă, prezintă o posibilitate mai bună, ceea ce permite o circulație mai sigură în condiții nefavorabile, pe ploaie și noaptea;



-au un grad de rugozitate ridicat, asigurând în condiții de umezire a suprafeței și la viteze mari de circulație, siguranță în exploatare;

-nu sunt atacate de carburanți, fiind indicate și pentru locuri de parcare și staționare a autovehiculelor ;

-permit folosirea în mai mare măsură a materialelor locale;

-sunt mai avantajoase din punct de vedere energetic, având un consum specific de energie cu 50-90% mai mic decât al îmbrăcăminților bituminoase; (este de 351000 kilograme combustibil / kilometru, față de 516000 kilograme / kilometru, cât au îmbrăcămințile bituminoase), pentru același trafic greu și o parte carosabilă de 700 mm lățime; /111/

-pot fi realizate pentru durate de exploatare relativ ridicate (20...30ani), chiar și pentru trafic relativ intens;

-necesită un volum de lucrări de întreținere foarte redus și cu cheltuieli mici;

-o bună parte dintre defecțiunile care apar (fisuri, crăpături, decolmatarea rosturilor sau exfolierea suprafeței de rulare ) nu deranjează desfășurarea normală a circulației autovehiculelor, în prima fază a evoluției acestora;

-cheltuielile totale de execuție și întreținere pe perioada lor de exploatare sunt mai reduse decât cele aferente soluțiilor cu îmbrăcăminți rutiere suple, pentru aceeași perioada de timp și același trafic rutier intens și greu.

**Dezavantajele** pe care le prezintă îmbrăcămințile rutiere din beton de ciment față de cele bituminoase /51/ sunt următoarele:

-cheltuieli inițiale de construcție sunt mari;

-posibilități de ranforsare, pentru adaptarea lor la un trafic rutier sporit, impun tehnologii de execuție mai complexe;

-existența rosturilor transversale în îmbrăcămintea rutieră din beton de ciment deranjează circulația autovehiculelor, atât datorită colmatării în exces a acestora cu mastic bituminos, cât și datorită eventualelor tasări ale dalelor

provocate de neuniformitatea capacității portante a terenurilor de fundație de-a lungul drumului. Din cauza rigidității dalelor, ele nu pot urma deformațiile straturilor de fundație, iar în cazul unor tasări inegale ale terenului, dalele fisurează și crapă, degradându-se;

-defecțiunile care pot apărea din cauza unor eventuale greșeli de execuție sau de subdimensionare a sistemului rutier se elimină foarte greu și cu cheltuieli însemnate;

-îmbrăcămintea nu poate fi dată în circulație decât după ce betonul atestă rezistențe mecanice corespunzătoare ( circa trei săptămâni );

-asigurarea condițiilor normale de circulație pe timp de iarnă impune metode de acționare mai anevoioase, având în vedere că nu se recomandă utilizarea fondanților chimici la dezăpezire și combaterea poleiului;

-nu se pretează la ameliorarea progresivă prin consolidări succesive ale structurii rutiere în funcție de necesitățile impuse din trafic;

-este necesară uneori construirea de variante pentru circulația curentă care nu se poate desfășura normal pe sectorul în execuție a îmbrăcăminții din beton de ciment.

Acceptarea soluțiilor tehnice cu privire la alegerea tipului de îmbrăcămintea se bazează pe rezultatul unui studiu tehnico-economic al efectelor tuturor acestor avantaje și dezavantaje pe care le prezintă aceste îmbrăcăminți.

Experiența în acest domeniu arată că alegerea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment este influențată de următorii factori:

-lipsa lianților hidrocarbonați sau prețul ridicat al acestora în cazul când aceștia provin din import;

-intensitatea și componenta traficului rutier;

-posibilitatea sau imposibilitatea devierii traficului rutier pe perioada execuției lucrărilor;

-dotarea unităților constructoare cu utilaje necesare execuției acestor lucrări;

-tradiția existentă în țara noastră.

Deci analizând caracteristicile proprii ale betonului de ciment, se poate afirma că, calitățile acestui material justifică alegerea sa, pentru construcțiile rutiere.

Ca o primă concluzie, singura parte a complexului structurii rutiere care reține atenția utilizatorului este îmbrăcămintea . Aceasta stabilește raționamentul privind noțiunile de calitate :

### **CONFORT - SECURITATE - CIRCULAȚIE - FLUENȚĂ.**

Pe când Administrația drumurilor, ca beneficiar are un alt criteriu de alegere a tipului acesteia, și anume, aspectul financiar, acesta devine:

### **COST DE CONSTRUCȚIE – DURABILITATE - ÎNTREȚINERE.**

Datorită acestor caracteristici intrinseci, drumul realizat cu îmbrăcăminți din beton de ciment răspunde perfect exigențelor automobiliștilor, cât și al administrațiilor drumurilor.

## **2.4 Tendințe în proiectarea și realizarea îmbrăcăminților rutiere rigide.**

**Tendințele actuale de realizare** a îmbrăcăminților rigide scot în evidență următoarele aspecte mai semnificative în legătura cu realizarea acestor tipuri:

- s-a extins utilizarea materialelor granulare stabilizate cu lianți hidraulici, la realizarea straturilor suport al îmbrăcăminților din beton de ciment /25/. Aceste straturi, frecvent folosite în cazul autostrăzilor și drumurilor cu trafic

greu, asigură un suport împiedicând tasarea inegală a dalelor și mărește durata de exploatare a lucrărilor ;

- s-au remarcat rezultate deosebite în unele țări, care au folosit la realizarea acestor tipuri de îmbrăcămînți a betonului de ciment armat cu armatura continuă, cu fibre de oțel;

- s-au elaborat noi principii și soluții pentru realizarea pistelor din beton de ciment pentru aerodromuri;

- prin utilizarea antrenorilor de aer s-au obținut betoane rezistente la îngheț-dezghet și la acțiunea agenților chimici folosiți pentru combaterea poleiului;

- s-a preconizat introducerea de superplastifianți care scurtează durata de întărire a betoanelor de ciment, ajungându-se ca după 2-3 zile, calea să poată fi dată în exploatare;

- utilizarea mașinilor cu cofraje glisante pentru punerea în opera a betoanelor în condiții de calitate mult sporite ;

- rosturile din contracțiile transversale să se execute, în general, prin tăiere;

- s-au stabilit noi metode eficiente pentru realizarea rugozității căii de rulare, folosindu-se strierea longitudinală sau transversală, clutarea parțială a agregatelor din betoanele de la suprafață;

- întreținerea și repararea îmbrăcămînților rutiere din beton de ciment s-au îmbogățit cu noi tehnologii, urmărindu-se perfecționarea unor metode de ranforsare a îmbrăcămînților existente;

- în ceea ce privește controlul calității executate, se evidențiază calitatea verificării suprafeței de rulare (planeitate, rugozitate, confort general), constatându-se o dotare apreciabilă a administrațiilor drumurilor cu aparatura de control de mare precizie, de mare productivitate și cu prelucrarea automată a datelor;

- avantajele economice arată că pentru un trafic rutier foarte intens și pentru o durată de exploatare de 30 ani, cheltuielile totale de construcție și întreținere pot ajunge net, în favoarea structurilor rutiere rigide, chiar și pentru drumurile cu trafic mijlociu și redus.

## **2.5 Elemente geometrice ale îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment**

Îmbrăcămințile rutiere din beton de ciment se execută de regulă într-un singur strat, situație în care caracteristicile betonului sunt acelea ale stratului de uzură.

În cazuri justificate tehnic și economic îmbrăcămințile rutiere din beton și ciment se pot executa în două straturi, stratul superior fiind denumit strat de uzură, iar stratul inferior, strat de rezistență.

Îmbrăcămințile rutiere din beton de ciment se execută conform prescripțiilor tehnice din STAS 183-92, pe fundații și terasamente executate în următoarele condiții:

- pentru drumuri noi și modernizări, pe fundații executate conform STAS 6400-84 și pe terasamente executate conform STAS 2914-84;
- pentru ranforsări, pe fundații care să corespundă prevederilor din „Executarea lucrărilor pe îmbrăcăminți existente“, capitolul 7 din normativul C22-92 /89/.

Grosimea îmbrăcămintei este cea rezultată din calcul și nu va fi mai mică de 180 mm, fără a fi incluse completările pentru preluarea denivelărilor.

Când îmbrăcămintea se execută în două straturi, grosimea stratului se execută în două straturi, grosimea stratului de uzură se stabilește de proiectant, dar nu mai mică de 60mm.

Abateră maximă admisibilă la grosimea totală proiectată a îmbrăcăminteii este de 10...15 mm, la drumuri noi și modernizări, respectiv de 10...50 mm, la ranforsarea îmbrăcăminților existente.

Lățimea de turnare a benzii de beton poate fi de 2500...8500 mm, iar abaterea maximă admisibilă la lățimea benzii proiectată este de +15mm, la drumuri noi, modernizări și ranforsări de îmbrăcăminți bituminoase; și +5 mm, la ranforsarea îmbrăcăminților rutiere vechi din beton de ciment.

În profil transversal, pentru drumuri în aliniament îmbrăcăminteii poate fi:

- îmbrăcăminți cu două pante în formă de acoperiș, la drumuri de clasă tehnică II-V, străzi de categoria I-III, drumuri de exploatare de categoria I, piste și căi de rulare aeroportuare;

- îmbrăcăminți cu pantă unică la calea unidirecțională a autostrăzilor, străzi cu zona mediană sau cu platformă axială pentru tramvai, străzi de categoria IV, drumuri de exploatare de categoria II -III, platforme de orice fel.

Panta transversală îmbrăcăminții este de:

- 2% pentru drumuri în aliniament și în curbe fără supraînălțări, precum și la străzi ;

- (2...2,5)% pentru ranforsarea sistemelor rutiere nerigide cu îmbrăcăminți din beton de ciment, urmărindu-se realizarea pantei transversale corespunzător îmbrăcăminții de ranforsat cu un consum minim de materiale;

- 1,5% pentru piste și căi de rulare aeroportuare având litere de codificare C,D sau E, conform reglementarilor în vigoare;

- 2% pentru piste și căi de rulare aeroportuare, având litere de codificare A sau B.

Abateră maximă admisibilă la pantă pentru drumuri și străzi este de 0,4%, iar la piste, căi de rulare, bretele de legătură aeroportuare nu se admit nici un fel de abateri la pantele transversale ale îmbrăcăminților.

În profil longitudinal, abaterile maxime admisibile la cotele îmbrăcăminții în axa benzii față de cotele proiectate sunt de:

- +10mm, la autostrăzi, piste, căi de rulare și platforme aeroportuare, drumuri de clasa tehnica II, străzi de categoria I și II ;

- +20mm, la drumuri de clasă tehnică III și drumuri de exploatare de categoria I ;

- +30mm, la străzi de categoria IV, drumuri de exploatare de categoria II - III, locuri de staționare, alei carosabile și platforme de parcare portuare și industriale.

Declivitatea în profil longitudinal pentru drumurile publice, de orice clasă tehnică, de exploatare, industriale și străzi de orice categorie este de maximum 7%.

Denivelările maxime admisibile ale suprafeței îmbrăcăminții în sens transversal măsurate sub un dreptar având lungimea egală cu jumătate din lățimea benzii de beton și longitudinal măsurate sub dreptarul de 300 mm lungime pe fiecare bandă de beton și pe toată suprafața acesteia sunt de:

- 4mm, în cazul îmbrăcăminților ce se execută pentru lucrările de drumuri având viteza de proiectare mai mare de 100 km/h;

- 5mm, în cazul îmbrăcăminților ce se execută pentru lucrări de drumuri având viteza de proiectare între 50 și 100 km/h;

- 6mm, în cazul îmbrăcăminților ce se execută pentru lucrări de drumuri având viteza de proiectare sub 50 km/h.

Distanța maximă între două puncte cu cele mai mari denivelări admise, măsurată pe axa longitudinală a benzii de beton, este de 20 metri.

Denivelările admisibile la rostul longitudinal de contact între două benzi de beton adiacente, sunt de 2 mm în cazul părții carosabile cu două pante transversale și pistelor aeroportuare.

Denivelările maxime admisibile între muchiile dalelor învecinate ale rosturilor transversale sunt de :

- 0 mm, la rosturile de contracție ale îmbrăcămintei ce se execută pentru lucrări de drumuri și piste aeroportuare proiectate pentru viteza de circulație mai mare de 100 km/h;

- 2 mm, la rosturile de contracție ale îmbrăcămintei ce se execută pentru lucrări de drumuri având viteza de proiectare sub 100 km/h;

- 2 mm, la rosturile de lucru pentru drumuri și piste aeroportuare indiferent de viteza de circulație.



# CAPITOLUL 3

## Materiale utilizate la îmbrăcămințile din beton de ciment

### 3.1 Generalități

La realizarea îmbrăcăminților din beton de ciment se utilizează următoarele materiale de bază :

- agregate naturale ( nisip și pietriș );
- produse de carieră prelucrate sub formă de piatră spartă și cribluri ;
- cimenturi de tipuri și clase obișnuite sau speciale;
- aditivi ( plastifianți, antrenori de aer, etc. );
- alte materiale (oțel - beton, fibre de oțel, materiale pentru rosturi, etc.).

În funcție de cerințele specifice ale îmbrăcăminților din beton de ciment (rezistența la întindere și uzură, rugozitate sporită, contracție mică, rezistența la îngheț -dezgheț și sensibilitate redusă la efectul fondanților chimici folosiți, pentru combaterea poleiului ), se prezintă în continuare cele mai importante caracteristici

*638.05*

ale materialelor componente, prevăzute de prescripțiile tehnice de la noi din țară, precum și unele observații privind utilizarea acestor materiale în țară cu tehnica rutieră avansată.

### 3.2 Agregatele naturale

La betoanele rutiere, se utilizează agregatele naturale grele provenite din sfărâmarea naturală sau din concasarea rocilor.

În general, în funcție de clasa tehnică a drumului, clasa betonului și considerente economice, în stratul de uzură a îmbrăcăminților din beton de ciment se utilizează nisip natural și cribluri, iar la stratul de rezistență se utilizează nisip natural, pietriș sau piatră spartă .

Pentru obținerea unor betoane de ciment cât mai rezistențe și compacte, agregatele trebuie să provină din roci omogene în ce privește compoziția mineralogică, fără urme vizibile de dezagregare fizică, chimică sau mecanică, lipsite de pirită, limonită sau săruri solubile interzicându-se folosirea agregatelor provenite din roci cu conținut de silice microcristalină sau amorfă, care să reacționeze cu alcaliile din cimenturi.

Agregatele utilizate în diferite straturi ale îmbrăcăminților sunt prezentate în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1

Îmbrăcămiți executate		Natura agregatului	Sorturile agregatelor	Granulozitatea agregatului
A	Într-un singur strat	nisip natural	0 – 3 și 3 - 7 sau 0 - 7	0 - 25
		criblură	8 – 16 și 16 - 25	
		nisip rotund	0 – 3 și 3 – 7 sau 0 - 7	0 - 40
		criblură	8 – 16 și 16 - 25	
		split	25 – 40 sau 16 - 40	
				nisip natural
		pietriș concasat*	7 – 16 și 16 - 31	

Îmbrăcăminți executate		Natura agregatului	Sorturile agregatelor	Granulozitatea agregatului
B	În două straturi - stratul de uzură	nisip natural	0 – 3 și 3 – 7 sau 0 - 7	0 - 25
		criblură	9 – 16 și 16 - 25	
		nisip natural	0 – 3 și 3 – 7 sau 0 - 7	0 - 31
		pietriș concasat*	7 – 16 și 16 - 31	
	- stratul de rezistență	nisip natural	0 – 3 și 3 – 7 sau 0 - 7	0 - 40
		criblură	8 – 16 și 16 - 25	
		split	25 – 40 sau 16 - 40	
		nisip natural	0 – 3 și 3 – 7 sau 0 - 7	0 - 40
		pietriș	7 – 16 și 16 - 40	
		nisip natural	0 – 3 și 3 – 7 sau 0 - 7	
		pietriș concasat	7 – 16 și 16 - 31	0 - 31

Notă - \*) se utilizează numai la prepararea betoanelor din straturile de uzură pentru locuri de staționare, platforme de parcare auto, industriale și portuare, străzi și drumuri de exploatare cu o bandă de circulație, precum și alei carosabile.

Agregatele utilizate la prepararea betoanelor rutiere trebuie să aibă o anumită formă a granulelor, rezistențe mecanice mari și o compoziție granulometrică bine stabilită, iar pentru agregatele utilizate în stratul de uzură și anumite condiții cu privire la rezistența la uzură și îngheț – dezgheț /79/.

Din punct de vedere al formei, granulele de agregate având  $D_{\min} > 7\text{mm}$ , trebuie să fie caracterizate prin :

a) pentru pietriș și pietriș concasat :

- valori medii : -  $b/a$ , min 0,66 ;
- $c/a$ , min 0,33 ;
- conținut de granule plate și aciculare, max. 25% ;

b) pentru criblură și split :

- coeficient de formă, max.25% .

Mărimea maximă a agregatelor se limitează, în general la  $1/2 \dots 1/3$  din grosimea stratului în care se folosește.

Agregatele trebuie să provină din roci rezistente, negelive și care în contact cu cimentul sunt inerte din punct de vedere chimic. Ele nu trebuie să conțină mai mult de 6% elemente alterate, noi sau friabile. Agregatele calcaroase conferă betonului rezistențe mecanice bune, cu excepția rezistenței la uzură. Cele de natură silicioasă au un coeficient de dilatare ridicat și de aceea betonul este sensibil la variațiile de temperatură, fisurile putând apare curând după turnare.

Rezistența la compresiune a pietrei este în general mult mai ridicată decât aceea a betonului. În pofida acestui fapt, avem interesul de a folosi o piatră dură și puțin fragilă, pentru ca betonul să reziste bine la uzură și șocuri. Cele mai bune sunt agregatele provenite din zăcămintele omogene de roci eruptive cristaline și din calcare dure.

Rezistența la întindere a betonului depinde foarte mult de aderența pastei de ciment de suprafața agregatelor.

Depozitarea agregatelor se face separat pe sorturi, din timp, pentru a asigura omogenitatea și constanța calității acestor materiale.

**Nisipul** este un component mineral care, prin calitatea și cantitatea sa, influențează mult proprietățile betonului. Nisipul folosit la îmbrăcămintile rutiere, sort granular 0 - 7 sau sortul total în cazul aprovizionării în sorturi separate 0 - 3 și 3 - 7, are o granulozitate continuă conform figurii 3.1 în care zona hașurată este impusă nisipului pentru betonul din stratul de uzură, iar zona delimitată de curbele extreme este caracteristică nisipului pentru betonul din stratul de rezistență.

Granulozitatea nisipului influențează sensibil lucrabilitatea și omogenitatea betonului proaspăt, însă cum acestea influențează conținutul necesar de apă și compactitatea, are deci o mare importanță și asupra calității betonului întărit .

Se recomandă utilizarea nisipului de râu, cuarțos, curat, având granule rotunde, aspre la pipăit .

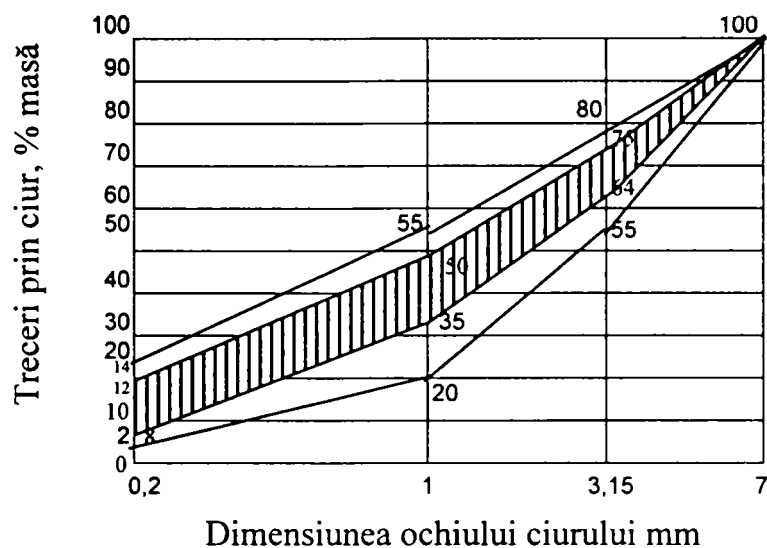


Fig. 3.1 Limitele de granulozitate pentru nisipul folosit la îmbrăcămințile rutiere, cu granulozitate continuă.

În scopul obținerii unor betoane rezistente și lucrabile se limitează și conținutul de părți fine argiloase din nisip, care trebuie să prezinte un echivalent de nisip ( EN ) de min. 85%.

Unele prescripții tehnice franceze și germane, recomandă pentru corectarea compoziției granulometrice a nisipului, folosirea după caz a nisipului de concasaj sau a cenușilor de termocentrală (  $40 \text{ kg/m}^3$  ). /50/

**Pietrișul** folosit pentru stratul de rezistență este sortul 7 - 40, sau sorturile 7 - 16 și 16 - 31, la drumurile cu trafic foarte redus, în cazul stratului de uzură.

Compoziția granulometrică a agregatului utilizat la îmbrăcămințile executate într-un singur strat se realizează cu agregate concasate 0 – 25 mm conform limitelor din figura 3.2 sau 0 – 40 mm conform limitelor din figura 3.3, iar cele ce se execută în două straturi se realizează cu agregate concasate 0 – 25 mm în cazul stratului de uzură și 0 - 31 (40) în cazul stratului de rezistență.

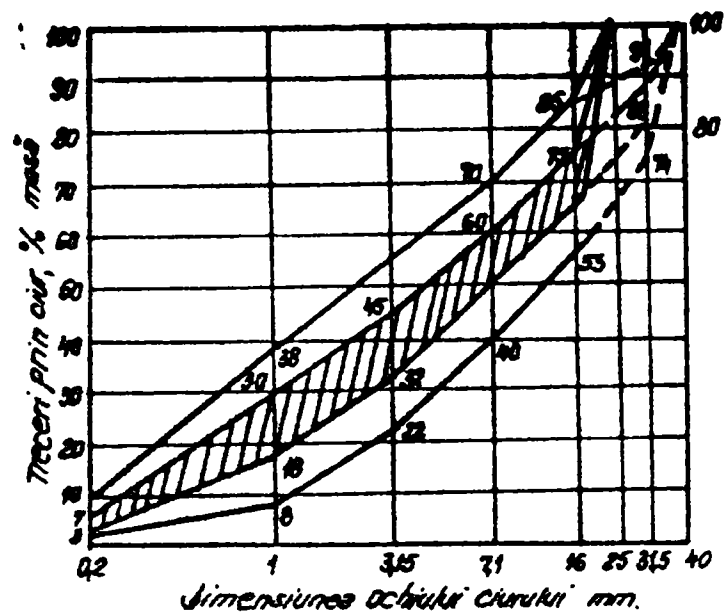


Fig. 3.2 Limite de granulozitate ale agregatului total pentru betoane rutiere realizate cu agregate cu granulometrie continuă 0...25 (40) mm.

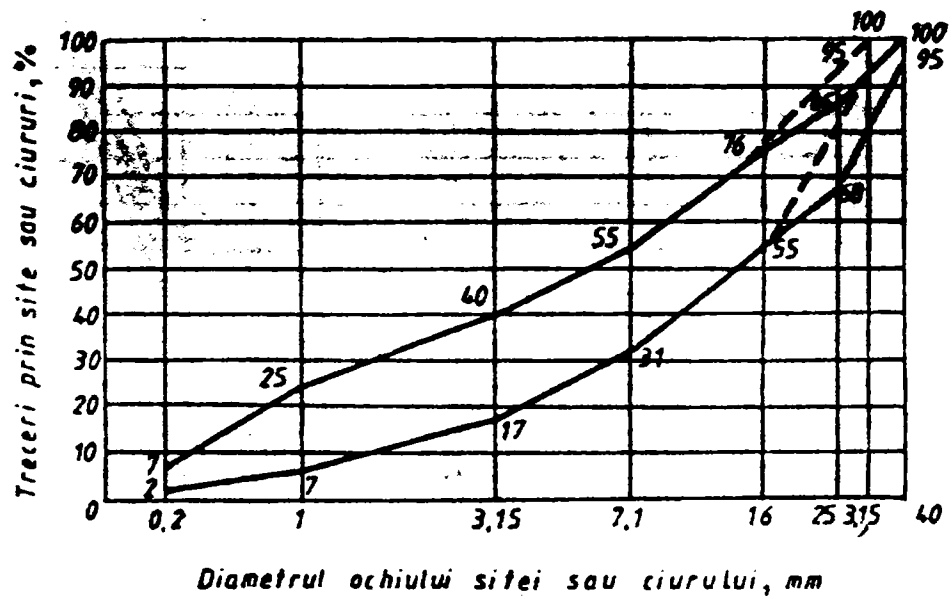


Fig. 3.3 Limitele de granulozitate ale agregatului total pentru betoane rutiere realizate cu agregate cu granulometrie continuă 0...31 (40).

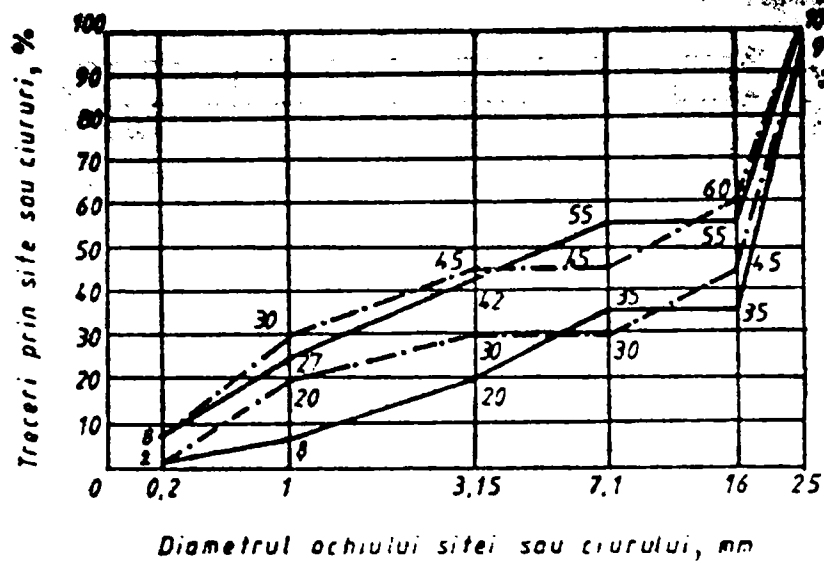


Fig. 3.4 Limitele de granulozitate ale agregatului total pentru betoane rutiere realizate cu agregate cu granulozitate discontinuă 0...25 mm.

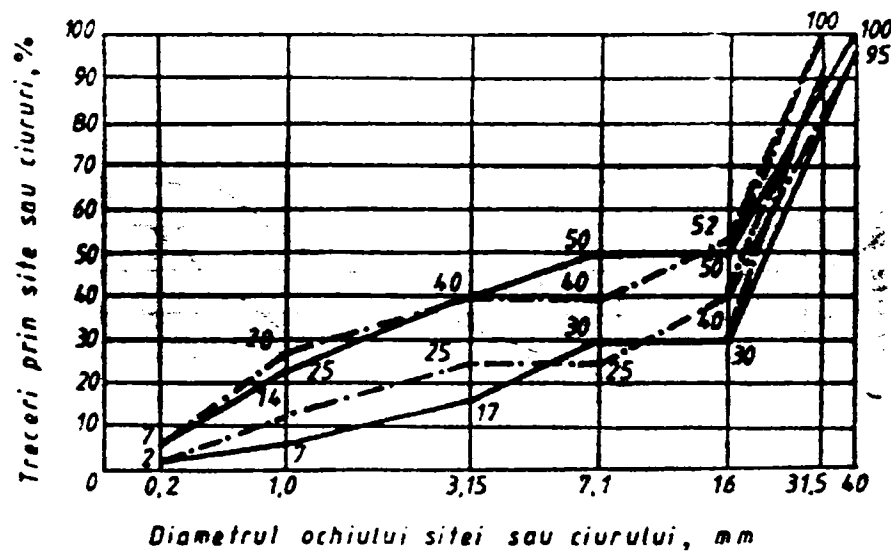


Fig. 3.5 Limitele de granulozitate ale agregatului total pentru betoane rutiere realizate cu agregate cu granulozitate discontinuă 0...31 (40) mm.

În lipsa unuia din sorturile de agregate, nisip 3 - 7, pietriș 7 - 16, respectiv criblură 8 - 16, se poate realiza un beton cu granulozitate discontinuă, având agregatul total în limitele curbelor granulometrice din figura 3.4 și 3.5. Acest tip de beton nu se aplică la autostrăzi, drumuri publice cu trafic foarte greu, piste, căi de rulare și platforme de aero-drumuri.

Agregatele utilizate la betonul de ciment din stratul de rezistență sunt nisipul natural de râu și pietriș sau piatră spartă (split).

Sorturile de agregate utilizate la îmbrăcămințile rutiere din beton de ciment trebuie să îndeplinească condițiile de admisibilitate pentru conținutul de impurități și caracteristici fizico-mecanice indicate în tabelul 3.2 :

**Tabelul 3.2**

Nr crt	Caracteristici	Condiții de admisibilitate					Determinare conform STAS
		nisip	pietriș	Pietriș concasat	criblură	split	
1	Conținut de impurități:						
	- corpuri străine	-	-	-	-	-	4606-80
	- argilă în bucăți	-	-	-	-	-	4606-80
	- mică liberă, % max.	1	-	-	-	-	4606-80
	- cărbune, % max.	0,5	-	-	-	-	4606-80
	- humus (culoarea soluției de hidroxid de sodiu)	Incoloră	-	-	-	-	4606-80
	- sulfatați, % max.	1	-	-	-	-	4606-80
	- conținut de fracțiuni sub 0.09 mm:						
	- pe sortul 8 -16, % max.	-	-	-	1	-	730-89
	- pe sortul 16 - 25, % max.	-	-	-	0,5	-	730-89
- pe sortul 25-40, % max.	-	-	-	-	0,3	730-89	
- parte levigabilă, % max.	-	0,3	0,3	-	-	4606-80	
- echivalent de nisip, min.	85	-	-	-	-	730-89	
2	Grad de spargere, % min.	-	-	65	-	-	730-89
3	Rezistența la strivire a agregatelor în stare saturată, % min	-	60	60	-	-	4606-80
4	Uzura cu mașina Los Angeles (LA), % max.	-	35	25	25	25	730-89
5	Rezistența la îngheț – desgheț :						
	- coeficient de gelivitate, % max.	-	-	-	3	3	730-89
	- sensibilitate la îngheț, % max.	-	-	-	25	25	730-89
- pierdere în masă. % max.	-	10	10	-	-	4606-80	

**Piatra spartă**, sub forma spliturilor având dimensiunile cuprinse între 8 și 40 mm, se poate utiliza, în locul pietrișului din stratul de rezistență, putându-se



folosi și amestecuri de nisip, pietriș și split sau pietriș concasat (cazuri justificate economic).

Splitul este un agregat prelucrat, obținut în cariere prin concasarea pietrei, de aceea are fețe aspre și forme cu muchii vii. La un volum egal, pietrișul are o suprafață specifică mai mică, adică este mai compact. Agregatele concasate dau betoane mai rezistente la forfecare, cu toate că sunt mai puțin lucrabile și implică un risc de fisurare mai mare.

Unele studii au scos în evidență posibilitatea folosirii, în anumite condiții, a materialelor locale de bună calitate, cu implicații directe legate de reducerea costului lucrărilor, astfel: /19/

- agregatele calcaroase concasate, având un coeficient Los Angeles de 38...44, pot fi folosite, luându-se măsura de a împiedica producerea unor cantități prea mari de părți fine prin abraziune în timpul manipulării ;

- cenușile de termocentrală permit reglarea conținutului de părți fine și obținerea unei bune lucrabilități a betonului ;

- pietrișurile silicoase, cu dimensiuni mici, după concasare, pot fi utilizate fără dificultăți ;

- nisipurile fine, sort 0 - 8, se pot utiliza, luându-se măsuri de precauție.

### **3.3 Cimentul**

Cimentul este o pulbere hidrofila, de natură bazică, formată din silicați și aluminați de calciu anhidri, care este instabilă din punct de vedere chimic. Amestecat cu apa se hidratează și formează o pastă tixotropică care face priză și se întărește în timp, legând agregatele minerale sub forma unui conglomerat rezistent și durabil.

Pentru cimenturile de drumuri, care trebuie să atingă repede în timp rezistențe mecanice mari, să reziste la acțiunea înghețului repetat și să aibă o contracție mică la uscare, se impun în paralel o finețe de măcinare moderată, un

conținut destul de ridicat în silicat tricalcic și un conținut foarte redus în aluminat tricalcic.

În acest fel, se obțin rezistențe ridicate însă se degajă puțină căldură de hidratare. De aceea, pentru cimentul rutier, în grupa silicaților trebuie să predominie celitul în detrimentul belitului, iar grupa aluminaților trebuie să predominie aluminoferitul tetracalcic în detrimentul aluminatului tricalcic.

Pentru a se evita fisurarea prematură a betonului, se impune ca alegerea cimentului pentru drumuri să se facă după conținutul său în aluminat ricalcic ( $C_3A$ ), care variază în funcție de natura agregatelor și temperatura betonului la turnare. Conținutul în  $C_3A$  trebuie să fie sub 8%, cu excepția cazului când viteza maximă a contracției prin hidratare este mai mică sau egală cu  $1 \cdot 10^{-5} \Delta L / L / \text{oră}$ .

În concluzie, pentru nevoile de la drumuri corespund cel mai bine cimenturile fero-portland-alitice. De exemplu cimentul special Ferrari, în care aluminatul tricalcic este înlocuit aproape complet cu aluminoferit tetracalcic, care nu produce o degajare mare de căldură la hidratare, este foarte indicat pentru betoane la drumuri, având rezistențe mecanice ca cimentul portland și o contracție la uscare mai mică cu 15-20%. Din aceleași motive, se pare că cimentul rezistent la sulfați are o compoziție apropiată de aceea impusă unui ciment rutier.

Diverse studii efectuate în legătură cu utilizarea cimenturilor la îmbrăcămințile rutiere au scos în evidență necesitatea alegerii unui tip de ciment rutier, cu rezistențe mecanice medii și priză lentă /48/.

Sorturile utilizate sunt:

- cimentul pentru drumuri și piste de aeroporturi, CD 40 ;
- cimentul Portland P 45 ;
- cimentul Portland P 40 .

Condițiile tehnice pentru aceste cimenturi, corespunzătoare standardelor după care se produc sunt cele indicate în tabelul 3.3:

**Tabelul 3.3**

Denumirea caracteristicii	Unitatea de măsură	Ciment tip			
		CD 40 STAS 10092-78	P 45 STAS 388-95	P 40 STAS 388-95	P40 SR EN 197-1/2002
1. Compoziția mineralogică potențială a clincherului :					
- aluminat tricalcic, (C <sub>3</sub> A)	%, max.	6	-	-	-
- feroaluminat tetracalcic (C <sub>3</sub> AF)	%, min.	18	-	-	-
2. Compoziția chimică a cimentului:					
- reziduu insolubil în HCl	%, max.	1,00	1,5	1,5	≤ 5
- pierderi de calcinare (PC)	%, max.	3,00	2,0	2,0	≤ 5
- oxid de magneziu (MgO)	%, max.	2,50	4,0	4,0	-
- trioxid de sulf (SO <sub>3</sub> )	%, max.	3,00	4,0	4,0	≤ 3,5
- oxid de calciu liber CaO	%, max.	1,00	-	-	
3. Caracteristici fizico-mecanice ale cimentului :					
- priza începe după :	min. ore	2	1	1	≥ 60'
- priza sfârșește după :	min. ore	10	8	8	-
- constanta de volum pe turte (stabilitate)	-	bună	bună	bună	-
- constanta de volum pe ace Le Chatelier	max. mm	10	10	10	≤ 10
- finețea de măcinare exprimată prin suprafața specifică (orientativ rest pe sita 0,09)	cm <sup>2</sup> /g	(10)	-	-	-
- rezistența la întindere prin încovoiere	min. N/mm <sup>2</sup>				s-a scos
- după 2 zile		3,5	3,5	3,0	-
- după 7 zile		5,0	-	-	-
- după 28 zile		6,5	6,5	6,0	-
- rezistența la compresiune	min. N/mm <sup>2</sup>				
- după 2 zile		15	20 ≥ 20	17 ≥ 10	≥ 10
- după 7 zile		26	-	-	-
- după 28 zile		40	45	40	42,5 ÷ 62,5

Cimentul CD 40 a fost realizat pe considerentul că silicatul tricalcic (C<sub>3</sub>S), în proporție de peste 50%, conferă cimentului cele mai mari rezistențe mecanice și o contracție la uscare acceptabilă, precum și datorită faptului că trioxidul de aluminiu este legat de feritaluminatul tetracalcic (C<sub>4</sub>AF), lipsind aluminatul tricalcic (C<sub>3</sub>A), piatra de ciment fiind rezistentă și la acțiunile corozive.

Se poate aprecia că un ciment rutier trebuie să aibă caracteristicile unui ciment fero-portland-alitic, capabil să dea rezistențe mari la compresiune, întindere din încovoiere, la uzură și gelivitate, având, totodată contracții reduse.

La noi în țară, betonul de ciment utilizat la îmbrăcăminți rutiere apare din 1941 pe traseul București – Găiești - Pitești, iar cimentul utilizat este de tip portlandalitic.

În perioada anilor 1950 - 1970 cimenturile utilizate în țara noastră la îmbrăcămințile din beton de ciment au fost de tip Pz 40, M 40, precum și RIM 30, ultimul fiind folosit în cazul dării în exploatare urgentă a unor sectoare de drum. Aceste cimenturi recomandate până în 1975, datorită compoziției mineralogice, a adaosurilor folosite la măcinarea clincherului, precum și datorită vitezei de întărire mai lentă, nu au satisfăcut exigențele funcționale ale acestor lucrări rutiere, prezentând rezistențe mecanice, în general, mici la termene scurte, contracții mari, ne fiind rezistente la uzură, la îngheț - dezgheț și la acțiunea fondanților chimici utilizați în activitatea de dezăpezire a drumurilor.

Experimental, în perioada 1968-1970 s-au utilizat pe sectoare de drum de pe DN 68 A Lugoj - Ilia, și DN 73 A tipuri de ciment speciale produse la fabricile de ciment din Medgidia și "Temelia" - Brașov. Studiile efectuate, au scos, însă, în evidență caracteristicile deosebite ale cimentului de tip fero-portlandalitic prin utilizarea căruia se pot realiza îmbrăcăminți din beton de ciment cu rezistențe superioare la întindere, contracție, uzură, îngheț - dezgheț, concomitent cu o sensibilitate sporită la revibrarea betonului în perioada de priză, obținându-se și o economie de până la 20% ciment /10/.

Pe baza acestor experimentări, din 1975 a fost standardizat la noi cimentul pentru drumuri CD 40 la care conținutul de aluminat tricalcic ( $C_3A$ ) este limitat la max. 6% (asemănător cimenturilor franceze).

Prescripțiile tehnice franțuzești prevăd ca alegerea tipului de ciment, respectiv conținutul de aluminat tricalcic, să se facă în funcție de natura agregatelor naturale și temperatura betonului la punerea în operă, tabelul 3.4, urmărindu-se evita riscurile de fisurare precoce a betonului.

**Tabelul 3.4**

Natura agregatelor naturale	Temperatura maximă a betonului la punerea în operă, în °C	Conținutul max. de C <sub>3</sub> A, în %
Roci silicioase	> 30	6
Roci eruptive	30 > t > 25	7
	< 25	8
Roci calcaroase	30 > t > 25	10
	< 25	12

Ținând seama de faptul, că dalele pentru drumuri au o suprafață mare raportată la volumul de beton, acestea sunt sensibile la evaporare și la variațiile de temperatură, de aceea cimenturile folosite nu trebuie să producă fisuri periculoase. De altfel, pe suprafețe atât de întinse, ca la șosele, este foarte dăunător ca cimentul să aibă o compoziție eterogenă care se manifestă imediat prin variații locale importante ale gradientului de temperatură, contracției și rezistenței mecanice. Folosirea aceluiași tip de ciment este o regulă esențială (compoziție mineralogică, finețe de măcinare și temperatură). Prin urmare, nu se recomandă folosirea simultană a unor cimenturi provenite de la diferite fabrici, pe cât posibil, trebuie evitată aprovizionarea de la depozite intermediare, când uniformitatea cimentului este și mai dificil de controlat.

### 3.3.1 Caracteristici specifice impuse cimenturilor rutiere

Cimenturile utilizate la îmbrăcămințile rutiere din beton de ciment trebuie să prezinte anumite caracteristici fizice care să conducă la limitarea fisurilor precoce a betonului datorită fenomenului de contracție în timpul perioadei de priză și întărire, acest fenomen putând produce o fisurare neuniformă și necontrolată a îmbrăcăminții din beton de ciment înainte de tăierea rosturilor de contracție.

Din aceste considerente, priza cimenturilor pentru drumuri determinată cu ajutorul aparatului Vicat, trebuie să fie lentă și să nu înceapă mai devreme de două ore de la preparare.

În legătură cu caracteristicile mecanice ale cimenturilor sunt definite două rezistențe și anume rezistența standard, (rezistența mecanică la compresiune

determinată la 28 zile) și rezistența inițială (rezistența mecanică determinată la 2 zile și la 7 zile) .

În funcție de aceste rezistențe, se definesc clasele de rezistență ale cimenturilor și anume /98/:

- în funcție de rezistența standard, sunt definite trei clase de rezistență :

- clasa 32,5 ;

- clasa 42,5 ;

- clasa 52,5 ;

- în funcție de rezistența inițială, sunt definite două clase de rezistență inițială pentru fiecare clasă de rezistența standard :

- o clasă de rezistență inițială normală ;

- o clasă cu rezistență inițială mare,

simbolizată R.

**Tipurile de cimenturi Portland P 40 și P 45, conform standardelor europene SR EN196 - 1 sunt incluse în ciment I 42,5 și I 42,5R.**

În ce privește constanta de volum, înlocuită cu termenul de stabilitate, de standardul european, determinată pe turte, nu trebuie să prezinte crăpături de la margine spre centru, caracteristice fenomenului de umflare, iar mărirea de volum măsurată la vârful acelor Le Chatelier nu trebuie să fie mai mare de 10 mm.

Cimentul Portland, conform acestor standarde europene, dozat și amestecat corespunzător cu apa și agregate , produce betonul care trebuie să-și mențină lucrabilitatea pe o perioadă de timp suficientă, iar la intervale de timp definite trebuie să atingă nivelurile de rezistență specificate, în tabelul 3.3 și să se caracterizeze prin stabilitate pe termen lung.

### 3.4 Aditivii

Aditivii sunt substanțe care adăugate în cantități mici în compoziția betoanelor, pot influența în mod favorabil unele caracteristici ale betonului, în principal lucrabilitatea și rezistențele mecanice, precum și procesele de priză și întărire.

În funcție de mecanismul după care acționează, aditivii sunt de trei feluri; plastifianți, antrenori de aer și micști.

#### 3.4.1 Aditivi plastifianți

Aditivii plastifianți sunt substanțe hidrofizante care se adsorb pe suprafața granulelor de ciment orientându-se cu grupările polare spre apă și se hidratează puternic. Ca urmare, apa udă mai ușor suprafața granulelor de ciment. O capacitate de umectare sporită contribuie la mărirea gradului de dispersie a cimentului în apă și la eliminarea bulelor de aer care aderă de granulele fine de ciment. Pelicula monomoleculară adsorbită pe suprafața granulelor face ca acestea să alunece ușor una pe suprafața alteia și se obțin astfel betoane plastice cu o cantitate de apă de amestecare mai mică. Granulele de ciment fără acest aditiv au tendința de a se lipi între ele și de a forma schelete poroase, de aceea necesită un raport A/C mare pentru menținerea lucrabilității betonului.

Ca aditivi plastifianți se folosesc zaharurile și acizii lignosulfonici sub formă de lignosulfat de calciu. Acesta din urmă se găsește sub formă de pulbere, se prepară prin prelucrarea leșiilor bisulfite rămase la fabricarea celulozei și se dizolvă în apa de amestecare.

Lignosulfonații de calciu, în cantitate redusă, acționează favorabil în special în cazul betoanelor cu dozaje mai mari, măbind fluiditatea, ceea ce permite reducerea raportului A/C și o ușoară sporire a rezistențelor. Acțiunea acestui aditiv depinde de compoziția mineralogică a cimentului și în special de conținutul

său în aluminat tricalcic, de aceea dozarea aditivului se stabilește prin încercări în funcție de natura cimentului. Dacă se depășește dozajul optim, priza se prelungește ajungând la 10 ore, iar rezistențele cresc foarte încet.

### 3.4.2 Antrenori de aer

Antrenorii de aer sunt substanțe organice cu molecule de formă alungită, având un capăt cu caracter hidrofob și capătul opus hidrofil. În această categorie intră săpunurile solubile care, adăugate în apa de amestecare, se adsorb cu capătul hidrofil pe suprafața granulelor de ciment. În felul acesta cimentul este hidrofobizat.

Antrenorii de aer protejează betonul contra înghețului și ușurează turnarea sa în cofraje. Ca urmare, în beton se antrenează în timpul amestecării o cantitate mică de aer, distribuit sub forma unor bule microscopice având forma sferică, ce micșorează frecarea dintre granule și permit să se obțină aceeași lucrabilitate cu un raport A/C mai redus, așa încât coeziunea crește și deși porozitatea amestecului se mărește, rezistența sa rămâne practic neschimbată. Dimensiunile bulelor de aer sunt de câteva zecimi de microni, iar distanța medie între bule trebuie să fie de ordinul 0,2 mm pentru ca acțiunea aditivului să fie eficace. După întărire, bulele de aer dispersat duc la o ușoară reducere a densității aparente, dar în schimb obturează canalele capilare și permit să se adune excesul de apă de amestecare fără a mai migra spre suprafață și a deschide pori spre exterior. Pe lângă reducerea permeabilității la apă și a sensibilității la uscare, bulele de aer servesc ca vase de expansiune descărcând presiunea exercitată de apa care îngheață, așa că aceasta nu se mai exercită asupra cimentului întărit, măbind rezistența betonului la întindere și reducând modulul de elasticitate /49/.

Dozarea antrenorilor de aer se face astfel încât volumul de aer oclus să nu depășească 4...5% din volumul betonului, deoarece peste acest procent scad rezistențele betonului. Controlând permanent cantitatea de aer antrenat, se îmbunătățește mult durabilitatea prin faptul că apa în exces nu migrează cu



ușurință ci difuzează treptat la exterior prin masa de geluri, astfel că hidratarea este mai avansată și betonul devine mai puțin permeabil și deci mai rezistent atât la acțiunea înghețului repetat cât și la acțiunea sărurilor corosive folosite în timpul iernii.

Ca aditivi antrenori de aer se folosesc săpunurile de colofoniu, care au drept component activ abietatul de sodiu. Acțiunea aditivului este influențată de finețea cimentului și de fracțiunea fină din agregate. Dozajul de aditiv, raportat la greutatea cimentului, se stabilește prin încercări. Conținutul de aer oclus în beton trebuie să fie cuprins între (3... 6)%.

### 3.4.3 Aditivi micști

Mulți aditivi fabricați în prezent, au acțiune mixtă care combină avantajele plastifiantilor cu cele ale antrenorilor de aer. Din această categorie face parte aditivul DISAN folosit la noi în țară care se obține din combinarea lignosulfonatului de calciu cu un antrenor de aer.

Pentru îmbunătățirea lucrabilității, reducerea tendinței de segregare în timpul transportului, mărirea gradului de impermeabilitate și a rezistenței la îngheț - dezgheț repetat, se utilizează în mod obligatoriu aditivul mixt plastifiant - antrenor de aer DISAN "A" care trebuie să îndeplinească anumite condiții tehnice prevăzute în tabelul 3.5:

**Tabelul 3.5**

Nr. crt.	Caracteristici fizico-chimice	Limite admise	Verificare conf. STAS
1	Aspect	Praf de culoare Cafeniu – închis	vizual
2	Conținutul de substanță uscată %, min.	92	8625-70
3	Substanțe insolubile în apă, % max.	2	8625-70
4	Substanțe reducătoare, % max.	5,5	8625-70
5	Conținut de cenușă, % max.	16	8625-70
6	pH soluție 1%, concentrație	4,5-5,5	6367-70

Alt tip de aditiv utilizat la prepararea betoanelor rutiere este și aditivul FLUBET, livrat de Combinatul chimic Giurgiu sub denumirea de PLASBERT NSF.

### **3.5 Apa**

În betoane, apa de amestecare intră în reacție cu componenții anhidri ai cimentului, umezește suprafața agregatelor și dă consistența betonului proaspăt.

Pentru a se întări complet, un ciment are nevoie de o cantitate de apă de cel mult 25% din greutatea sa. La turnare, betoanele care au o pastă plastică iau mai ușor forma cofrajului, însă cer o cantitate de apă cu mult peste aceea necesară hidratării cimentului. După întărire, surplusul de apă nelegată chimic de ciment se va evapora, lăsând în urmă pori și capilare. De aceea apa de amestecare nu se poate raporta la totalul betonului și se exprimă ca un raport apă/ciment.

Apa utilizată la prepararea betoanelor rutiere poate să provină din rețeaua publică de apă potabilă sau altă sursă, care trebuie să îndeplinească anumite condiții tehnice. (STAS 790-84) .

### **3.6 Adaosuri**

La executarea straturilor de rezistență ale îmbrăcăminților se pot folosi pentru betoane de clasa BcR 3.5 și BcR 4.0 ca materiale de adaos, cenușa de termocentrală a căror caracteristici tehnice trebuie să corespundă anumitor prevederi date în tabelul 3.6

**Tabelul 3.6**

Nr. crt	Caracteristici	Condiții de admisibilitate	Metoda de analiză
1	Umiditatea, % max.	1	STAS 3832-77
2	Finețea exprimată prin reziduu pe sita cu țesătura de sârma 0,2 conf. STAS 1077 - 1976	10	STAS 227/2-78
3	Substanțe combustibile,% max.	5	STAS 3832-77
4	Suma oxizilor (SiO <sub>2</sub> +Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ), % min.	70	
5	Oxid de magneziu (MgO), % max.	4	
6	Trioxid de sulf(SO <sub>3</sub> ), % min.	3	

### 3.7 Oțel - beton

Oțelul-beton rotund, de Ø10 mm se folosește la executarea armăturilor (STAS 438/1-80), livrat și păstrat conform prevederilor în vigoare și trebuie să fie însoțit de certificatul de calitate emis de producător.

### 3.8 Alte materiale

Pentru realizarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment mai sunt necesare și alte materiale ca :

- hârtie rezistentă Kraft (125 g/m ) sau folie de polietilenă de joasă densitate (0,06 mm grosime) pentru execuția îmbrăcăminților din beton de ciment pe fundație de balast sau piatră spartă și izolarea contra aderenței la beton a unei jumătăți din ancorele de oțel ce trebuiesc pozate în rosturile longitudinale de contact ale îmbrăcăminților din beton ;

- fluid de protecție P 45, pentru protecția suprafeței betonului proaspăt;

- asrobit pentru colmatarea rosturilor;

- bitum neparafinos pentru drumuri tip D 80/120, filer și danuval tip B, cu inserție textilă pentru prepararea masticurilor bituminoase necesare colmatării rosturilor;

- FLUBET livrat de Combinatul Chimic Giurgiu și sub denumirea de PLASBET NSF pentru lucrări ce fac obiectul instrucțiunilor tehnice CD 146-84, pentru betonare în spații înguste (supralărgiri în curbe, parcări auto, acostamente, banchete); înlocuirea parțială sau totală a unor dale cu defecțiuni și repararea degradărilor îmbrăcăminților din beton de ciment (ruperi de margini la dale, zone faianțate, ruperi de colțuri).

# CAPITOLUL 4

## Aspecte teoretice privind betoanele rutiere

### 4.1 Clasificarea betoanelor rutiere

Betoanele sunt amestecuri bine omogenizate de agregate, ciment , apă și aditivi care după întărire dau un material cu aspect de conglomerat.

Betonul utilizat pentru realizarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment este denumit pe scurt **beton rutier**.

Betoanele rutiere se clasifică în funcție de rezistența caracteristică la încovoiere, deoarece rezistența la încovoiere este principala caracteristică mecanică a acestor betoane. (STAS 183-1/95).

Clasele de betoane rutiere, notarea lor și valorile rezistențelor caracteristice la încovoiere se dau în tabelul 4.1.

**Tabelul 4.1.**

Clasa de beton rutier	$R_{inc,150}^k$ (Mpa; N/mm <sup>2</sup> )	$R_{inc,100}^k$ (Mpa; N/mm <sup>2</sup> )
BcR 3,5	3,5	4,2
BcR 4,0	4,0	4,8
BcR 4,5	4,5	5,4
BcR 5,0	5,0	6,0

Rezistența caracteristică la încovoiere se definește ca valoarea rezistenței sub care se pot întâlni statistic cel mult 5%, din rezultatele determinate prin încercarea la încovoiere a epruvetelor prismatice de beton, la vârsta de 28 zile.

Rezistența caracteristică la încovoiere se determină printr-una din metodele:

a) pe epruvetele prismatice, figura 4.1 având dimensiunile 150mm x 150mm x 600mm ( $b \cdot h \cdot l$ ) încărcate cu două forțe egale și simetrice. Rezistența caracteristică astfel obținută se notează cu  $R_{inc,150}^k$ .

b) pe epruvete prismatice, figura 4.1 având dimensiunile 100mm x 100mm x 550mm, încărcate cu o singură forță amplasată la mijlocul deschiderii dintre reazeme (STAS 1275 - 88). Rezistența caracteristică la încovoiere astfel obținută se notează  $R_{inc,100}^k$ .

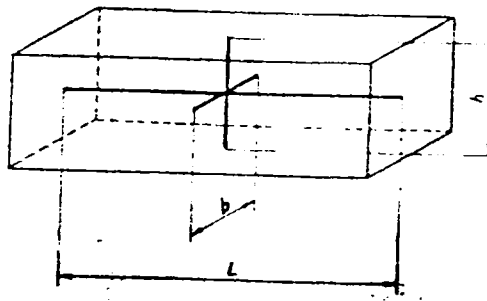


Fig. 4.1 Dimensiunile în milimetri a fețelor prisme.

## 4.2 Stabilirea compoziției betoanelor rutiere

Stabilirea compoziției betonului constă în alegerea materialelor componente care se introduc în amestec și a cantităților relative dintre ele, cu scopul de a produce cât mai economic posibil un beton cu anumite proprietăți, îndeosebi consistență, rezistență și durabilitate, impuse prin proiect.

Normativele pentru betoane, mai ales în trecut, indicau proporțiile de ciment și de agregate. Se obțineau astfel anumite amestecuri tip însă, datorită variabilității componentelor, rezistențele acestor betoane cu lucrabilitate dată variaza foarte mult. Din acest motiv, în multe prescripții a fost introdusă ulterior rezistența minimă la compresiune. Aceasta a făcut ca prescripțiile să fie nejustificat de

restrictive când materialele sunt de bună calitate, dar în celelalte situații s-ar putea ca, prin folosirea unor dozaje prescrise, să nu fie posibilă obținerea unor rezistențe satisfăcătoare.

Compoziția betonului trebuie să se stabilească prin încercări în ipoteza folosirii unui dozaj minim de ciment.

La stabilirea compoziției betonului rutier se vor respecta prevederile din proiect referitoare la clasa betonului, tipul de ciment și natura agregatelor.

Dozajul de ciment se va înscrie în următoarele limite, din tabelul 4.2.

**Tabelul 4.2**

Nr. Crt.	Marca cimentului	U.M.	Cantitatea	Clasa betonului
1	CD 40 sau P 45	kg/m <sup>3</sup>	350...370	Bc R5,0
2	CD 40 sau P 45	kg/m <sup>3</sup>	330...350	Bc R4,5
3	P 40	kg/m <sup>3</sup>	350...370	Bc R4,5
4	P 40	kg/m <sup>3</sup>	330...350	Bc R4,0
5	P 40	kg/m <sup>3</sup>	310...330	Bc R3,5

Granulozitatea agregatului total se realizează cu sorturi de agregate prevăzute în tabelul 3.2 și se înscriu între limitele de granulozitate prevăzute în figura 3.1 și figura 3.2 capitolul 3, pentru agregate 0...25 mm și în figura 3.3 și în figura 3.4 pentru agregate 0...31.5 (40)mm.

Dozajele medii de ciment (C') pentru betoanele obișnuite rutiere, de la care încep încercările se vor înscrie în limitele din tabelul 4.2.

La betoanele pentru straturile de rezistență confecționate cu betoane cu adaos de cenușă de centrală termoelectrică, se reduce cantitatea medie de ciment cu cel mult 40 kg, iar la cele cu zgură granulată, cu cel mult 20 kg.

Raportul A/C va fi de :

- maxim 0,45 pentru betoanele cu granulozitate continuă;
- maxim 0,47 pentru betoanele cu granulozitate discontinuă;
- maxim 0,52 pentru betoanele cu adaos de cenușă de centrală termoelectrică.

Cantitatea de apă A' se evaluează aplicând relația:

$$A' = \frac{A}{C} \times C' \quad (4.1)$$

În această cantitate este inclusă și cantitatea de aditiv ce se adaugă corespunzător tipului și dozajului de ciment.

Cantitatea de soluție de aditiv DISAN A de concentrație 10% se evaluează aplicând relația;

$$D = \frac{p \times C'}{10} \quad (4.2)$$

unde p este procentul de aditiv dat în tabelul 4.3

**Tabelul 4.3.**

Aditivul DISAN A % din masa cimentului	0.25...0.30 pentru beton cu granulozitatea continuă
	0.30...0.35 pentru beton cu granulozitate discontinuă și agregate naturale concasate
	0.35...0.40 pentru beton cu granulozitate discontinuă și agregate naturale de balastieră
	0.15 pentru beton fluidificat

Cantitatea de apă de amestecare (apă fără soluție de aditiv) se evaluează cu relația:

$$A'_{ef} = A' - D \quad (4.3)$$

Cantitatea de agregat în stare uscată  $A'_g$  se evaluează aplicând relația:

$$A'_g = \rho_{ag}(1000 - C'/\rho_c - A' - \%Aer \times 100) \quad (4.4)$$

în care:

-A' este cantitatea de apă, din relația 4.1;

-C' este dozajul de ciment, tabelul 4.1;

- $\rho_{ag}$  este densitatea aparentă a agregatelor determinată în conformitate cu STAS 4606-80;

- $\rho_c$  este densitatea cimentului;

- % Aer este conținutul de aer oclus.



Se adoptă proporțiile dintre diferitele sorturi de agregate astfel încât să se asigure o curbă granulometrică continuă sau discontinuă, care se va înscrie în zona mediană a limitelor de granulozitate indicate în figurile 3.1, 3.2, 3.3 și 3.4.

Se calculează apoi și densitatea aparentă a betonului proaspăt corespunzătoare compoziției inițiale, cu relația:

$$\rho' = C' + A' + A'_g \quad (4.5)$$

Ordinea de introducere a materialelor în betonieră este următoarea: sortul de agregat cu granula cea mai mare, urmat de restul agregatelor, cimentul, apoi apa împreună cu soluția de aditiv.

Durata de amestecare, considerată din momentul introducerii în betonieră a tuturor materialelor componente și până la începerea descărcării betonului, se va stabili astfel încât să se asigure o buna omogenizare. Durata de amestecare va fi de cel puțin 60 de secunde pentru betoanele obișnuite și 90 de secunde la betoanele cu cenușă de centrală termoelectrică.

Tendința actuală este să se prevadă mai puține restricții indicând, pe lângă valorile limită, dozaje orientative pentru acei constructori care nu dispun de un control riguros al calității. Aceste valori limită se pot referi la rezistența minimă la compresiune, raportul maxim A/C și dozajul minim de ciment, iar în anumite condiții climatice, la un conținut minim de aer antrenat pentru a obține durabilitatea necesară.

### **4.3 Caracteristicile betonului rutier proaspăt**

Principala caracteristică a betonului proaspăt este lucrabilitatea, celelalte caracteristici, ca densitatea aparentă, compoziția granulometrică conținutul de apă și tendința de separare a apei, determinându-se pe baza unor încercări și metode

cunoscute, la care se vor face numai unele sublinieri mai importante, specifice betonului rutier.

### 4.3.1 Lucrabilitatea

Lucrabilitatea reprezintă proprietatea betonului proaspăt de a asigura umplerea cofrajelor, ea reprezentând o condiție inițială necesară pentru asigurarea unei structuri compacte a betonului și a unor caracteristici superioare a betonului întărit.

Un beton rutier este lucrabil dacă :

- rămâne omogen și nu se segregă la manipulare și transport;
- se pune ușor în operă, necesitând un lucru mecanic redus pentru compactare;
- compactarea prin vibrare are o durată mică.

Lucrabilitatea se poate determina prin următoarele metode:

- metoda tasării, aplicabilă betoanelor la care dimensiunea granulei maxime este  $< 120\text{mm}$  și cu categoria de lucrabilitate  $L_2...L_5$ ;
- metoda de determinare a gradului de compactare, aplicabilă betoanelor la care dimensiunea granulei maxime este  $< 40\text{mm}$  și cu categoria de lucrabilitate  $L_2...L_3$ ;
- metoda de remodelare Vebe, aplicabilă betoanelor la care dimensiunea granulei maxime este  $< 40\text{mm}$  și cu categoria de lucrabilitate  $L_0...L_2$ .

Determinarea caracteristicilor betonului proaspăt se face la un interval maxim de 10 minute pentru lucrabilitate și de maxim 30 minute pentru celelalte determinări, interval considerat de la descărcarea din betonieră sau din mijlocul de transport.

Metoda tasării constă în măsurarea tasării betonului proaspăt, sub greutatea proprie. Ca aparatură se folosește trunchiul de con cu înălțimea de 300 mm , din tablă galvanizată. Interiorul acestuia se umezește și se așează pe o suprafață orizontală plană, rigidă, umezită și neabsorbantă. Se umple trunchiul de con cu

beton în trei straturi, fiecare corespunzând aproximativ unei treimi din înălțime. În fiecare strat se dau câte 25 împunsături, cu ajutorul unei vergele, repartizându-se uniform pe suprafața betonului. Se nivelează stratul superior, apoi se ridică trunchiul de con, operație care trebuie să se facă în 5...10 secunde, printr-o mișcare verticală.

Imediat după ridicarea trunchiului de con se măsoară tasarea (diferența  $h_t$  dintre înălțimea acestuia și punctul cel mai ridicat al betonului tasat).

Tasarea betonului  $h_t$  se calculează cu formula:

$$h_t = h_c - h_b \quad (\text{mm}) \quad (4.6)$$

în care:

- $h_c$  este înălțimea trunchiului de con, în mm;
- $h_b$  este înălțimea punctului cel mai ridicat al betonului tasat, în mm.

Valoarea se rotunjește la 10 mm.

Ca rezultat se consideră media aritmetică, rotunjită la 10 mm, a două determinări efectuate la un interval de, maxim 10 minute și care nu diferă între ele cu mai mult de :

- 10 mm pentru tasarea < 40 mm;
- 20 mm pentru tasarea (50...90) mm;
- 30 mm pentru tasarea > 100 mm.

Metoda de determinare a gradului de compactare constă în stabilirea raportului dintre înălțimea inițială a betonului introdus, într-un recipient de o formă dată și înălțimea betonului compactat în recipientul respectiv. Ca aparatură se folosește un recipient cu pereții laterali netezi și suficienți de rigizi, din tablă, având forma de prismă cu baza pătrată de 200 mm și înălțimea de 400 mm. Se umezește suprafața interioară a recipientului, se introduce betonul, lăsându-l să cadă liber, alternativ de la cele patru margini superioare ale recipientului.

După ce recipientul este umplut, se înlătură cu ajutorul riglei metalice betonul care depășește marginile superioare evitând îndesarea acestuia.

Se compactează apoi betonul cu ajutorul mesei vibratoare, până când nu se mai constată reducerea volumului.

După compactare se determină valoarea  $s$  în milimetri, respectiv valoarea medie a distanțelor dintre suprafața betonului compactat și marginea superioară a recipientului, măsurată la cele patru colțuri ale recipientului, cu ajutorul riglei gradate.

Gradul de compactare  $G_c$  se calculează cu formula:

$$G_c = \frac{h_1}{h_2} = \frac{h_1}{h_1 - s} = \frac{400}{400 - s} \quad (4.7)$$

în care:

- $h_1$  este înălțimea interioară a recipientului, în mm;
- $h_2$  este înălțimea medie a betonului compactat, în mm;
- $s$  este valoarea medie a distanței între suprafața betonului compactat și marginea superioară a recipientului, în mm.

Metoda de remodelare Vébé, constă în stabilirea duratei (timp Vébé) în care proba de beton proaspăt se remodelează (trece la forma finală convenită), sub efectul vibrației.

Ca aparatură se folosește aparatul Vébé (consistometru), în care proba de beton proaspăt, turnată într-un tipar tronconic, se remodelează sub efectul vibrației cu ajutorul unei mase vibratoare.

Funcție de tasare sau grad de compactare sau remodelare Vébé, betoanele se clasifică în următoarele categorii de lucrabilitate date în tabelul 4.4.

**Tabelul 4.4**

Categoria de lucrabilitate a betonului proaspăt	Tasarea conului	Grad de compactare	Remodelare	Observații
$L_0$	-	>1.45	30-21	Foarte vârtos
$L_1$	-	1.26-1.45	20-11	Vârtos
$L_2$	1-4	1.11-1.25	10-5	Slab plastic
$L_3$	5-9	1.04-1.10	< 5	Plastic
$L_4$	10-15	< 1.04	-	Fluid

Lucrabilitatea este o caracteristică generală a betonului proaspăt fiind influențată de factorii de compoziție.

Lucrabilitatea se poate îmbunătăți prin următoarele măsuri:

-creșterea dozajului de ciment până la o anumită limită și păstrarea raportului A/C constant ;

-utilizarea adaosurilor plastifiante;

-micșorarea cantității de apă la amestecare;

-mărirea suprafeței specifice a cimentului sau a agregatelor naturale.

Betoanele de ciment rutiere, funcție de lucrabilitate se înscriu în categoriile L<sub>1</sub>, L<sub>2</sub>, L<sub>3</sub>, având consistențe până la slab plastice.

### 4.3.2. Densitatea aparentă

Stabilirea acestei caracteristici a betonului proaspăt constă în determinarea masei unei probe de beton proaspăt și raportarea acesteia la volumul probei respective în stare compactă. Se folosește un recipient metalic etanș, de formă cilindrică sau paralelipipedică având cea mai mică dintre dimensiuni egală cu cel puțin de patru ori dimensiunea maximă a granulelor agregatelor din beton.

Se determină masa ( $m_2$ ) a recipientului gol și se montează un prelungitor la partea superioară a acestuia. Se umezește suprafața interioară a acestuia, se introduce betonul proaspăt în recipient cu ajutorul mistriei, asigurându-se umplerea până la partea superioară a prelungitorului. Se compactează betonul cu ajutorul masei vibratoare.

În cazul betoanelor cu agregate cu dimensiunea maximă de 10 și 31,5 (40)mm se procedează astfel:

-se umple recipientul cu beton până la jumătatea înălțimii;

-se vibrează circa 15 secunde, după care se continuă umplerea recipientului până la partea superioară a prelungitorului, după care se continuă vibrarea.

Operațiunea de compactare se consideră încheiată în momentul când nu se mai constată eliminarea de bule de aer din beton.

Se îndepărtează prelungitorul, se înlătură cu o riglă betonul în exces, având grijă să nu rămână goluri pe suprafața superioară a betonului.

Se determină masa ( $m_1$ ) a recipientului umplut cu beton.

Densitatea aparentă a betonului  $\rho_a$  se calculează cu formula:

$$\rho_a = \frac{m_1 - m_2}{V} \quad (4.8)$$

în care:

- $m_1$  este masa recipientului umplut cu beton, în kg;
- $m_2$  este masa recipientului gol, în kg;
- $V$  este volumul interior al recipientului, în  $m^3$ .

În cazul betoanelor de ciment rutiere,  $\rho_a$  este minimum  $2400 \text{ kg/m}^3$  pentru betonul folosit la stratul de rezistență și  $2450 \text{ kg/m}^3$  pentru betonul folosit la stratul de uzură.(STAS 1759-88).

### 4.3.3. Volumul conținutului de aer oclus

Conținutul de aer oclus în masa betonului proaspăt se determină prin una din următoarele metode:

- metoda gravimetrică (indirectă), care se aplică betoanelor preparate cu agregate de orice dimensiune;
- metoda volumetrică cu presiune, care se aplică betoanelor preparate cu agregate cu dimensiunea maximă de 40 mm inclusiv;
- metoda volumetrică fără presiune, care se aplică betoanelor preparate cu agregate cu dimensiunea maximă de 41mm inclusiv.

Prin metoda gravimetrică, conținutul de aer oclus din betonul proaspăt se calculează cu formula:

$$\%Aer = \frac{\rho_b - \rho_a}{\rho_b} \times 100 \quad (4.9)$$

în care:

$\rho_a$  este densitatea aparentă a betonului proaspăt ( $\text{kg/m}^3$ );

$\rho_b$  este densitatea betonului proaspăt determinată prin calcul (fără a ține seama de goluri), ( $\text{kg/m}^3$ ) calculată cu formula:

$$\rho_b = \frac{C + A + N + P}{\frac{C}{\rho_c} + \frac{A}{\rho_{apa}} + \frac{N}{\rho_N} + \frac{P}{\rho_P}} \quad (4.10)$$

unde:

C este cantitatea de ciment la un metru cub beton, (kg);

A este cantitatea de apă de amestecare la un metru cub beton, (kg);

N este cantitatea de nisip sau alt agregat mai mic sau egal cu 7,1 mm la un metru cub de beton, (kg);

P este cantitatea de pietriș sau alt agregat mai mare de 7,1 mm la un metru cub de beton, (kg);

$\rho_c$  este densitatea cimentului (STAS 227/2-86), în ( $\text{kg/m}^3$ );

$\rho_{apa}$  este densitatea apei, în ( $\text{kg/m}^3$ );

$\rho_N$  este densitatea aparentă a nisipului sau a altui agregat mai mic sau egal cu 7,1mm, ( $\text{kg/m}^3$ );

$\rho_P$  este densitatea aparentă a pietrișului sau a altui agregat mai mare de 7,1mm, în ( $\text{kg/m}^3$ ).

Cantitățile C, A, N, și P reprezintă cantitățile de materiale respective la un metru cub de beton, conform relației 4.10.

Metoda volumetrică cu presiune determină procentul de aer oclus în masa betonului proaspăt cu ajutorul aparatului cu presiune de formă cilindrică de capacitate opt litrii, din care se scade volumul de aer din agregatele corespunzătoare preparării volumului de beton încercat și determinat cu același aparat.

Proba de beton se introduce în vasul cilindric și se compactează prin vibrare cu masa vibratoare. Se înlătură apoi surplusul de beton cu rigla metalică, se închide vasul cu ajutorul capacului care se fixează etanș, prin strângerea clemelor și se deschid robinetele aparatului.

Printr-unul din cele două robinete se introduce apa în vas, până când prin celălalt robinet curge un jet compact fără bule de aer.

Vasul se rotește și se bate cu ciocanul de cauciuc pentru a elimina aerul din beton, timp în care robinetele sunt închise.

Se deschid robinetele și se introduce apa printr-unul din ele până când aceasta iese prin celălalt robinet. Operația se repetă până când nu mai iese nici o bulă de aer și vasul nu mai primește de loc apă, după care se închid robinetele.

Cu ajutorul pompei în camera de presiune a aparatului se ridică presiunea aerului până când valoarea acestuia ajunge la doi bari. Valoarea presiunii se reglează cu ajutorul unei supape. Se acționează asupra celei de-a doua supape, făcându-se legătura între camera de presiune și vasul cilindric și se citește pe cadranul manometrului, procentul de aer oclus ( $A_1$ ).

Apoi, se determină conținutul de aer din agregatele din beton astfel:

-se introduce în vasul cilindric o cantitate din agregatele cu care s-a preparat betonul, corespunzătoare cantității necesare pentru obținerea probei de beton, apoi vasul se umple cu apă, acoperindu-se cu capacul, după care se procedează la fel ca la determinarea volumului de aer oclus în beton și se citește procentul de aer din agregate ( $A_2$ ).

Conținutul de aer oclus din betonul proaspăt se calculează cu formula:



$$\%Aer = A_1 - A_2 \quad (4.11)$$

în care:

$A_1$  este conținutul de aer din beton, în procente;

$A_2$  este conținutul de aer din agregate, în procente.

Conținutul de aer oclus se ia ca medie aritmetică a determinărilor din cadrul încercărilor preliminare, iar în cadrul încercărilor de control, pentru stabilirea conținutului de aer oclus, este suficientă o singură determinare.

Metoda volumetrică fără presiune, stabilește conținutul de aer oclus prin determinarea conținutului de apă, ce acoperă proba de beton după ce aceasta a fost amestecată, până la eliminarea aerului conținut.

Ca aparatură se folosește un vas metalic de formă cilindrică, cu diametrul interior de 240 mm și înălțimea de 480 mm și o placă din masă plastică transparentă de 350 mm × 75 mm, cu grosimea de 10 mm și în centrul acesteia este fixat un ac metalic de circa 25 mm lungime perpendicular pe planul plăcii.

Se cântărește vasul gol și uscat ( $M_1$ ), se umple vasul cu apă până la 40 mm sub marginea superioară, după care se pune placa cu acul îndreptat spre interiorul vasului. Cu ajutorul unei pipete se adaugă apă până ce nivelul apei ajunge la vârful acului, uns în prealabil cu vaselină.

Apoi se scoate placa și se cântărește vasul cu apa ( $M_2$ ), după care se varsă apa.

Se introduce în vas un volum de beton proaspăt corespunzător unei capacități de 10 litrii, apoi se cântărește vasul împreună cu betonul ( $M_3$ ).

Se toarnă apa în vas până ce nivelul acesteia ajunge la vârful acului și se cântărește ( $M_4$ ).

Se amestecă bine conținutul din vas timp de 10 minute, cu ajutorul vergelei de oțel, în scopul de a elimina aerul din beton.

După terminarea amestecării se scoate vergeaua și se așează pe vas placa și cu ajutorul pipetei se introduce apă în vas până ce nivelul acestuia ajunge la vârful

acului, se scoate placa și se amestecă din nou. Operația se repetă până ce nivelul apei nu mai scade.

Se scoate placa și se cântărește vasul cu beton și apa ( $M_5$ ).

Conținutul de aer oclus din betonul proaspăt se calculează cu formula:

$$\% Aer = \frac{(M_5 - M_4)}{M_2 - M_1 + M_3 - M_4} \times 100 \quad (4.12)$$

în care:

$M_1$  este masa vasului gol, în g;

$M_2$  este masa vasului cu apă, în g;

$M_3$  este masa vasului cu proba de beton (inclusiv aerul oclus), în g;

$M_4$  este masa vasului cu proba de beton și apa, în g;

$M_5$  este masa vasului cu proba de beton fără aer oclus și cu apa necesară pentru atingerea vârfului acului, în g.

Rezultatul se ia media a trei determinări care nu diferă cu mai mult de 7,5% din valoarea mediei.

Volumul de aer oclus în beton scade odată cu creșterea duratelor de amestecare, de transport și de vibrare.

La betoanele rutiere se urmărește ca volumul de aer oclus să fie:

$$V_{aer} = 3,5\% \pm 0,5.$$

#### 4.4. Caracteristicile betonului întărit

Caracteristicile betonului rutier întărit utilizat la îmbrăcămințile rutiere sunt:

- densitatea aparentă;
- compactitatea și porozitatea;
- rezistența la compresiune;
- rezistența la întindere;

- gelivitatea sau rezistența la îngheț - dezgheț;
- contracția betonului.

#### 4.4.1. Densitatea aparentă

Determinările se efectuează pe epruvete confecționate din beton proaspăt (STAS 1275-88) cubice sau prismatice sau provenite din elementul de construcție sau carote de formă cilindrică (din îmbrăcămintea rutieră).

Densitatea aparentă se determină ca raport între masa epruvetelor din beton și volumul acestora.

Determinarea se efectuează pe epruvete:

- în stare de umiditate naturală;
- în stare saturată;
- în stare uscată.

Epruvetele se cântăresc imediat după prelevare și se determină masa  $m_0$  a epruvetei în stare de umiditate naturală.

Pentru determinarea masei epruvetei saturate se introduc epruvetele în apă la temperatura de  $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$  astfel încât nivelul apei să le acopere cu circa 50 mm și se mențin până când nu se mai constată creșterea masei. Înainte de cântărire, se șterg epruvetele cu o cârpă umedă, astfel încât să se îndepărteze apa de la suprafață și se cântăresc, determinându-se masa  $m_1$  a epruvetei saturate.

Pentru determinarea masei epruvetei uscate, se usucă epruvetele până la masa constantă, apoi se cântăresc, aflându-se masa  $m_2$  a epruvetei.

Volumul aparent al epruvetelor de formă cubică, prismatică sau cilindrică confecționate pentru determinarea rezistențelor mecanice se face prin calcul.

Dimensiunile se măsoară cu șublerul cu precizia de 0,1mm, măsurătorile se efectuează astfel:

a) La epruvetele de formă cubică sau prismatică, se măsoară toate muchiile ca în figura 4.2

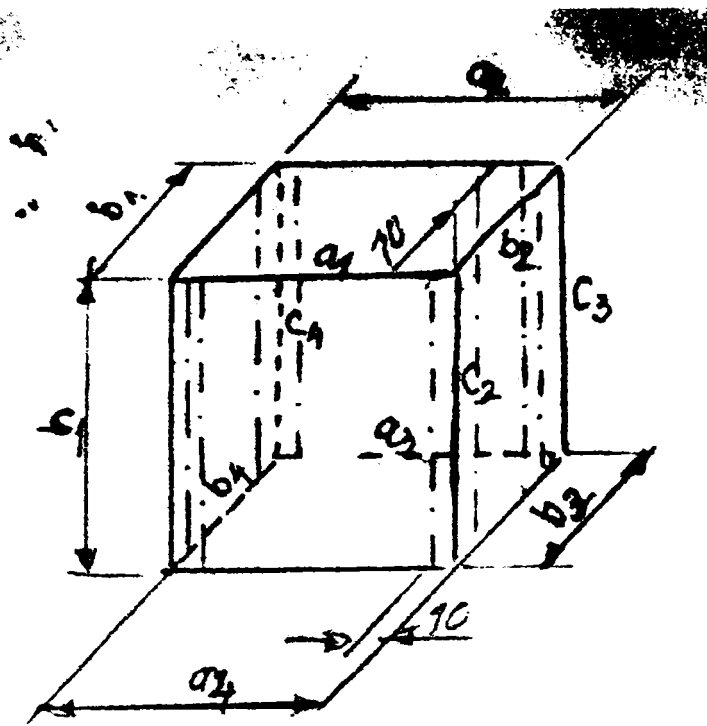


Fig. 4.2 Măsurarea muchiilor cubului.

Volumul aparent,  $V_{ap}$ , se calculează cu formula:

$$V_{ap} = a \times b \times c \quad (4.13)$$

în care:

$$a = \frac{1}{4}(a_1 + a_2 + a_3 + a_4); \quad (4.14)$$

$$b = \frac{1}{4}(b_1 + b_2 + b_3 + b_4); \quad (4.15)$$

$$c = \frac{1}{4}(c_1 + c_2 + c_3 + c_4); \quad (4.16)$$

b) La epruvete de formă cilindrică, figura 4.3 se măsoară patru înălțimi, după două diametre perpendiculare și șase diametre perpendiculare, două câte două, la nivelul superior, mediu și inferior.

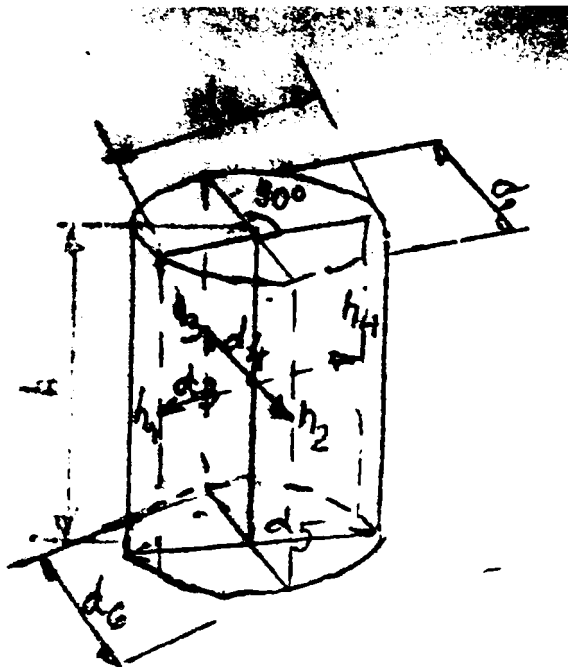


Fig. 4.3 Măsurarea diametrelor și a înălțimilor cilindrului.

Volumul aparent,  $V_{ap}$ , se calculează cu formula:

$$V_{ap} = \frac{\pi}{4} \times d^2 \times h \quad (4.17)$$

în care:

$$d = \frac{1}{6} (d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5 + d_6); \quad (4.18)$$

$$h = \frac{1}{4} (h_1 + h_2 + h_3 + h_4); \quad (4.19)$$

Volumul aparent al epruvetelor se poate determina și prin cântărire hidrostatică, îndeosebi pentru epruvetele nefasonate sau carote extrase din îmbrăcăminte.

Epruvetele păstrate timp de 48 ore în încăperi cu temperatura aerului de  $20 \pm 3^{\circ}\text{C}$ , se cântăresc. Se notează masa  $m$  a epruvetei. Apoi se acoperă cu parafină topită astfel : epruveta încălzită în etuvă până la circa  $60^{\circ}\text{C}$  și suspendată cu ajutorul unei sârme se cufundă de câteva ori în parafină topită având temperatura de minim  $100^{\circ}\text{C}$ , până când grosimea stratului de parafină ajunge la circa 1mm.

După parafinare, se determină prin cântărire la balanța hidrostatică masa  $m_{p1}$  în aer și masa  $m_{p2}$  în apă.

Volumul aparent al epruvetei,  $V_{ap}$ , se calculează cu formula:

$$V_{ap} = \frac{m_{p1} - m_{p2}}{\rho_a} - \frac{m_{p1} - m}{\rho_p} \quad (4.20)$$

în care:

$m$  este masa epruvetei neparafinate în aer, în g;

$m_{p1}$  este masa epruvetei în aer, în g;

$m_{p2}$  este masa epruvetei parafinate în apă, în g;

$\rho_a$  este densitatea apei, ( $\rho_a \cong 1$ ), în  $\text{g/cm}^3$ ;

$\rho_p$  este densitatea parafinei, ( $\rho_p = 0,92$ ), în  $\text{g/cm}^3$ .

Densitatea aparentă a epruvetei în stare de umiditate naturală,  $\rho_{ap0}$ , se calculează cu formula:

$$\rho_{ap0} = \frac{m_0}{V_{ap}} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (4.21)$$

în care:

$m_0$  este masa epruvetei în stare de umiditate naturală, în g;

$V_{ap}$  este volumul aparent al epruvetei, în  $\text{cm}^3$ ;

Densitatea aparentă a epruvetei saturate,  $\rho_{ap1}$ , se calculează cu formula:

$$\rho_{ap1} = \frac{m_1}{V_{ap}} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (4.22)$$

în care:

$m_1$  este masa epruvetei în stare saturată, în g;

$V_{ap}$  este volumul aparent al epruvetei, în  $\text{cm}^3$ .

Densitatea aparentă a epruvetei în stare uscată,  $\rho_{ap2}$ , se calculează cu formula:

$$\rho_{ap2} = \frac{m_2}{V_{ap}} \quad (\text{g/cm}^3)$$

în care:

$m_2$  este masa epruvetei în stare uscată, în g;

$V_{ap}$  este volumul aparent al epruvetei în  $cm^3$ .

Pentru betonul de ciment rutier densitatea aparentă trebuie să fie mai mare de  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

#### 4.4.2. Determinarea compactității

Compactitatea betonului, C, se calculează cu formula :

$$C = \frac{\rho_{apo}}{\rho} \times 100 \quad (4.24)$$

în care:

-  $\rho_{apo}$  este densitatea aparentă a betonului în stare de umiditate naturală, în  $g/cm^3$  ;

-  $\rho$  este densitatea betonului întărit, în  $g/cm^3$ .

#### 4.4.3. Determinarea absorbției de apă

Cantitatea de apă absorbită se determină prin 2 metode:

- imersarea epruvetelor în apă;
- fierberea epruvetelor .

Determinarea se efectuează pe epruvete în stare de umiditate naturală sau uscate până la masă constantă .

Epruvetele se cântăresc determinându-se masa  $m_u$ , apoi se introduc în vasul umplut cu apă la  $20 \pm 2^\circ C$ , în așa fel încât nivelul apei să le acopere cu circa 50mm.

Epruvetele se așează în vas pe suporturi, astfel că înălțimea să fie dimensiunea minimă.

Metoda imersării constă în cântărirea după fiecare 24 de ore de absorbție a apei cu balanța tehnică sau hidrostatică. Pentru cântărire cu balanța tehnică, epruvetele scoase din apă se șterg în prealabil cu cârpa umedă. Masa apei care se

scurge din porii epruvetei în talerul balanței se include în masa probei saturate,  $m_s$ . Încercarea se efectuează până la masă constantă.

Metoda fierberii constă în cântărirea în prealabil și introduse în vasul cu apă și se supun fierberii. După fiecare patru ore de fierbere se răcesc în apă până la  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ , se șterg cu o cârpă umedă și se cântăresc. Încercarea se efectuează până când diferența între două cântăriri, după două fierberi succesive, este de maxim 0,1%.

Absorbția de apă a epruvetei, prin imersare, se stabilește cu formula:

$$W_i = \frac{m_s - m_u}{m_u} \times 100; \quad (\%) \quad (4.25)$$

în care:

- $m_s$  este masa epruvetei saturate, în g;
- $m_u$  este masa epruvetei uscate, în g.

Absorbția de apă a epruvetei, prin fierbere,  $W_f$ , se stabilește cu formula:

$$W_f = \frac{m_{\text{fierb}} - m_u}{m_u} \times 100; \quad (\%) \quad (4.26)$$

în care:

- $m_{\text{fierb}}$  este masa epruvetei după fierbere, în g;
- $m_u$  este masa epruvetei uscate, în g.

#### 4.4.4. Determinarea porozității

Porozitatea betonului întărit poate fi :

- porozitate totală care cuprinde volumul tuturor porilor din masa de beton ( inclusiv porii închiși care nu comunică cu exteriorul );
- porozitatea aparentă care cuprinde numai volumul porilor deschiși care comunică cu exteriorul ( pori capilari și necapilari ).

Porozitatea totală,  $P_t$ , se calculează cu relația:

$$P_t = \left(1 - \frac{\rho_{ap0}}{\rho}\right) \times 100 = \left(1 - \frac{C}{100}\right) \times 100 = 100 - C \quad (4.27)$$



în care:

- $\rho_{ap0}$  este densitatea aparentă a epruvetei în stare de umiditate naturală, în  $\text{g/cm}^3$ ;
- $\rho$  este densitatea epruvetei, în  $\text{g/cm}^3$ ;
- C este compactitatea epruvetei în procente.

Porozitatea aparentă se determină experimental prin cântăriri succesive ale betonului uscat ( $m_2$ ) și saturat cu apă ( $m_1$ ).

Saturarea epruvetelor se face prin imersare în apă timp de 24 de ore și cântărire. Operația se repetă până la obținerea masei constante, astfel încât diferența între două cântăriri să fie de maxim 1 gram.

Porozitatea aparentă,  $p_{ap}$ , se calculează cu formula :

$$p_{ap} = \frac{m_2 - m_1}{\rho_a \cdot m_1} \times \rho_{ap0} \times 100 \quad (4.28)$$

în care :

- $m_1$  este masa epruvetei saturate cu apă, în g;
- $m_2$  este masa epruvetei uscate, în g;
- $\rho_a$  este densitatea apei, în  $\text{g/cm}^3$ ;
- $\rho_{ap0}$  este densitatea epruvetei în stare de umiditate naturală, în  $\text{g/cm}^3$ ,

conform STAS 2414 - 1991.

Odată cu determinarea porozității se mai pot determina și următoarele caracteristici :

- volumul porilor capilari deschiși ;
- volumul porilor necapilari deschiși ;
- volumul porilor închiși ;
- indicele microporozității.

Volumul porilor capilari deschiși din beton,  $P_0$ , se stabilește cu formula:

$$P_0 = W_0 = \frac{W_i \times \rho_{ap0}}{P_a} (\%) \quad (4.29)$$

în care :

- $W_0$  este absorbția volumetrică de apă a epruvetei, în procente ;
- $W_i$  este absorbția de apă determinată prin imersare în procente;
- $\rho_{ap0}$  este densitatea aparentă în stare de umiditate naturală, în  $g/cm^3$  ;
- $P_a$  este porozitatea aparentă, în procente.

Volumul porilor necapilari deschiși,  $P_1$ , se stabilește cu formula:

$$P_1 = \frac{V_{ap1} - V_{ap2}}{V_{ap1}} \times 100 \text{ (\%)} \quad (4.30)$$

în care:

-  $V_{ap1}$  este volumul epruvetelor, determinat prin calcul, sau prin cântărire hidrostatică.

Volumul porilor închiși ai betonului,  $P_2$ , se stabilește cu formula:

$$P_2 = P_t - P_o - P_1 \quad (\%) \quad (4.31)$$

în care:

- $P_t$  este porozitatea totală, în procente;
- $P_o$  este volumul porilor capilari deschiși, în procente;
- $P_1$  este volumul porilor necapilari deschiși, în procente.

Indicele microporozității betonului,  $P_{mp}$ , se stabilește cu formula:

$$P_{mp} = \frac{W_c}{P_o + P_1} = \frac{m_3 - m_2}{m_2(P_o + P_1)} \times 100 \quad (\%) \quad (4.32)$$

în care:

- $W_c$  este umiditatea absorbită de epruvetă la umiditatea relativă a aerului (95...100)%;
- $P_o$  este volumul porilor capilari deschiși, în procente;
- $P_1$  este volumul porilor necapilari deschiși, în procente;
- $m_3$  este masa epruvetei după păstrarea în aer cu umiditatea relativă (95...100)%;
- $m_2$  este masa epruvetei uscate.

#### 4.4.5. Determinarea rezistenței la compresiune

Rezistența la compresiune se determină prin aplicarea unei forțe uniforme crescătoare pe epruvete cubice, cilindrice, sau orientativ, pe fragmente de prismă rezultate de la încercarea la întindere prin încovoiere sau de la încercarea la încovoiere.

Pentru determinarea acestei rezistențe, epruvetele se curată, se așează între platanele preseii, în așa fel încât direcția de încercare să fie perpendiculară pe direcția de turnare a epruvetelor.

Forța se aplică continuu și uniform până la ruperea epruvetelor cu o creștere constantă de  $0,6 \pm 0,4 \text{ N/mm}^2\text{s}$ , dar astfel încât încercarea să dureze minim 30 secunde.

Rezistența la compresiune, determinată pe epruvete cubice sau cilindrice se calculează cu formula:

$$R_c = \frac{P}{A} \quad (\text{N/mm}^2; \text{Mpa}) \quad (4.33)$$

în care:

- P este forța de rupere, citită pe cadrul preseii, în N;
- A este aria nominală sau reală, după caz, a secțiunii de referință, în  $\text{mm}^2$ .

Pentru betoanele rutiere având clasele utilizate în îmbrăcăminte, rezistența medie la compresiune, determinată la 28 zile, pe cuburi cu latura de 141mm se dă în tabelul 4.11.

**Tabelul 4.11.**

$R_c$ ( $\text{N/mm}^2$ ) min.	Clasa betonului rutier			
	BcR 3,5	BcR 4,0	BcR 4,5	BcR 5,0
	30	35	40	45

#### 4.4.6. Determinarea rezistenței la întindere

Rezistența la întindere este cea mai mică dintre rezistențele mecanice și este hotărâtoare pentru durabilitatea lucrărilor.

Determinarea rezistenței la întindere se face prin metode indirecte:

- încercarea la încovoiere;
- încercarea la despicare.

Metoda de determinare a rezistenței la întindere prin încovoiere ține seama de plasticizarea zonei întinse pe epruvete prismatice și pe fragmentele de prismă rezultate de la încercarea prismelor întregi prin aplicarea, în mod uniform crescător, a unei singure forțe în mijlocul distanței dintre reazeme. Distanța dintre reazeme este de 300 mm. Pe epruvetele prismatice de 150×150×600 mm sau 100×100×550 mm, se efectuează două încercări.

Rezistența la întindere prin încovoiere se calculează cu formulele:

$$R_t = \frac{M}{W_{pl}} = \frac{\frac{P \times l}{4}}{\frac{b \times h^2}{3,5}} = 0,875 \frac{P \times l}{b \times h^2} \quad (\text{N/mm}^2; \text{Mpa}) \quad (4.34)$$

în cazul betonului cu agregate grele, respectiv:

$$R_t = \frac{M}{W_{pl}} = \frac{\frac{P \times l}{4}}{\frac{b \times h^2}{3,7}} = 0,925 \frac{P \times l}{b \times h^2} \quad (\text{N/mm}^2; \text{MPa}) \quad (4.35)$$

în cazul betonului cu agregate ușoare;

în care:

- M este momentul încovoiător, în N mm;
- $W_{pl}$  este modulul de rezistență, ținând seama de plasticizarea zonei întinse, în  $\text{mm}^3$ ;
- P este forța de rupere, citită pe cadranul presei, în N;
- l este distanța între reazeme, în mm;
- b este lățimea medie a secțiunii transversale, în mm;
- h este înălțimea medie a secțiunii transversale, în mm.

Rezistența la întindere prin despicare se determină pe epruvete cubice, cilindrice sau fragmente de prismă rezultate de la încercarea la întindere prin încovoiere sau încovoiere prin aplicarea unei forțe uniform crescătoare prin intermediul unor piese cu secțiune  $5 \times 4$  mm și lungimea mai mare decât cea a epruvetei cu care vin în contact.

Epruvetele curățate cu peria de păr se așează între platanele presei prin intermediul fâșiilor sau șipcilor în așa fel încât direcția de încercare să fie perpendiculară pe direcția de turnare.

După ce epruvetele au fost așezate în presă, se aplica o încărcare care crește cu o viteză de  $0,05 \pm 0,02$  N/mm<sup>2</sup> · s până la rupere.

Rezistența la întindere prin despicare se calculează cu formulele:

a) pentru epruvete cubice și fragmente de prismă:

$$R_t = \frac{2P}{\pi \times L \times h} \quad (\text{N/mm}^2; \text{Mpa}) \quad (4.36)$$

în care:

- P este forța de rupere, citită pe cadranul presei, în N;
- L este lungimea medie a secțiunii transversale, pe liniile de contact,

în mm;

-h este înălțimea medie a secțiunii transversale, în mm.

b) pentru epruvete cilindrice :

$$R_t = \frac{2P}{\pi \times d \times L} \quad (\text{N/mm}^2; \text{Mpa}) \quad (4.37)$$

în care:

- P este forța de rupere, citită pe cadranul presei, în N;
- d este diametrul mediu în secțiunea transversală de rupere, în mm;
- L este lungimea medie a secțiunii transversale pe liniile de contact,

în mm;

Rezultatele se rotunjesc la  $0,1$  N/mm<sup>2</sup>.

Rezistența la întindere prin despicare pentru o serie de epruvete se stabilește ca medie aritmetică a rezultatelor obținute. Dacă unul din rezultate se abate cu mai mult de 20% față de medie, acesta se elimină, recalculându-se media.

#### 4.4.7. Gelivitatea sau rezistența la îngheț-dezghet

Prin grad de gelivitate se înțelege numărul de cicluri de îngheț-dezghet la care trebuie să reziste epruvetele din beton fără ca rezistența la compresiune să se reducă cu mai mult de 25% sau fără ca modulul de elasticitate dinamic relativ să se reducă cu mai mult de 15%, față de epruvetele martor.

Rezistența la îngheț-dezghet a betonului se determină prin două metode, și anume:

-metoda distructivă (urmărește variația rezistenței la compresiune) se aplică betoanelor cu agregate grele și ușoare;

-metoda nedistructivă (urmărește variația modulului de elasticitate dinamic relativ) se aplică betoanelor cu agregate grele.

Încercările se efectuează pe epruvete cubice cu laturile de 100; 141; 150; 200 sau 300 mm, cu vârsta de minim 28 zile.

Gradul de gelivitate trebuie să fie pentru betoanele rutiere superior lui G100.

Numărul epruvetelor necesare încercării, funcție de gradul de gelivitate al betonului este dat în tabelul 4.12.

**Tabelul 4.12**

Numărul epruvetelor	Gradul de gelivitate al betonului	
	G100	G150
Numărul epruvetelor supuse la ciclurile de îngheț-dezghet	6	9
Numărul epruvetelor martor	6	9
Numărul total al epruvetelor	12	18

Epruvetele cu vârstă de minim 28 zile se introduc în baia cu apă la temperatura de  $20 \pm 5^{\circ}\text{C}$  pentru saturare, cu patru zile înainte de începerea

încercării. Apa în baie se toarnă treptat, astfel: prima dată se toarnă până la 1/4 din înălțimea epruvetelor, după 24 de ore se adaugă până la jumătate din înălțimea epruvetelor, după alte 24 de ore la 1/3 din înălțime, iar după 3 zile de la introducerea în baie, apa trebuie să ajungă la un nivel de minim 20 mm peste înălțimea epruvetelor, menținându-se timp de 24 de ore, după care epruvetele se consideră saturate. Apoi, epruvetele destinate încercării se introduc în camera frigorifică, iar cele martor se păstrează în continuare sub apă, sau la umiditate ridicată.

Epruvetele saturate introduse în camera frigorifică la  $-17 \pm 2^{\circ}\text{C}$  se mențin patru ore .

După aceasta, epruvetele se scot din camera frigorifică și se introduc imediat fie în baia cu apă, fie se stropesc continuu cu apă la temperatura de  $20 \pm 5^{\circ}\text{C}$ , timp de patru ore.

După supunerea epruvetelor la ciclurile de îngheț-dezgheț stabilite, li se determină pierderea de rezistență la compresiune, supunând la încercarea la compresiune trei din epruvetele de încercare și același număr de epruvete martor.

Determinarea reducerii rezistenței la compresiune după fiecare serie de 25 cicluri pentru betoanele cu grad de gelivitate de G50 și după fiecare serie de 50 cicluri pentru betoanele rutiere cu grad de gelivitate G100 și G150.

Încercarea se consideră terminată după atingerea numărului de cicluri prescris sau dacă pierderea rezistenței la compresiune este mai mare de 25% (față de epruvetele martor de aceeași vârstă).

Pierderea rezistenței la compresiune se face după formula:

$$\eta = \frac{R_m - R_t}{R_m} \times 100 \quad (\%) \quad (4.38)$$

în care:

-  $R_m$  este media aritmetică a rezistenței la compresiune a epruvetelor martor, în  $\text{N/mm}^2$ ;

-  $R_t$  este media aritmetică a rezistențelor la compresiune a epruvetelor supuse la îngheț-dezgheț, în  $\text{N/mm}^2$ .

Ca rezistență la îngheț-dezgheț se consideră numărul maxim de cicluri de îngheț-dezgheț succesive pe care epruvetele de beton pot să le suporte fără să sufere o reducere a rezistenței la compresiune mai mare de 25% față de cea a epruvetelor martor.

Metoda nedistructivă de determinare a rezistenței la îngheț-dezgheț stabilește reducerea modulului de elasticitate relativ determinat pe baza pătratului raportului dintre frecvența proprie de vibrație la încovoiere a epruvetelor supuse încercării și frecvența proprie de vibrație la încovoiere a epruvetelor înainte de a fi supuse încercării.

Numărul epruvetelor, pregătirea și efectuarea ciclurilor de îngheț-dezgheț se fac ca la încercarea distructivă, doar se precizează că se determină frecvența proprie la încovoiere, pe fiecare epruvetă saturată în parte, înainte de începerea ciclurilor de îngheț-dezgheț, după ce a fost scoasă din apă.

După efectuarea ciclurilor de îngheț-dezgheț indicate se determină pentru fiecare epruvetă frecvența proprie la încovoiere și se calculează reducerea modulului de elasticitate dinamic relativ cu formula:

$$E_{r,n} = \left(\frac{f_n}{f_0}\right)^2 \times 100 \quad (4.39)$$

în care:

-  $E_{r,n}$  este modulul de elasticitate dinamic relativ la îngheț-dezgheț, după  $n$  cicluri;

-  $f_0$  este frecvența proprie de vibrație la încovoiere a epruvetelor înainte de supunerea la îngheț-dezgheț, în herți;

-  $f_n$  este frecvența proprie de vibrație la încovoiere după  $n$  cicluri de îngheț-dezgheț, în herți.

Determinarea reducerii modulului de elasticitate dinamic relativ se execută după fiecare serie de 25, respectiv 50 cicluri pentru betoanele cu grade de gelivitate G100 și G150.



Încercarea se consideră terminată când s-a realizat numărul de cicluri prescris sau când se constată ca reducerea modulului de elasticitate dinamic relativ a atins valoarea limită admisă.

Ca rezistență la îngheț-dezghet se consideră numărul maxim de cicluri de îngheț-dezghet succesive pe care epruvetele de beton pot să le suporte fără să sufere modificările structurii care să reducă modulul de elasticitate dinamic relativ cu mai mult de 15% față de măsurătorile efectuate înainte de supunerea la îngheț-dezghet a acelorași epruvete.

#### 4.4.8. Con tracția betonului

Con tracția betonului reprezintă micșorarea în timp a volumului betonului când acesta se întărește în aer, și se calculează cu relația:

$$\varepsilon_c = \frac{\delta_0 - \delta_t}{L_0} \quad (\text{mm/m}) \quad (4.40)$$

în care:

- $\delta_0$  este citirea distanței dintre repere la 7 zile, în mm;
- $\delta_t$  este citirea distanței pe microcomparator la timpul t, în mm;
- $L_0$  este distanța între repere, în m.

În practică se utilizează diferite procedee pentru micșorarea contracției prin reducerea raportului A/C, revibrare, etc.

# CAPITOLUL 5

## **Studii și cercetări experimentale în vederea stabilirii soluțiilor tehnice privind ranforsarea sistemelor rutiere elastice prin utilizarea diferitelor tipuri de betoane de ciment.**

### **5.1 Introducere**

Cercetările au fost începute în anul 1979 în baza a 10 contracte de cercetare științifică, contract nr.281/1979 /101/ până în anul 1989, contract nr. 89/1989 /108/ care s-au desfășurat în mai multe faze, încheiate cu Direcția de Drumuri și Poduri Timișoara și Catedra de Drumuri, Fundații și Instalații în Construcții în colaborare cu Catedra de Beton Armat și Clădiri din Timișoara.

Cercetările s-au făcut în vederea stabilirii posibilității realizării unui strat din beton de ciment în locul straturilor bituminoase la ranforsarea complexelor rutiere elastice.

În martie 1979 s-a stabilit traseul sectorului experimental pe drumul național DN 58 A Lugoj-Ezeriș în lungime de 164m între km 2+700 și km 2+864.

Pe acest traseu au fost remarcate o serie de fisuri longitudinale și transversale până la 5mm deschidere, precum și importante zone faianțate, fiind

necesară ranforsarea lui. Sectorul ales s-a racordat cu un alt sector de ranforsare executat în soluție bituminoasă, ceea ce a permis compararea soluțiilor de ranforsare propuse cu cele existente.

## 5.2 Investigarea sectorului experimental

În vederea stabilirii soluțiilor tehnice de ranforsare și întocmirea proiectului de execuție pe sectorul experimental s-au efectuat o serie de investigații ca :

- ridicarea releveului suprafeței drumului;
- ridicări topometrice;
- sondaje și încercări de laborator;
- măsurători de portanță.

Pentru cunoașterea structurii și a caracteristicilor sistemului rutier existent s-au efectuat sondaje deschise în două secțiuni transversale ale drumului la km 2+700 și la km 2+770.

Din sondajele efectuate s-au prelevat probe de materiale și carote pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor din straturile sistemului rutier existent. Astfel s-au prelevat probe de pământ de sub nivelul patului drumului la circa 15...20cm adâncime, probe de balast din stratul de fundație și carote din straturile de îmbrăcăminte bituminoasă pe care s-au efectuat determinări de laborator, rezultatele fiind utilizate la proiectul de execuție întocmit /100/.

La efectuarea sondajelor s-a ținut seama de neuniformitatea sistemului rutier care avea pe lățimea părții carosabile o fâșie centrală a cărei fundație era construită din pietruirea existentă a vechiului drum, iar la cele două margini, fâșii de lărgire executate cu ocazia lucrărilor de îmbunătățire a fiabilității drumului prin aplicarea unor îmbrăcămînți asfaltice ușoare. Rezultatele sunt prezentate în tabelul sondajelor, tabelul 5.1.

**Tabelul 5.1.**

Nr. crt.	Poziția kilometrică	Grosimea straturilor	
		STANGA distanța față de ax	DREAPTA distanța față de ax
1	2+700	la 3,40m 6cm îmbrăcămintă bituminoasă 56 cm balast la 3,40m pe lărgire 3cm îmbrăcămintă bituminoasă 60 cm balast	la 3,00m 8cm îmbrăcămintă bituminoasă 35 cm balast la 3,00m 14cm îmbrăcămintă bituminoasă 22 cm balast
2	2+770	la 3,20m 6cm îmbrăcămintă bituminoasă 39 cm balast	la 2,50m 8cm îmbrăcămintă bituminoasă 47 cm balast
		la 3,20m pe lărgire 3cm îmbrăcămintă bituminoasă 36 cm balast	la 2,50m pe lărgire 3cm îmbrăcămintă bituminoasă 35 cm balast

În baza analizelor efectuate privind compoziția granulometrică, pământul din patul drumului are următoarea compoziție: pietriș 6%, nisip 53%, praf 11% și argilă 30%, care corespunde unui nisip argilos cu fracțiuni de pietriș cu indicele de plasticitate  $I_p = 22\%$ .

Deformabilitatea complexului rutier s-a stabilit prin măsurarea deflexiunii la suprafața îmbrăcăminții cu deflectometru Benkelmann, rezultatele măsurătorilor fiind date în tabelul 5.2.

**Tabelul 5.2**

Pichet	Poziția kilometrică	Dreapta la 1m de la marginea părții carosabile	Ax	Stânga la 1m de la marginea părții carosabile
		Sutimi de milimetri		
1	2+700	155	-	-
2	2+710	157	40	51
3	2+720	118	48	62
4	2+730	99	40	49
5	2+740	134	39	48
6	2+750	135	40	53
7	2+760	118	40	45
8	2+770	110	31	51
9	2+780	119	39	51
10	2+790	136	40	62
11	2+800	123	41	59

### **5.3 Necesitatea și oportunitatea ranforsării**

În baza unui contract /101/, încheiat între D.D.P. Timișoara și I.P.T.V. Timișoara, Facultatea de Construcții, Catedra de Beton Armat și Clădiri a fost prevăzut ranforsarea sistemului rutier existent, de pe D.N. 58A Lugoj - Soceni km 2+700 - 2+864, cu următoarele soluții:

- ranforsarea cu beton simplu km 2+700 - 2+800;
- ranforsarea cu beton armat km 2+800 - 2+858;
- ranforsarea cu beton cu fibre de oțel km 2+858 - 2+864.

Aceste soluții au fost propuse datorită deficitului de bitum necesar lucrărilor de covoare asfaltice. În baza cererii Direcției Drumurilor din M.T.Tc, de înlocuire a îmbrăcăminții bituminoase cu un strat de beton de ciment.

Lățimea părții carosabile proiectată este de 7.00 m, iar platforma drumului de 10.00m.

### **5.4. Caracteristici ale sectorului proiectat**

Toate îmbunătățirile aduse traseului proiectat situat în aliniament, în lungime de 164 m, nu au afectat terenul agricol, ne fiind necesare exproprieri.

Linia roșie proiectată a urmărit îndeaproape linia traseului existent a drumului.

Profilul în lung a prezentat o pantă medie de 0,20%, iar panta maximă proiectată a platformei a fost de 0,33%.

Panta transversală a părții carosabile s-a ales 2% și a acostamentelor de 3%, iar panta taluzurilor s-a executat de 1:3 evitându-se ocuparea terenurilor agricole.

La stabilirea grosimii straturilor de ranforsare din beton de ciment s-a avut în vedere grosimea straturilor rutiere existente determinate prin sondaje.

Soluțiile de ranforsare proiectate au fost cele de mai sus în lungime de 100 m, îmbrăcăminte din beton de ciment simplu, 58m, îmbrăcăminte din beton de ciment armat și 6m, din beton de ciment armat cu fibre de oțel.

Lățimea de turnare a dalelor a fost de 3.50 m, avându-se în vedere necesitatea asigurării circulației pe un fir de drum.

Soluția de ranforsare utilizând betonul de ciment simplu s-a executat conform profilului transversal tip 1 din figura 5.1, și betonul s-a turnat în două straturi, astfel:

-stratul de rezistență dintr-un beton Bc R 3 (B300), cu ciment P 40 (P400) și agregate de râu, în grosime de 90mm;

-stratul de uzură din beton Bc R 3,5 ( B 350 ), cu ciment P 40 și criblură în grosime de 60mm.

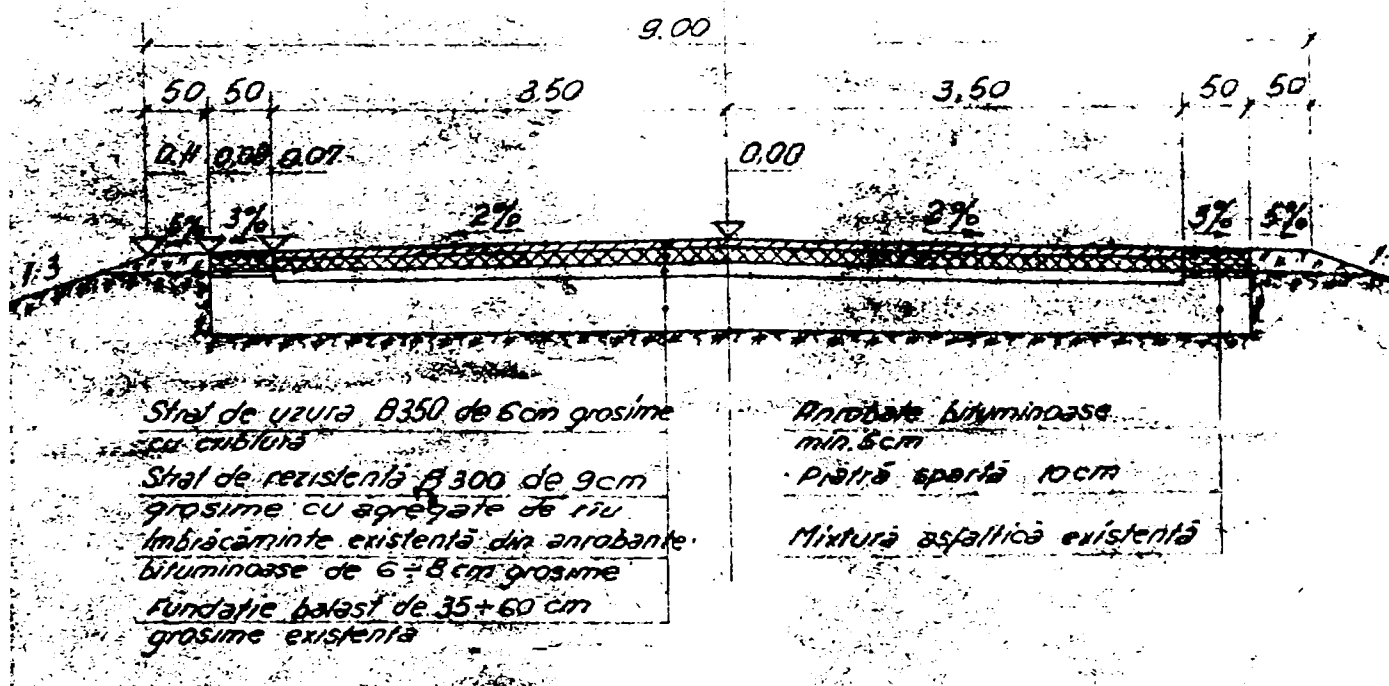


Fig 5.1 Profil transversal Tip I cu îmbrăcăminte din beton simplu

Soluția de ranforsare utilizând betonul de ciment armat s-a executat conform profilului transversal tip II, figura 5.2, utilizând aceleași materiale și grosimi de straturi ca la soluția de ranforsare cu beton simplu, cu deosebirea că în stratul de rezistență s-a înglobat o plasă de armatură din bare independente cu diametrul de 6 mm, din oțel-beton OB 37, cu ochiuri având latura de 200 mm, figura 5.2.

Porțiunea ranforsată cu beton armat s-a realizat fără rosturi.

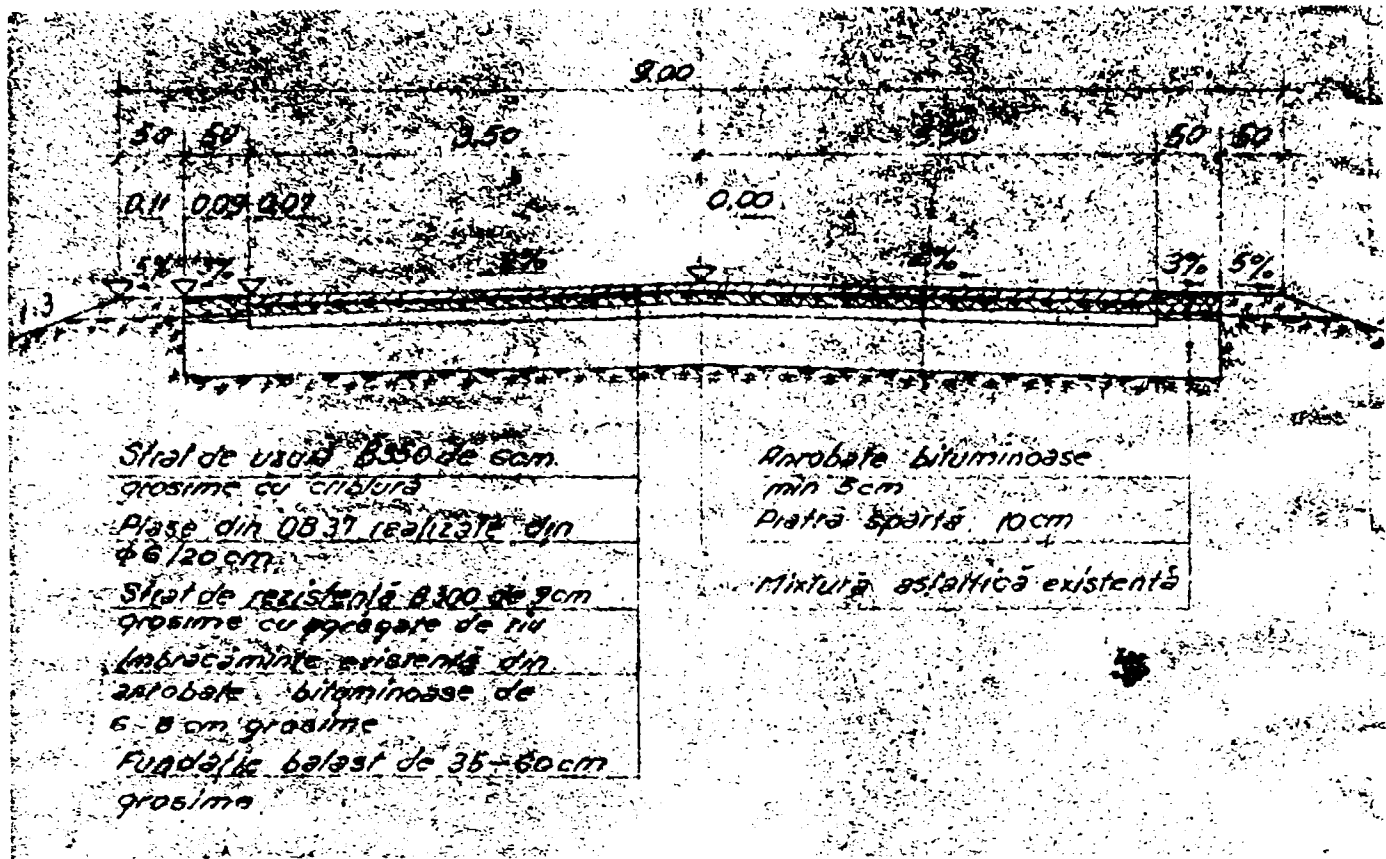


Fig. 5.2 Profil transversal Tip II cu îmbrăcăminte din beton armat cu plase de sârmă.

Soluția a treia de ranforsare a utilizat îmbrăcăminte din beton de ciment armat cu fibre de oțel s-a executat conform profilului transversal tip III, figura 5.3.

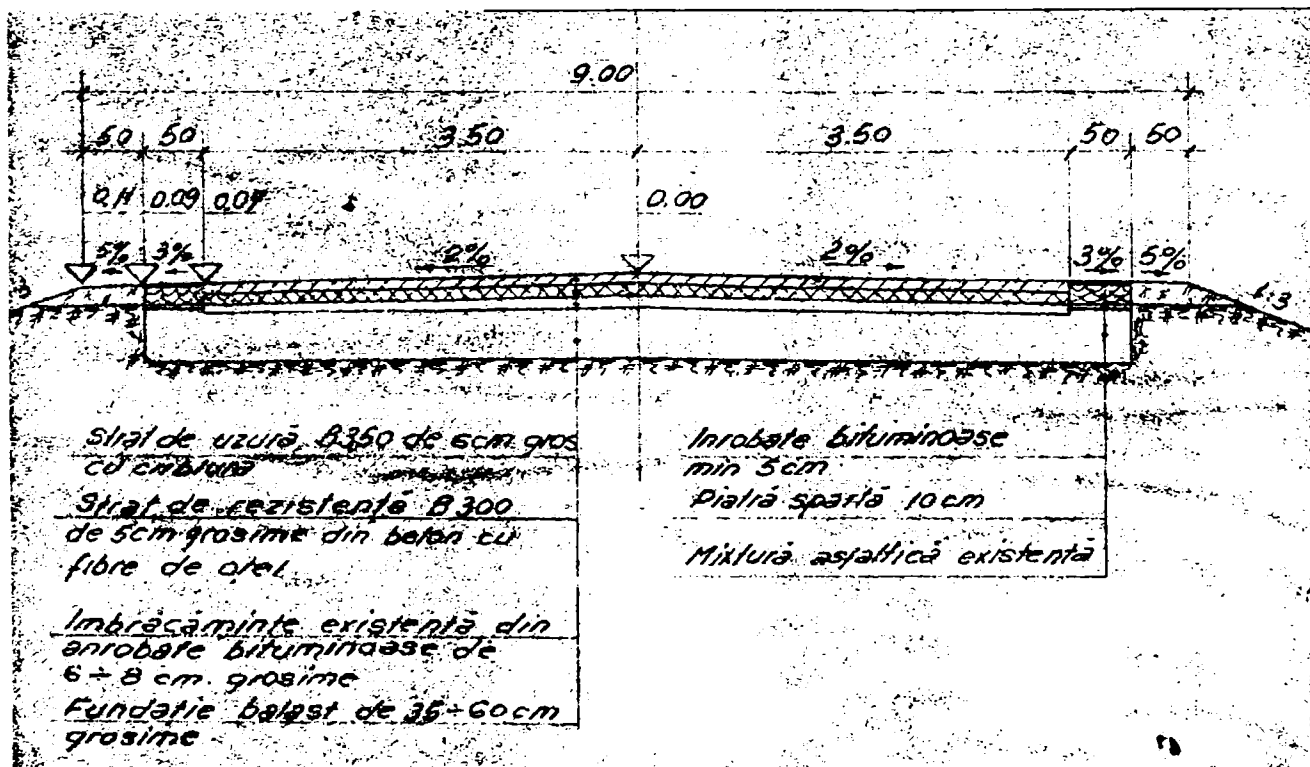


Fig. 5.3 Profil transversal Tip III cu îmbrăcăminte din beton armat cu fibre din oțel.

Ranforsarea s-a executat tot în două straturi, astfel:

-stratul de rezistență din beton armat cu fibre de oțel Bc R 3 ( B 300 ),  
cu ciment RIM și agregate de râu, în grosime de 50mm;

-stratul de uzură din beton simplu Bc R 3, (B 300) cu ciment P40 și  
criblură, în grosime de 60mm.

Această dală s-a realizat cu rost longitudinal.

Materialele necesare și compoziția betonului cu fibre de oțel au fost cele din  
tabelul 5.3.

**Tabelul 5.3**

Materiale necesare	Cantitate pe m <sup>3</sup> de beton
Ciment RIM 200	450 kg/m <sup>3</sup>
Nisip 0-3	900 kg/m <sup>3</sup>
Nisip 3-7	653 kg/m <sup>3</sup>
Raport A/C	0,55
Fibre de oțel	120 kg/m <sup>3</sup>
Soluție 20% Disan	1,5l/100kg ciment

Ca utilaje necesare, datorită volumului mic de betoane (circa 180 mc) s-au  
folosit cele din dotarea stației de betoane din zona respectivă și s-a transportat la  
fața locului cu autobetoniere sau autobasculante.

Așternerea betonului din straturile rutiere s-a realizat manual și s-a  
compactat cu plăci vibratoare. Singurul beton preparat la fața locului a fost cel  
realizat cu fibre de oțel a cărui amestecare s-a făcut într-un malaxor cu palete  
pentru a cărei acționare s-a utilizat un grup electrogen.

La execuția lucrărilor s-au respectat și recomandările prevăzute, pe atunci,  
în “Instrucțiunile tehnice provizorii pentru repararea îmbrăcăminților rutiere din  
beton de ciment prin utilizarea betonului armat cu fibre de oțel” /4/, /6/.

Sectorul de drum ranforsat s-a racordat la drumul existent folosind mixtura  
asfaltică.



## 5.5. Dimensionarea sistemului rutier

### 5.5.1. Aspecte teoretice privind metoda standard de dimensionare a sistemelor rutiere.

Calculul grosimii dalelor de beton în această metodă se bazează pe ipoteza plăcilor elastice rezemate continuu pe un mediu liniar deformabil și supuse la încovoiere /39/, /42/.

La dimensionarea acestor sisteme rutiere rigide se iau în considerare următorii factori:

- încărcarea maximă pe roată;
- acțiunea dinamică a încărcărilor;
- suprapunerea efectelor din trafic și din temperatură;
- fenomenul de oboseală a materialului.

Calculul se efectuează în două ipoteze:

-acțiunea repetată a vehiculului de calcul A13 și solicitarea medie din temperatură;

-acțiunea izolată a celui mai greu vehicul care circulă pe drumul considerat în proporție de peste 5% din totalul vehiculelor, și solicitarea maximă din temperatură; (pentru autostrăzi calculul se face la acțiunea izolată a vehiculului A30 cu  $P = 60000N$ ;  $R = 146mm$ ).

Ca vehicul de calcul se consideră vehiculul A13 caracterizat prin:

- sarcina pe roata  $P = 45500N$  ;
- raza suprafeței echivalente de contact  $R = 170mm$  .

Dacă traficul este alcătuit din vehicule de aceleași tipuri, dimensionarea se face pentru acest tip de vehicul.

Dala din beton este caracterizată prin modulul de elasticitate la încovoiere ( $E$ ) și prin rezistența admisibilă la întindere prin încovoiere ( $R_{inc,100}$ ), iar mediul liniar deformabil este caracterizat prin modulul de deformație liniară ( $E_0$ ).

În această metodă, calculul grosimii dalelor de beton se face pe baza formulelor de determinare ale lui Westergaard adaptate, cu ajutorul următoarei relații de transformare propusă de Ivanov:

$$K = \frac{0,65E_0}{h} \sqrt[3]{\frac{E_0}{E}} \quad (5.1)$$

Această relație de transformare permite înlocuirea modulului de reacție ( K ) cu modulul de deformație al terenului de fundație ( E<sub>0</sub> ).

Calculul grosimii dalelor din beton se efectuează cu formula:

$$h = \sqrt{\frac{\alpha \times \psi \times P}{R_{ti\,adm}}} \quad (5.2)$$

în care:

-  $\psi$  este coeficientul de impact și poate avea următoarele valori:

- $\psi = 1,2$  pentru autovehiculul A13;
- $\psi = 1,15$  pentru autovehicule intermediare între A13 și A30;
- $\psi = 1,1$  pentru autovehiculul A30;

-  $\alpha$  este un coeficient care ține seama de poziția sarcinii în planul dalei, valorile sunt prezentate în tabelele 5.4, 5.5 și 5.6.

- P este sarcina pe roată, în N.

Sarcina P se considera că acționează în trei poziții distincte în planul dalei de beton:

- în centrul dalei (corespunde  $\alpha_1$ , din tabelul 5.4);
- la marginea dalei (corespunde  $\alpha_2$ , din tabelul 5.5);
- pe colțul dalei (corespunde  $\alpha_3$ , din tabelul 5.6).

Valoarea rezistenței admisibile a betonului la întindere prin încovoiere  $R_{ti\,adm}$  se deduce din valoarea rezistenței corespunzătoare la 28 de zile, prin aplicarea unui coeficient de reducere n, care ține seama de fenomenul de oboseală la care este supusă dala prin trecerea repetată a încărcărilor mobile:

$$R_{ti\,adm} = nR_{inc\,100}^k \quad (5.3)$$

**Tabelul 5.4**

$\begin{matrix} h/R \\ E/E_0 \end{matrix}$	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,5
2000	1,74	1,66	1,60	1,53	1,45	1,36	1,23	1,08	0,99
1500	1,67	1,63	1,56	1,50	1,41	1,30	1,17	1,04	0,95
1000	1,62	1,55	1,49	1,41	1,33	1,22	1,11	0,97	0,88
800	1,57	1,51	1,44	1,37	1,28	1,17	1,07	0,93	0,84
600	1,51	1,46	1,39	1,32	1,22	1,13	1,02	0,88	0,80
500	1,47	1,42	1,35	1,28	1,19	1,10	0,99	0,86	0,76
400	1,44	1,38	1,31	1,22	1,15	1,07	0,96	0,82	0,72
300	1,38	1,33	1,26	1,18	1,11	1,02	0,92	0,77	0,68
200	1,31	1,25	1,18	1,12	1,04	0,96	0,85	0,70	0,61
150	1,25	1,19	1,13	1,07	0,98	0,91	0,80	0,65	0,56
100	1,18	1,13	1,08	1,01	0,94	0,84	0,73	0,58	0,50
80	1,14	1,09	1,04	0,97	0,90	0,81	0,69	0,55	0,46

**Tabelul 5.5**

$\begin{matrix} h/R \\ E/E_0 \end{matrix}$	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,5
2000	2,74	2,60	2,49	2,36	2,21	2,05	1,82	1,55	1,33
1500	2,62	2,54	2,42	2,30	2,14	1,95	1,71	1,47	1,32
1000	2,51	2,41	2,29	2,14	2,00	1,80	1,60	1,36	1,19
800	2,44	2,32	2,19	2,08	1,91	1,72	1,53	1,29	1,11
600	2,33	2,23	2,11	1,97	1,81	1,63	1,45	1,20	1,03
500	2,26	2,15	2,03	1,90	1,75	1,58	1,39	1,14	0,98
400	2,19	2,09	1,97	1,79	1,68	1,58	1,33	1,07	0,91
300	2,10	2,01	1,87	1,73	1,61	1,45	1,25	0,99	0,82
200	1,97	1,86	1,73	1,62	1,49	1,33	1,13	0,86	0,69
150	1,86	1,75	1,63	1,53	1,39	1,24	1,04	0,77	0,61
100	1,73	1,65	1,54	1,42	1,29	1,12	0,92	0,65	0,50
80	1,65	1,57	1,47	1,34	1,22	1,05	0,84	0,58	0,43

**Tabelul 5.6**

$\frac{h/R}{E/E_0}$	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,5
2000	2,37	2,31	2,25	2,17	2,09	1,97	1,80	1,62	1,49
1500	2,31	2,27	2,20	2,12	2,04	1,91	1,75	1,55	1,42
1000	2,26	2,19	2,13	2,04	1,95	1,80	1,66	1,47	1,34
800	2,20	2,14	2,07	1,99	1,88	1,75	1,60	1,40	1,26
600	2,14	2,09	2,02	1,93	1,80	1,68	1,54	1,33	1,19
500	2,11	2,04	1,97	1,85	1,75	1,64	1,49	1,28	1,14
400	2,07	2,00	1,93	1,81	1,72	1,60	1,44	1,21	1,08
300	2,01	1,95	1,86	1,75	1,66	1,54	1,38	1,15	1,00
200	1,92	1,84	1,76	1,67	1,57	1,44	1,28	1,03	0,87
150	1,84	1,77	1,69	1,61	1,50	1,34	1,19	0,95	0,80
100	1,76	1,68	1,62	1,52	1,41	1,26	1,08	0,84	0,69
80	1,70	1,62	1,56	1,44	1,35	1,20	1,02	0,78	0,54

Valorile lui  $n$  variază în funcție de numărul mediu de vehicule A13 în 24 de ore în anul mediu al perioadei de perspectivă, prezentate în tabelul 5.7.

În cazul în care dala de beton se așează pe un strat suport executat din materiale locale stabilizate cu lianți, coeficientul  $n$  se majorează cu 5%.

Pentru verificarea la acțiunea izolată a celui mai greu vehicul și solicitarea maximă din temperatura,  $n = 0,90$ .

**Tabelul 5.7**

Numărul de vehicule A13 în 24 ore	$n$
50	0,70
51... 300	0,65
300	0,60

Perioada de perspectivă se ia egală cu 30 ani ,traficul calculându-se pentru anul al 15-lea al perioadei de perspectivă prin multiplicarea traficului recenzat cu coeficientul de evoluție din tabelul 5.8.

**Tabelul 5.8**

Categoria de autovehicule	Factorul de echivalare în vehicule de calcul	
	A 13	R 13
Automobile transport marfă 1,5...5 tf	0,22	0,15
Automobile transport marfă > 5tf	0,38	0,27
Autotractoare cu șa și semiremorci	0,90	0,65
Autobuze	0,42	0,31

Pentru alte categorii de vehicule, cu o sarcină  $L$  pe osia simplă, factorul de echivalare se obține cu relația :

$$F = \left(\frac{L}{9,1}\right)^{3,64} \text{ sau } \lg F = 3,64 \lg \frac{L}{9,1} \quad (5.4)$$

Pentru verificarea la trecerea izolată a celui mai greu vehicul care circulă pe drumurile publice în proporție de peste 5% din totalul vehiculelor, se utilizează caracteristicile autocamionului MAN 6 × 4, cu sarcina pe osie de 10 tone și anume:

$$P = 50000N \text{ și } R = 145mm.$$

Caracteristicile betoanelor utilizate sunt date în tabelul 5.9.

**Tabelul 5.9**

Caracteristicile betonului	Clasa betonului $N/mm^2$			
	BcR 5,0	BcR 4,5	BcR 4,0	BcR 3,5
Rezistența la întindere prin încovoiere la 28 zile $N/mm^2$	5,0	4,5	4,0	3,5
Modul de elasticitate la încovoiere (E), $N/mm^2$	28000	27000	20000	18000

Pentru verificarea la solicitările care apar din variații de temperatură, se va lua în considerare valoarea modulului de elasticitate al betonului pentru încărcări de lungă durată ( $E'$ ) care este egal cu 50% din valoarea modulului de elasticitate la încovoiere din tabelul 5.9.

În cazul îmbrăcăminților din beton existente în două straturi în calcule se introduc caracteristicile betonului corespunzătoare stratului în care apar eforturi de

întindere (stratul inferior în cazul încărcării în centrul și la marginea dalei, stratul superior în cazul încărcării pe colț).

Modulul de deformație ( $E_0$ ) al mediului linear deformabil pe care se reazemă dala de beton se stabilește astfel:

- în funcție de caracteristicile terenului de fundație și al materialelor utilizate în stratul suport, se stabilesc modulii de deformație respectivi, conform instrucțiunilor pentru sisteme nerigide;

- modulii de deformație astfel obținuți se majorează de 3 ori pentru a ține seama de efectul de repartizare a încărcărilor prin dala de beton;

- se determină modulul de deformație echivalent ( $E_0$ ) la nivelul superior al stratului suport, folosind nomograma din figura 5.4, diametrul  $d$  considerându-se 750 mm.

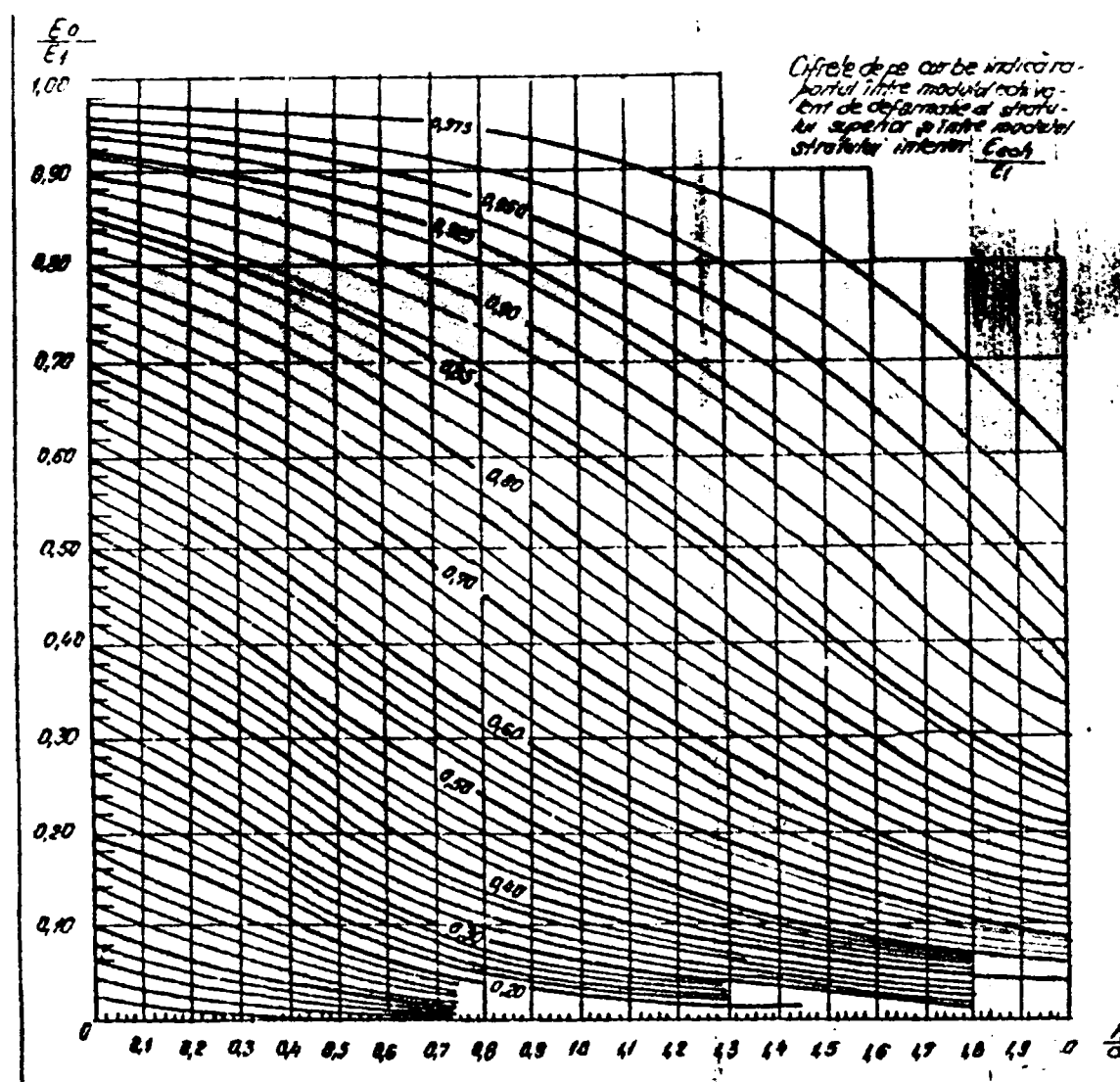


Fig. 5.4 Nomograma pentru determinarea grosimii straturilor din sistemul rutier.

Modulul de deformație al terenului de fundație se poate determina și prin încercări directe pe teren, luându-se o deformație relativă  $\lambda = 0,001$ , iar diametrul plăcii de încărcare  $D = 750\text{mm}$ .

Grosimile straturilor suport se stabilesc pe criterii constructive ținând seama de materialele disponibile și prevederile prescripțiilor în vigoare.

Calculul de dimensionare se referă la grosimea dalei în centru ( $h_1$ ), la margine ( $h_2$ ) și la colț ( $h_3$ ). Grosimile obținute prin calcul se rotunjesc, în plus, la milimetri întregi. Valorile  $h_2$  și  $h_3$  rezultă întotdeauna mai mari, iar în general,  $h_2$  este determinantă.

Deoarece coeficientul  $\alpha_1$  depinde de raportul  $\frac{h}{R}$ , este necesar să se impună, arbitrar, valoarea grosimii dalei și să se continue calculul până când diferența dintre două valori consecutive este foarte mică.

În cazul executării fără armături, se adoptă pentru dală o grosime uniformă egală cu grosimea cea mai mare rezultată din calcul.

Pentru verificarea la eforturi suprapuse se calculează eforturile unitare de întindere din încovoiere, datorită încărcărilor verticale date de vehicul, cu formula:

$$\sigma_i = \frac{\alpha_i \times \psi \times P}{h^2}, \quad (i = 1, 2, 3) \quad (5.5)$$

în care  $h$  este grosimea dalei rezultată din calcul.

Eforturile unitare de întindere datorită diferențelor de temperatură dintre fețele dalei sunt date de formulele:

$$\sigma_{t1} = \frac{\alpha'_1 \times t \times E'}{2(1-\nu^2)} (C_x + \nu \times C_y) \quad (5.6)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\alpha'_2 \times t \times E'}{2} C_x \quad (5.7)$$

$$\sigma_{t3} = \frac{\alpha'_3 \times t \times E'}{3(1-\nu)} \sqrt{\frac{a}{l}} \quad (5.8)$$

în care:

- $\alpha'$  este coeficientul de dilatație tehnică al betonului, cu valoarea  $\alpha' = 1 \times 10^{-5}$ ;

-  $t$  este diferența de temperatură dintre fețele dalei, în grade Celsius, ( $t = 0,67h$  pentru centrul și marginea dalei și  $t = 0,40h$  pentru colțul dalei );

-  $\nu$  este coeficientul lui Poisson ( $\nu = 0,15$  );

-  $C_x, C_y$  sunt coeficienți în funcție de  $\frac{L_x}{l}$  și  $\frac{L_y}{l}$ , dați în figura 5.5;

-  $L_x$  este lungimea dalei între rosturile de contracție, în cm, ( $L_x = 600cm$  );

-  $L_y$  este lățimea dalei, în cm;

-  $l$  este raza rigidității relative a dalei, ce se calculează cu formula:

$$l = 0,6 \times h \times \sqrt[3]{\frac{E}{E_0}} \quad (5.9)$$

-  $a$  este distanța de la centrul suprafeței de contact până la colțul dalei, în cm, care se determină cu relația:

$$a = R\sqrt{2} \quad (5.10)$$

Verificarea dalei la solicitările combinate constă în verificarea îndeplinirii condiției:

$$\sigma_{\max} \leq R_{iadm} \quad (5.11)$$

în care:

$$\sigma_{\max} = \sigma_i + 0,8c\sigma_{ii} \quad (5.12)$$

unde:  $c$  este un factor de corecție care ține cont de tensiunile medii din temperatură ( $c = 0,65$ );

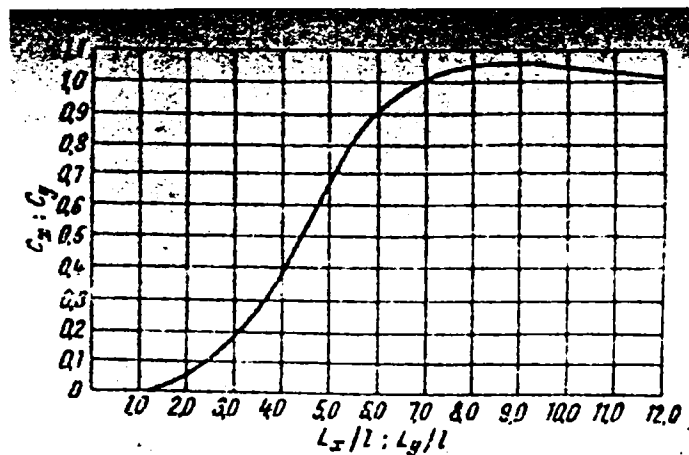


Fig.5.5 Valorile coeficienților  $C_x$  și  $C_y$



Dacă rosturile transversale sunt prevăzute cu gujoane, relația 5.11 devine:

$$\sigma_{\max} = 0,8\sigma_i + 0,8c\sigma_{ii} \quad (5.13)$$

Calculul grosimii dalei la acțiunea celui mai greu vehicul care circulă în proporție de peste 5% din totalul vehiculelor și solicitarea maximă din temperatură se face urmând același procedeu ca în cazul precedent, însă ținând seama de mărimile caracteristice acestei ipoteze.

Verificarea grosimii dalei la eforturi combinate, din trafic și temperatură, se face similar ca în ipoteza precedentă, cu deosebirea că se consideră:

$$\sigma_{\max} = \sigma_i + 0,8\sigma_{ii} \quad (5.14)$$

Pentru drumuri publice cu trafic care depășește 1000 de vehicule de calcul A13 în 24 de ore în anul mediu al perioadei de perspectivă, la calculul grosimii dalelor se va folosi și metoda A. A. S. H. O. adoptându-se grosimea cea mai mare rezultată din calcule /87/.

Numărul zilnic de treceri ale vehiculelor în anul mediu al perioadei de perspectivă se echivalează în număr zilnic (N) de treceri ale vehiculelor R10 pe o bandă de circulație.

Factorii de echivalare (F) a vehiculelor R10 sunt dați în tabelul 5.8. Pentru alte vehicule se folosește relația:

$$F = \left(\frac{L}{10}\right)^{3,6} \quad (5.15)$$

în care:

- L este sarcina pe osia simplă a vehiculului care se echivalează.

Numărul total ( $N_t$ ) de treceri ale vehiculelor de perspectivă este:

$$N_t = N \times 30ani \times 300zile / an \quad (5.16)$$

Grosimea necesară se obține prin interpolare liniară din tabelul 5.10

**Tabelul 5.10**

Logaritmul zecimal al numărului de treceri ale vehiculului R10 pe o bandă de circulație în perioada de perspectivă	5	6	7
Grosimea necesară a dalei de beton, mm.	120	175	255

Grosimea dalei se rotunjește, în plus, la milimetri întregi și se adoptă de minimum 150 milimetri.

Pentru drumuri publice cu trafic mai mic de 300 vehicule de calcul A13 în 24 de ore în anul mediu al perioadei de perspectivă considerate, dimensionarea dalelor de beton se va efectua având în vedere acțiunea izolată a celui mai greu vehicul care circulă în proporție de peste 5% din totalul vehiculelor, fără a se ține seama de solicitarea medie sau maximă din temperatură.

**Calculul lungimilor dalelor.** Lungimea unei dale este determinată de eforturile care apar în dală din variațiile climatice (temperatură și umiditate).

Aceste eforturi pot fi de întindere sau compresiune și încovoiere.

Eforturile de întindere sau compresiune se datorează rezistenței opuse de fundație sau de dalele învecinate la liberă dilatare sau contracție produsă de variațiile de temperatură și umiditate. Pentru îmbrăcămințile din beton de ciment, situația cea mai dezavantajoasă o prezintă contracția termică deoarece aceasta produce eforturi de întindere care pot duce la fisurarea și crăparea dalei. Prin amenajarea rosturilor de dilatație și a suprafeței pe care se așează îmbrăcămintea din beton de ciment se asigură libertatea de mișcare a dalei, figura 5.6.b.

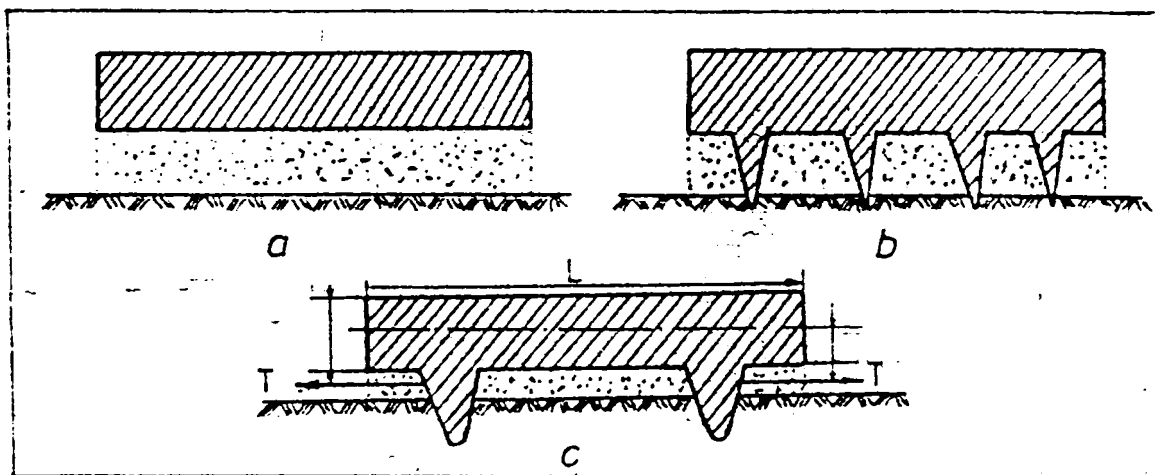


Fig. 5.6. Rezemarea dalelor pe stratul suport

Calculul lungimii dalei se face în ipoteza cea mai defavorabilă, considerând două puncte de încastrare în suport situate la marginile dalei, figura 5.6 c. Contracția dalei va fi împiedecată de pământul cuprins între aceste puncte care,

atât timp cât rezistența la forfecare, supune placa la întindere. Forțele  $T$  care se dezvoltă la contactul dintre dală și suport fiind excentrice, produc o încovoiere.

Lungimea dalei se determină astfel că efortul unitar de întindere ( $\sigma_t$ ) maxim (la mijlocul dalei) datorită forțelor  $T$  (însulate pe toată suprafața de contact) să nu depășească rezistența admisibilă.

$$T = \frac{G}{2} f_m = \frac{1}{2} L \times B \times h \times \gamma \times f_m \quad (5.17)$$

în care:

- $G$  este greutatea dalei, în N;
- $L$  este lungimea dalei cuprinsă între două rosturi de dilatație, în mm;
- $B$  este lățimea dalei, în mm;
- $h$  este grosimea dalei, în mm;
- $\gamma$  este greutatea volumetrică aparentă a betonului, în  $N/mm^3$ ;
- $f_m$  este coeficientul de frecare între dală și suport (în cazul pământurilor nisipoase  $f_m = 1,1$ ).

Efortul unitar de întindere ( $\sigma_t$ ) se determină astfel:

$$\sigma_t = \frac{M}{W} + \frac{T}{A} = \frac{T - \frac{h}{2}}{B \times h^2} + \frac{T}{B \times h} = \frac{4 \times T}{B \times h} \quad (5.18)$$

sau înlocuind pe  $T$  din relația 5.17 se obține:

$$\sigma_t = 2 \times L \times \gamma \times f_m \quad (5.19)$$

Din relația 5.19 rezultă lungimea dalei ( $L$ ) astfel:

$$L = \frac{\sigma_t}{2 \times \gamma \times f_m} \quad (5.20)$$

Condiția care se pune este:

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad (5.21)$$

Întrucât există posibilitatea ca eforturile date de încărcarea exterioară și de variațiile de temperatură să coincidă, în calcule se recomandă ca rezistența admisibilă ( $\sigma_{adm}$ ) să se ia 0,35...0,4 din rezistența de rupere la întindere.

Dimensionarea sistemului rutier s-a făcut pentru variantele dală din beton simplu și dală din beton armat cu fibre de oțel.

## 5.5.2. Soluții de ranforsare studiate, propuse și executate

### 5.5.2.1 Ranforsarea sistemului rutier cu dală din beton simplu

Caracteristicile betonului s-au considerat următoarele: modulul de elasticitate al betonului egal cu  $E_u = 28000 \text{ N/mm}^2$  pentru betonul din stratul de uzură, de clasa BcR 3,5, iar pentru betonul din stratul de rezistență egal  $E_r = 27000 \text{ N/mm}^2$ , iar  $R_{inc 100}^{ku} = 5 \text{ N/mm}^2$  pentru stratul de uzură și  $R_{inc 100}^{kr} = 4,5 \text{ N/mm}^2$ .

Datorită faptului că dala de beton s-a așezat pe un sistem rutier existent valoarea rezistențelor la întindere prin încovoiere admisibile s-au calculat cu formula 5.3, iar coeficientul de reducere  $n$ , ținând cont de fenomenul de oboseală, s-a majorat cu 5%;

$$n = 1,05 \times 0,65 = 0,6825 \cong 0,7$$

$$R_{ti adm} = n \times R_{inc 100}^{ku} = 0,7 \times 5 = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{ti adm} = n \times R_{inc 100}^{kr} = 0,7 \times 4,5 = 3,15 \text{ N/mm}^2$$

Pentru verificarea la acțiunea izolată a celui mai greu vehicul care circulă pe drum, cu luarea în considerare și a tensiunilor maxime din temperatură, rezistența la întindere prin încovoiere admisibilă a betonului din stratul de rezistență s-a calculat astfel:

$$R_{inc 100, adm}^{kr} = 0,9 \times 4,5 = 4,05 \text{ N/mm}^2$$

În urma determinărilor la fața locului s-a constatat că sistemul rutier existent are următoarele caracteristici prezentate în figura 5.7.

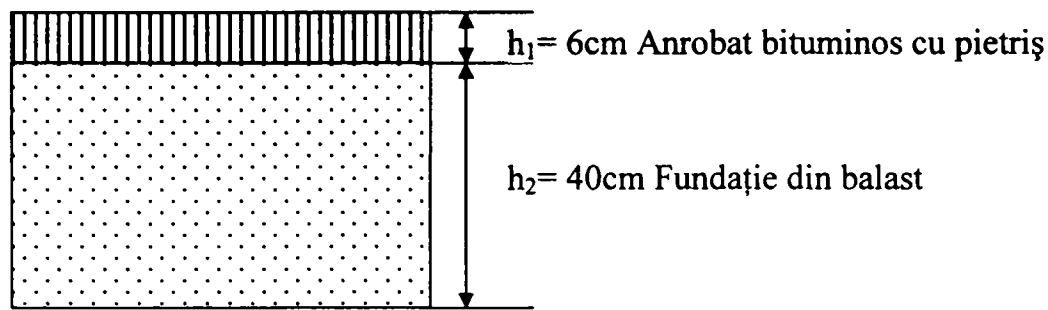


Fig .5.7 Sistemul rutier existent

Pământul din patul drumului a fost de tip P3, tip climatic 1, regim hidrologic 2.b. (STAS 1243-74)

Modulii de deformație s-au luat următorii:

-pentru terenul din fundație,  $E_{d0} = 9 \text{ N/mm}^2$  ;

-pentru balast ,  $E_2 = 70 \text{ N/mm}^2$  ;

-pentru îmbrăcămintea din anrobate bituminoase cu pietriș,

$E_1 = 70 \text{ N/mm}^2$  .

Modulul de deformație al sistemului rutier existent  $E_{d0}$  calculat s-a stabilit astfel:

$$E_{d0calc} = 3 \times E_{d0} = 3 \times 9 = 27 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{2calc} = 3 \times E_2 = 3 \times 70 = 210 \text{ N/mm}^2$$

și apoi folosind nomograma din figura 5.4 s-a determinat modulul de deformație echivalent:

$$\frac{h_2}{d} = \frac{400}{340} = 1,176$$

$$\frac{E_{d0calc}}{E_2} = \frac{27}{210} = 0,128 \quad ; \quad \frac{E_{2ech.}}{E_2} = 0,47 \quad \Rightarrow \quad E_{2ech.} = 0,47 \times 210 = 98,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{E_{2ech.}}{E_1} = \frac{98,7}{220} = 0,4486 \quad ;$$

$$\frac{h_2}{d} = \frac{60}{340} = 0,176; \quad \frac{E_{1ech.}}{E_1} = 0,49 \Rightarrow E_{1ech.} = 0,49 \times 220 = 107,8 \text{ N/mm}^2 \quad ;$$

Calculul grosimii dalei s-a efectuat în două ipoteze , după cum urmează:

**A. IPOTEZA I-a:** luând în considerare acțiunea repetată a vehiculului de calcul cu sarcina pe osia din spate de 9,1 tone forță și solicitările medii din temperatură și s-au calculat în trei puncte grosimea dalei.

a) la mijloc, notând grosimea  $h_1$ ,

-s-a considerat  $h_1 = 150mm$

$$\frac{h_1}{R} = \frac{150}{170} = 0,882 \quad \frac{E}{E_{ech}} = \frac{27000}{107,8} = 250,46 \cong 250$$

$\alpha_1 = 0,925$ ;  $\psi = 1,20$ ;  $P = 45500N$ ; și se calculează  $h_1$  cu formula

5.2, astfel:

$$h_1 = \sqrt{\frac{\alpha_1 \times \psi \times P}{R_{tiadm}}} = \sqrt{\frac{0,925 \times 1,20 \times 45000}{3,15}} = 126,6mm ;$$

se alege  $h_1 = 150mm$  .

b) la margine, notând grosimea  $h_2$ ,

-s-a considerat  $h_2 = 150mm$ ;

$$\frac{h_2}{R} = \frac{150}{170} = 0,882 \quad \frac{E}{E_{ech}} = 250; \quad \alpha_2 = 1,327$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{\alpha_2 \times \psi \times P}{R_{tiadm}}} = \sqrt{\frac{1,327 \times 1,20 \times 45500}{3,15}} = 151,6mm ;$$

se alege  $h_2 = 150mm$  .

c) la colț, notând  $h_3$  și alegând  $h_3 = 150mm$

$$\frac{h_3}{R} = \frac{150}{170} = 0,882; \quad \frac{E}{E_{ech}} = \frac{28000}{107,8} = 260; \quad \alpha_3 = 1,396;$$

$$h_3 = \sqrt{\frac{\alpha_3 \times \psi \times P}{R_{tiadm}}} = \sqrt{\frac{1,396 \times 1,20 \times 45500}{3,15}} = 147,6mm ;$$

se alege  $h_3 = 150mm$  .

Stabilirea grosimii dalei, pe baza calculelor valorilor grosimilor în cele trei puncte ale dalei,  $h_1, h_2$  și  $h_3$  a rezultat că grosimea maximă necesară este cea de la margine, astfel că s-a adoptat grosimea  $h = 150\text{mm}$ .

După aceea s-a făcut verificarea grosimii dalei la eforturi suprapuse din încărcări verticale și solicitarea medie din temperatură. S-au stabilit parametrii de calcul și anume:

-lungimea dalei  $L_x = 6000\text{mm}$ ;

-lățimea dalei  $L_y = 3500\text{mm}$ , (partea carosabilă de 7,00 m).

S-a calculat raza rigidității relative:

$$l = 0,6h\sqrt[3]{\frac{E}{E_{ech}}} = 0,6 \times 150\sqrt[3]{\frac{27000}{107,8}} = 567,00\text{mm};$$

$$\frac{L_x}{l} = \frac{6000}{567} = 10,582; \quad \frac{L_y}{l} = \frac{3500}{567} = 6,173;$$

$$E_1 = 0,5 \times 27000 = 13500\text{N} / \text{mm}^2;$$

$$C_x = 1,06; \quad C_y = 0,95; \quad t = 0,67h = 0,67 \times 15,0 = 10,05^\circ\text{C} \cong 10^\circ\text{C};$$

Determinarea valorilor eforturilor unitare de întindere,  $\sigma_t$ , din temperatură s-au efectuat cu relațiile:

$$\sigma_t^1 = \frac{\alpha_t^1 \times t \times E^1}{2} \times \frac{C_x + \nu C_y}{1 - \nu^2} = \frac{0,00001 \times 10 \times 13500}{2} \times \frac{1,06 + 0,15 \times 0,95}{1 - 0,152} = 0,83\text{N} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_t^2 = \frac{\alpha_t^1 \times t \times E^1}{2} \times C_x = \frac{0,00001 \times 10 \times 13500}{2} \times 1,06 = 0,716\text{N} / \text{mm}^2.$$

Pentru colțuri solicitarea cea mai defavorabilă produsă de scăderile de temperatură, s-a adoptat:

$$t = 0,4h = 0,4 \times 15 = 6^\circ\text{C}.$$

$$E^1 = 0,5 \times 28000 = 14000\text{N} / \text{mm}^2;$$

$$\sigma_t^3 = \frac{\alpha_t^1 \times t \times E^1}{3(1 - \nu)} \sqrt{\frac{a}{l}}, \quad \text{iar } a = R\sqrt{2} = 17\sqrt{2} = 23,97;$$

$$\sigma_t^3 = \frac{0,00001 \times 6 \times 14000}{3(1 - 0,15)} \sqrt{\frac{23,97}{56,70}} = 0,233\text{N} / \text{mm}^2.$$

Determinarea valorilor tensiunilor din încărcarea verticală s-a făcut cu relația 5.5 astfel:

$$\sigma_1 = \frac{\alpha_1 \times \psi \times P}{h^2} = \frac{0,925 \times 1,20 \times 45500}{150^2} = 2,247 N / mm^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{\alpha_2 \times \psi \times P}{h^2} = \frac{1,327 \times 1,20 \times 45000}{150^2} = 3,220 N / mm^2;$$

$$\sigma_3 = \frac{\alpha_3 \times \psi \times P}{h^2} = \frac{1,396 \times 1,20 \times 45000}{150^2} = 3,388 N / mm^2;$$

Verificarea dalei la solicitări combinate s-a făcut cu relația 5.12, astfel:

$$\sigma_{\max} = \sigma_i + 0,8 \times c \times \sigma_i \leq R_{tiadm};$$

$$\sigma_{\max 1} = 2,247 + 0,8 \times 0,65 \times 0,83 = 2,679 N / mm^2;$$

$$\sigma_{\max 2} = 3,220 + 0,8 \times 0,65 \times 0,716 = 3,592 N / mm^2;$$

$$\sigma_{\max 3} = 3,388 + 0,8 \times 0,65 \times 0,223 = 3,504 N / mm^2;$$

În cazul gujonării rosturilor, pentru verificarea dalei la colț, la solicitări combinate din temperatură s-a folosit relația 5.13, astfel:

$$\sigma_{\max 1} = 0,8 \times 2,247 + 0,8 \times 0,65 \times 0,830 = 2,229 N / mm^2;$$

$$\sigma_{\max 2} = 0,8 \times 3,22 + 0,8 \times 0,65 \times 0,716 = 2,949 N / mm^2;$$

$$\sigma_{\max 3} = 0,8 \times 3,388 + 0,8 \times 0,65 \times 0,223 = 2,820 N / mm^2.$$

**B. IPOTEZA II-a:** acțiunea izolată a celui mai greu vehicul care circulă în proporție de peste 5% din totalul vehiculelor și solicitarea maximă din temperatură.

S-a considerat autocamionul R10 215 F, la care  $P = 50000 N$  și  $R = 148 mm$

Calculul grosimii dalei s-a făcut la margine, aceasta fiind ipoteza de încărcare determinantă.

$$h_2 = \sqrt{\frac{\alpha_2 \times \psi \times P}{R_{tiadm}}} = \sqrt{\frac{1,379 \times 1,15 \times 50000}{4,05}} = 139,92 mm;$$

$$\text{în care } \frac{h_2}{R} = \frac{150}{148} = 1,014; \quad \frac{E}{E_{ech.}} = 250; \quad \alpha_2 = 1,379; \quad \psi = 1,15.$$

Verificarea grosimii dalei la eforturi combinate din încărcări verticale și solicitarea maximă din temperatură s-a făcut astfel:

$$\sigma_2 = \frac{\alpha_2 \times \psi \times P}{h^2} = \frac{1,379 \times 1,15 \times 50000}{150^2} = 3,524 N / mm^2$$



$$R_{t,adm} = 0,9 \times 4,5 = 4,05 N / mm^2$$

$$\sigma_{max 2} = 3,524 + 0,8 \times 1,00 \times 0,716 = 4,097 N / mm^2.$$

**Concluziile** privind proiectarea dalei din beton simplu sunt:

1) Din analiza grosimilor necesare calculate, a rezultat o grosime necesară de 151,6mm dar s-a ales o grosime de dală din beton simplu de 150mm.

2) Analiza eforturilor unitare din solicitări combinate (încărcări verticale și temperatură ) a fost făcută pe o dală cu o grosime de 150mm , observându-se că la margine și la colț eforturile efective sunt mai mari decât cele admisibile. Dar în cazul gujonării rosturilor, eforturile efective sunt mai mici decât cele admisibile.

3) În ceea ce privește analiza eforturilor din ipoteza celui mai greu vehicul și a solicitării maxime din temperatură, efectuată pe o dala cu o grosime de 150mm, s-a constatat că eforturile efective sunt puțin depășite față de cele admisibile.

La soluția de **ranforsare cu beton de ciment armat cu plase de oțel** diferă de soluția dală din beton simplu doar prin faptul că între stratul de rezistență și stratul de uzură este inclusă o plasă de armătură. Rolul acestei plase este de a influența în sens favorabil comportarea la fisurare a betonului. Inițial a fost prevăzut ca armarea să se facă cu o plasă  $\phi 6mm/200mm$  pe ambele direcții, dar pentru a putea urmări mai bine influența armăturii asupra procesului de fisurare s-a trecut la o armare diferențiată care permite acoperirea unei plaje mai largi în privința procentelor de armare.

### **5.5.2.2. Ranforsarea sistemului rutier cu dală din beton armată cu fibre de oțel și din beton simplu.**

Pentru acest caz s-au luat în considerare două variante:

**Varianta 1:** când se consideră dala realizată din două straturi:

-stratul de rezistență din beton armat cu fibre de oțel în grosime de 50mm, având un procent de armare,  $\mu_v = 1,5\%$  ;

-stratul de uzură din beton simplu Bc R 3,5, în grosime de 60mm.

**Varianta 2:** când se consideră dala realizată din două straturi:

-stratul de rezistență din beton simplu BcR 3,5 în grosime de 60mm;

-stratul de uzură din beton armat cu fibre de oțel în grosime de 50mm

, cu un procent de armare  $\mu_v = 1,5\%$  .

## VARIANTA 1

Caracteristicile betonului în varianta 1 s-au considerat următoarele:

- modulul de elasticitate, pentru stratul de uzură,  $E_u = 28000N / mm^2$  ;
- modulul de elasticitate, pentru stratul de rezistență din beton armat cu fibre de oțel cu un procent de armare  $\mu_v = 1,5\%$  ,  $E_r = 29700N / mm^2$  ;
- rezistențe la întindere din încovoiere,  $R_{inc,100adm}^{ku} = 5N / mm^2$  respectiv  $R_{inc,100adm}^{kr} = 8N / mm^2$  ;
- în calcule s-a considerat  $R_{tiadm} = 0,7 \times 5 = 3,5N / mm^2$  și  $n = 1,05 \times 0,65 \cong 0,7$  și  $R_{tiadm} = 0,9 \times 8 = 7,2N / mm^2$  și  $n = 0,9$  corespunzător pentru betonul cu fibre de oțel.

Pentru verificarea la acțiunea izolată a celui mai greu vehicul care circulă pe drum, cu luarea în considerare și a tensiunilor maxime din temperatură  $R_{tiadm} = 1 \times 8 = 8N / mm^2$  .

Caracteristicile sistemului rutier existent sunt aceleași de la dala din beton simplu.

Calculul grosimii dalei din beton armat cu fibre din oțel și beton simplu s-a efectuat în două ipoteze:

**A. IPOTEZA I-a:** când s-a ținut cont de acțiunea repetată a vehiculului de calcul cu sarcina pe osie de 9,1 tone forță și solicitarea medie din temperatură și la fel, s-au calculat în trei puncte grosimea dalei:

a) la mijloc , notând grosimea dalei  $h_1$ :

s-a considerat  $h_1 = 110mm$

$$\frac{h_1}{R} = \frac{110}{170} = 0,65 \quad \frac{E_r}{E_{ech}} = \frac{29700}{107,8} = 275,5 \Rightarrow \alpha_1 = 0,79 ,$$

coeficienții de impact s-au luat :

-  $\psi = 1,20$  pentru betonul simplu;

-  $\psi = 1,10$  pentru betonul armat cu fibre de oțel;

s-a calculat apoi  $h_1$  astfel:

$$h_1 = \sqrt{\frac{\alpha_1 \times \psi \times P}{R_{tadm}}} = \sqrt{\frac{0,79 \times 1,10 \times 45500}{7,2}} = 74,1mm ,$$

se alege  $h_1 = 110mm$  .

b)la margine ,notând grosimea dalei  $h_2$ :

- s-a considerat  $h_2 = 110mm$

$$\frac{h_2}{R} = \frac{110}{170} = 0,65 \quad \frac{E_r}{E_{ech}} = \frac{29700}{107,8} = 275,5 \Rightarrow \alpha_2 = 1,02 .iar$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{1,02 \times 1,10 \times 45500}{7,2}} = 84,2mm ,$$

se alege  $h_2 = 110mm$  .

c)la colț, notând grosimea dalei cu  $h_3$ :

- s-a considerat  $h_3 = 110mm$

$$\frac{h_3}{R} = \frac{110}{170} = 0,65 \quad \frac{E_r}{E_{ech}} = \frac{28000}{107,8} = 259,74 \cong 260 \Rightarrow \alpha_3 = 1,18 ,iar$$

$$h_3 = \sqrt{\frac{1,18 \times 1,2 \times 45500}{3,5}} = 135,9mm ,$$

se alege  $h_3 = 110mm$  .

În baza calculului valorilor  $h_1, h_2, h_3$  s-a adoptat grosimea dalei de beton egală cu 110mm.

Și în acest caz s-a făcut verificarea grosimii dalei la eforturi suprapuse din încărcări verticale și solicitarea medie din temperatură.

S-au stabilit parametrii de calcul lungimea dalei  $L_x = 6000mm$  și lățimea dalei  $L_y = 3500mm$  . Raza rigidității relative s-a calculat cu relația:

$$l = 0,6h\sqrt{\frac{E_r}{E_{ech}}} = 0,6 \times 110\sqrt{\frac{29700}{107,8}} = 429$$

$$\frac{L_x}{l} = \frac{6000}{429} = 13,986 \text{ și } \frac{L_y}{l} = \frac{3500}{429} = 8,158$$

$$E_1 = 0,5 \times E_r = 0,5 \times 29700 = 14850 \text{ N / mm}^2$$

$C_x = 1,05$  și  $C_y = 1,07$ .  $\nu = 0,15$  - coeficientul lui Poisson.

Diferența de temperatură dintre fața superioară și fața inferioară a dalei s-a calculat astfel:

$$t = 0,67h = 0,67 \times 11 \cong 8^{\circ} \text{C}.$$

Determinarea valorilor eforturilor unitare de întindere,  $\sigma_t$ , din temperatură s-a efectuat astfel:

$$\sigma_{t1} = \frac{\alpha_t^1 \times t \times E^1}{2} \times \frac{C_x + \nu C_y}{1 - \nu^2} = \frac{0,00001 \times 8 \times 14850}{2} \times \frac{1,05 + 0,15 \times 1,07}{1 - 0,15^2} = 0,734 \text{ N / mm}^2.$$

$$\sigma_{t2} = \frac{\alpha_t^1 \times t \times E^1}{2} C_x = \frac{0,00001 \times 8 \times 14850}{2} \times 1,05 = 0,708 \text{ N / mm}^2$$

Pentru colțuri solicitarea cea mai defavorabilă este produsă de scăderile de temperatură, din timpul nopții, și în acest caz s-a adoptat :

$$t = 0,4h = 0,4 \times 11 \cong 5^{\circ} \text{C} \quad E^1 = 0,5E_u = 0,5 \times 28000 = 14000 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_{t3} = \frac{\alpha_t^1 \times t \times E^1}{3(1 - \nu)} \sqrt{\frac{a}{l}} = \frac{0,00001 \times 5 \times 14000}{3(1 - 0,15)} \sqrt{\frac{239,7}{429}} = 0,205 \text{ N / mm}^2, \quad \text{unde}$$

$$a = R\sqrt{2} = 170\sqrt{2} = 239,7.$$

Determinarea valorilor tensiunilor din încărcarea verticală s-a făcut cu relațiile:

$$\sigma_{11} = \frac{\alpha_1 \times \psi \times P}{h^2} = \frac{0,79 \times 1,1 \times 45500}{110^2} = 3,26 \text{ N / mm}^2;$$

$$\sigma_{12} = \frac{\alpha_2 \times \psi \times P}{h^2} = \frac{1,02 \times 1,1 \times 45500}{110^2} = 4,21 \text{ N / mm}^2;$$

$$\sigma_{13} = \frac{\alpha_3 \times \psi \times P}{h^2} = \frac{1,18 \times 1,2 \times 45500}{110^2} = 5,32 \text{ N / mm}^2.$$

Verificarea dalei la solicitări combinate s-a făcut astfel:

$$\sigma_{\max 1} = 3,26 + 0,8 \times 0,65 \times 0,734 = 3,64 \text{ N / mm}^2;$$

$$\sigma_{\max 2} = 4,21 + 0,8 \times 0,65 \times 0,708 = 4,57 N / mm^2;$$

$$\sigma_{\max 3} = 5,32 + 0,8 \times 0,65 \times 0,205 = 5,42 N / mm^2 .$$

În cazul prevederii gujonării rosturilor, pentru verificarea dalei la colț, la solicitări combinate din trafic și din variații de temperatură, s-a folosit relația 5.13.

$$\sigma_{\max} = 0,8 \times 5,32 + 0,8 \times 0,65 \times 0,205 = 4,36 N / mm^2 > R_{tiadm} = 3,5 N / mm^2 .$$

**B. IPOTEZA II-a:** când s-a ținut cont de acțiunea izolată a celui mai greu vehicul care circulă în proporție de peste 5% din totalul vehiculelor și solicitarea maximă din temperatură.

S-a considerat autocamionul R10 215 F, având  $P = 50000 N$ . Calculul grosimii dalei s-a făcut la colț, aceasta fiind ipoteza de încărcare determinantă.

S-a considerat  $h = 110 mm$  și  $R = 148 mm$ ;

$$\frac{h}{R} = \frac{110}{148} = 0,74 \quad \frac{E}{E_0} = \frac{28000}{107,8} \cong 260 \Rightarrow \alpha_3 = 1,27$$

$$h_3 = \sqrt{\frac{\alpha_3 \times \psi \times P}{R_{tiadm}}} = \sqrt{\frac{1,27 \times 1,2 \times 50000}{3,5}} = 147,5 mm .$$

se alege  $h = 110 mm$ .

Verificarea grosimii dalei la eforturi combinate din încărcarea verticală și solicitarea maximă din temperatură s-a făcut, tot numai la colț, unde încărcarea este determinantă:

$$\sigma_3 = \frac{\alpha_3 \times \psi \times P}{h^2} = \frac{1,27 \times 1,20 \times 50000}{110^2} = 6,298 N / mm^2 > R_{tiadm}$$

și atunci s-a propus gujonarea rosturilor ;

$$\sigma_{\max 3} = 0,8\sigma_3 + 0,8c\sigma_t = 0,8 \times 6,298 + 0,8 \times 1,10 \times 0,205 = 5,198 N / mm^2 .$$

$> R_{tiadm} = 4,4 N / mm^2$  (în cazul betonului armat cu fibre de oțel).

Efortul rezultat în urma verificării fiind mai mare decât  $R_{ti adm}$  s-a propus varianta 2 și s-au efectuat calculele..

## VARIANTA 2

Când se consideră:

-strat de rezistență din beton simplu BcR 3,5 în grosime de 60mm;

-strat de uzură din beton armat cu fibre de oțel, în grosime de 50mm, cu un procent de armare  $\mu_v = 1,5\%$ .

Caracteristicile betonului și ale sistemului rutier existent s-au luat ca și în cazul variantei 1.

Calculul grosimii dalei s-a făcut tot în cele două ipoteze:

**IPOTEZA I-a** - Acțiunea repetată a vehiculului de calcul cu sarcina pe osia din spate de 9,1 tone forță și solicitarea medie din temperatură.

Calculul s-a efectuat tot în cele trei puncte:

a) la mijlocul dalei, notând grosimea dalei cu  $h_1$ ;

$$\frac{h_1}{R} = \frac{110}{170} = 0,65 \quad \frac{E}{E_{ech}} = \frac{28000}{107,8} \cong 260 \Rightarrow \alpha_1 = 0,78;$$

$$h_1 = \sqrt{\frac{0,78 \times 1,20 \times 45500}{3,5}} = 110,3mm;$$

b) la marginea dalei, notând grosimea dalei cu  $h_2$ ;

$$\frac{h_2}{R} = \frac{110}{170} = 0,65 \quad \frac{E}{E_{ech}} = \frac{28000}{107,8} \cong 260 \Rightarrow \alpha_2 = 1,01;$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{1,01 \times 1,20 \times 45500}{107,8}} = 125,5mm;$$

c) la colțul dalei, notând grosimea dalei cu  $h_3$ ;

$$\frac{h_3}{R} = \frac{110}{170} = 0,65 \quad \frac{E_u}{E_{ech}} = \frac{29700}{107,8} \cong 275 \Rightarrow \alpha_3 = 1,18;$$

$$h_3 = \sqrt{\frac{1,18 \times 1,10 \times 45500}{7,2}} = 90,6mm..$$

După stabilirea grosimii dalei din beton pe baza calculelor valorilor  $h_1, h_2$  și  $h_3$ , s-a adoptat  $h = 110mm$ . S-au stabilit parametrii de calcul și anume:

-lungimea dalei  $L_x = 6000mm$  și lățimea  $L_y = 3500mm$ ,

-raza rigidității relative  $l = 0,6h_3 \sqrt{\frac{E}{E_0}} = 0,6 \times 110 \sqrt{\frac{28000}{107,8}} = 421$ ;

$$\frac{L_x}{l} = \frac{6000}{421} = 14,25 ; \quad C_x = 1,05 ; \quad \frac{L_y}{l} = \frac{3500}{421} = 8,31 ; \quad C_y = 1,08 ;$$

$$v = 0,15.$$

$$E_1 = 0,5E = 0,5 \times 28000 = 14000 N / mm^2 .$$

Diferența de temperatură dintre fața superioară și fața inferioară a dalei de beton:  $t = 0,67h = 0,67 \times 11 \cong 8^{\circ} C$ .

Determinarea valorilor eforturilor unitare de întindere  $\sigma_i$ , din temperatura s-a făcut astfel:

$$\sigma_{i1} = \frac{\alpha_i \times t \times E^1}{2} \times \frac{C_x + \nu C_y}{1 - \nu^2} = \frac{0,00001 \times 8 \times 14000}{2} \times \frac{1,05 + 0,15 \times 1,08}{1 - 0,15^2} = 0,69 N / mm^2$$

$$\sigma_{i2} = \frac{\alpha_i \times t \times E^1}{2} C_x = \frac{0,00001 \times 8 \times 14000}{2} \times 1,05 = 0,59 N / mm^2 .$$

Pentru colțuri solicitarea cea mai defavorabilă este produsă de scăderile de temperatură și în acest caz s-a adoptat  $t = 0,4h = 0,4 \times 11 \cong 5^{\circ} C$ ;

$$\sigma_{i3} = \frac{\alpha_i \times t \times E^1}{3(1 - \nu)} \sqrt{\frac{a}{l}} = \frac{0,00001 \times 8 \times 14000}{3(1 - 0,15)} \sqrt{\frac{240,4}{421}} = 0,206 N / mm^2 .$$

$$a = R\sqrt{2} = 170\sqrt{2} = 240,4 .$$

Valorile tensiunilor din încărcarea verticală în această variantă au fost determinate cu aceleași formule rezultând următoarele valori:

$$\sigma_1 = 3,52 N/mm^2 \quad \sigma_2 = 4,55 N / mm^2 \quad \sigma_3 = 4,88 N / mm^2 .$$

Dala a fost verificată la solicitări combinate cu relația 5.14 astfel:

$$\sigma_{\max 1} = 3,5 + 0,8 \times 0,65 \times 0,69 = 3,879 N / mm^2 \rangle R_{iadm} = 3,5 N / mm^2 ;$$

$$\sigma_{\max 2} = 4,558 + 0,8 \times 0,65 \times 0,59 = 4,865 N / mm^2 \rangle R_{iadm} = 3,5 N / mm^2 ;$$

$$\sigma_{\max 3} = 4,88 + 0,8 \times 0,65 \times 0,206 = 4,987 N / mm^2 \langle R_{iadm} = 7,2 N / mm^2 .$$

**IPOTEZA II-a.** Acțiunea izolată a celui mai greu vehicul care circulă în proporție de peste 5% din totalul vehiculelor și solicitarea maximă din temperatură.

Se consideră autocamionul R10 215 F, având  $P = 50000 N$ .

Calculul grosimii dalei s-a făcut la margine, aceasta fiind ipoteza de încărcare determinantă. S-a considerat  $h = 110 mm$  și  $R = 148 mm$ .

$$\frac{h}{R} = \frac{110}{148} = 0,74 \quad \frac{E}{E_0} = \frac{28000}{107,8} \cong 260 \Rightarrow \alpha_2 = 1,12;$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{\alpha_2 \times \psi \times P}{R_{iadm}}} = \sqrt{\frac{1,12 \times 1,2 \times 50000}{3,5}} = 138,6 \text{ mm}.$$

Luându-se grosimea dalei  $h = 110 \text{ mm}$ , s-a făcut verificarea grosimii la eforturi combinate, din încărcările verticale și solicitarea maximă din temperatură, rezultând și în această situație valori mai mari decât rezistența la încovoiere admisibilă.

### 5.5.2.3. Concluzii privind dimensionarea sistemului rutier ranforsat cu beton de ciment armat cu fibră de oțel

Din analiza **grosimilor** necesare calculate în cele două variante s-a constatat că **varianta 2** este mai avantajoasă întrucât rezultă o grosime necesară de 125,5 mm față de prima variantă la care a rezultat o grosime de 135,9 mm.

Analiza **eforturilor unitare din solicitări combinate** (încărcări verticale și temperatură ) a fost făcută pe o dală cu o grosime de 110 mm, în ambele variante. S-a constatat că **în varianta 1**, dacă se prevede gujonarea rosturilor, eforturile efective sunt mai mici decât cele admisibile în toate cele trei secțiuni caracteristice (mijloc, margine și colț).

În ceea ce privește varianta 2, depășirile eforturilor admisibile în secțiunea de mijloc și margine au fost foarte mari (circa 10% - ipoteza I-a și circa 40% - ipoteza a II-a), singura secțiune în care eforturile au fost mai mici decât cele admisibile a fost secțiunea de colț, (betonul armat cu fibre de oțel fiind amplasat în varianta 2, la partea superioară, zona întinsă pentru secțiunea de colț ).

În ceea ce privește analiza **eforturilor unitare din ipoteza acțiunii izolate a celui mai greu vehicul și a solicitării maxime din temperatură**, efectuată pe



aceeași dală de 110mm grosime s-a constatat că *în varianta 1 efortul admisibil este depășit cu circa 15%, iar în varianta 2, cu circa 35%*.

**Concluzia generală** este că *varianta 1*, stratul de rezistență din beton armat cu fibre de oțel și stratul de uzură din beton simplu BcR 3,5 s-a indicat a se utiliza.

Dacă s-ar considera ipoteza acțiunii izolate a celui mai greu vehicul și a solicitării maxime din temperatură, grosimea dalei, executată în prima variantă trebuie mărită la 110mm.

Pentru dala de beton armată cu plase de sârmă nu s-a efectuat nici un calcul, având în vedere că armatura s-a recomandat a se dispune la mijlocul grosimii acesteia, având rol de stabilizare a fenomenului de fisurare.

Astăzi, autoarea propune metodologia de dimensionare a structurilor rutiere să se facă cu ajutorul programelor ELMOD . În comparație cu alte metode utilizate în prezent programul reflectă comportarea reală a materialelor din structura rutieră, diferită de cea luată în considerare în modelele teoretice de calcul /105/. De asemenea, permite luarea în considerare a variației condițiilor hidro-climaterice pe durata de exploatare a drumului ranforsat, prin adoptarea în calcule a maxim 12 perioade sezoniere.

Se menționează că programul ELMOD, prin rutina ELCON este utilizat cu preponderență la dimensionarea straturilor de ranforsare a structurilor rutiere rigide, pentru drumuri și piste aeroportuare.

## **5.6 Studiul comparativ al soluțiilor de ranforsare**

### **5.6.1 Analiza costurilor**

Conform devizului pentru proiectul de execuție costul lucrărilor de ranforsare pe metru pătrat, pentru sectorul experimental, pe soluții de ranforsare este dat în tabelul nr. 5.11 la nivelul anului 1977 /101/.

Tabelul 5.11

Soluția de ranforsare	Total deviz (lei)					Cost soluție ranforsare (lei/m <sup>2</sup> )
	Material	Manoperă	Utilaj	Cheltuieli indirecte	Total	
Beton simplu	25430	4510	5700	1220	36860	52,60
Beton armat	16890	3010	3310	740	23950	59,00
Beton armat cu fibre de oțel	2860	310	250	110	3530	84,00

Reactualizarea valorilor la nivelul prețurilor din anul 2002 (octombrie), sunt date în tabelul 5.12:

Tabelul 5.12

Soluția de ranforsare	Cost soluție ranforsare (mii lei/ m <sup>2</sup> )	Cost soluție ranforsare ( euro/ m <sup>2</sup> )
Beton simplu (700 m <sup>2</sup> )	1920	54,86
Beton armat (406 m <sup>2</sup> )	2154	61,54
Beton armat cu fibre de oțel ( 42 m <sup>2</sup> )	3066	87,61

Din tabelul 5.11 se constată că soluția de ranforsare cu beton armat mărește costul pe metru pătrat cu 12,1%, iar soluția de ranforsare cu beton armat cu fibre de oțel cu 59,7%, față de soluția de ranforsare cu beton simplu.

Soluția de ranforsare cu beton armat se apreciază că va conduce la fisuri mai dese și de deschideri mai mici ceea ce va asigura o integritate mai bună sistemului rutier față de soluția de beton simplu.

Având în vedere comportarea superioară a betonului armat cu fibre de oțel la șoc, uzură și fisurare cât și durabilitatea sa ridicată, se apreciază că ranforsarea în această soluție are cea mai mare durabilitate.

## 5.6.2 Analiza consumurilor energetice

Stabilirea unei anumite soluții tehnice se face, astăzi, și în funcție de energia înglobată în materiale și procedeele tehnologice utilizate, astfel încât în cele ce urmează se va prezenta pentru soluțiile de ranforsare alese și acest aspect.

În tabelul 5.13 se prezintă energia înglobată în diversele materiale utilizate, iar în tabelul 5.14 se prezintă consumurile energetice pe metru pătrat de îmbrăcăminte pentru cele trei soluții de ranforsare.

**Tabelul 5.13**

Tipul materialului	U.M.	Energie înglobată kwh/UM
Beton simplu Bc R 3	mc	1050
Beton simplu Bc R 3,5	mc	1100
Oțel beton în plase sudate	kg	12,6
Fibre de beton	kg	13,0

**Tabelul 5.14**

Soluția de ranforsare	Consumuri energetice kwh/m <sup>2</sup>		
	Strat de rezistență	Strat de uzură	Total
Beton simplu	94,5	66,0	160,50
Beton armat	94,5+33,26=126,76	66,0	193,76
Beton armat cu fibre de oțel	52,5+76,53=129,0	66,0	195,00

Se constată că prin utilizarea soluției cu beton armat consumurile specifice cresc cu 20,7% față de soluția cu beton simplu, adică un spor energetic mai mare decât sporul pentru costul soluției ceea ce este de așteptat având în vedere consumurile mari energetice înglobate în oțel. Soluția de beton armat cu fibre de oțel este practic egală cu cea de beton armat, întrucât grosimea stratului de

rezistență este mult mai mică (5 cm în comparație cu 9 cm) și deci se recomandă ca o soluție avantajoasă.

## **5.7 Dezavantajele metodei de dimensionare și noile propuneri de proiectare a structurilor rutiere rigide**

Metoda de dimensionare a structurilor rutiere rigide folosită a fost conform Instrucțiunilor tehnice departamentale pentru dimensionarea sistemelor rutiere rigide și nerigide, indicativ PD 177-76 /89/. Recent, a fost propus un nou normativ de proiectare a structurilor rutiere rigide pentru a elimina dezavantajele metodei de dimensionare existente în vigoare și anume:

- metoda este laborioasă, fiind necesare multiple operații de interpolare;
- betonul de ciment rutier este caracterizat prin marcă și nu prin clasă;
- pământul de fundare și materialele din straturile rutiere sub adiacente dalei sunt caracterizate prin modulul de deformație (prin luarea, deci, în considerare a deformației totale);
- vehiculele etalon sunt vehiculele A13 și R10 în timp ce pentru structuri rutiere suple, semirigide se folosește OS 115 KN;
- coeficienții de echivalare a vehiculelor fizice în vehicule etalon au valori unice, pentru fiecare categorie de vehicule fizice fără a se ține seama de corelarea valorii finale a indicelui de viabilitate (A.A.S.H.T.O.) cu importanța drumului (clasa tehnică / categorie funcțional administrativă);
- fenomenul de oboseală al betonului este luat în considerare prin coeficientul de reducere „n” = 0,6...0,7, în funcție de traficul mediu zilnic anual (MZA) și vehicule etalon A13 și nu în funcție de traficul cumulat pe întreaga durată de viață;
- relațiile de calcul ale tensiunii de întindere din încovoiere în betonul din dală se bazează pe formula inițială Wwstegaard (redactarea Mednicov);

- pentru încărcarea simultană din trafic și din variații zilnice de temperatură se consideră două ipoteze referitoare la sarcina etalon ceea ce nu se mai justifică în cazul dimensionării la acțiunea OS 115 KN. (numărul de osii standard cu încărcarea pe osie de 115 KN pe banda de circulație cea mai sollicitată).

**Metoda propusă** se caracterizează prin următoarele:

- schema de calcul, model cu element finit (MEF) atât pentru trafic cât și pentru solicitarea aferentă gradientului zilnic de temperatură;
- betonul este caracterizat prin clasa sa ținându-se totodată seama de creșterea în timp a rezistenței caracteristice la întindere din încovoiere ( $R_{inc 150}^k$ );
- pământul de fundare este caracterizat prin modulul de reacție K, unde  $K=70/w$ , iar w este deformația medie exprimată în cm a unei plăci cu diametrul de 75 cm așezată pe pământ și încărcată cu o presiune de 70 Kpa ( $0,70 \text{ daN/cm}^2$ , aproximativ 3 KN).
- materialele din straturile sub adiacente dalei sunt caracterizate prin coeficienți de echivalare ( de tip A.A.S.H.O.Road Test), calculați în funcție de modulele de elasticitate raportați la modulul de elasticitate a unui material etalon (piatra spartă);
- coeficienții de echivalare permit calculul grosimii echivalente a straturilor sub adiacente dalei. Grosimea echivalentă permite calculul modulului de reacție la interfața dalei-straturi sub adiacente;
- vehiculul etalon OS115 KN, asigurându-se astfel un același tip de vehicul etalon pentru dimensionarea tuturor tipurilor de structuri rutiere (suple, semirigide, rigide);
- legea de oboseală a betonului de ciment ține seama de traficul cumulat, pe durata de serviciu. Legea de oboseală este adoptată în urma unui studiu comparativ cu legi de oboseală adoptate în diverse metode de dimensionare;

- coeficienții de echivalare a vehiculelor fizice în vehicule etalon (OS115 KN) sunt de tipul A.A.S.H.O. ținând seama atât de tipul osiilor (simple/duble) cât și de valoarea finală a indicelui de viabilitate (Present Serviceability Index) valoare corelată cu importanța drumului (clasă tehnică / categorie funcțional administrativă).
- ipoteza de încărcare din trafic este ipoteza a doua , la marginea dalei, rezemarea dalei considerându-se uniformă, prin asigurarea condițiilor tehnologice la execuție;
- pentru încărcarea simultană din trafic și din variații zilnice de temperatură sunt propuse relații de calcul în funcție de importanța drumului și de condițiile climatice. Gradientele de temperatură diurne și nocturne – considerate constante – corespund prevederilor din instrucțiunile tehnice departamentale pentru dimensionarea sistemelor rutiere rigide și semirigide P.P.177-76:
- pentru dimensionare sunt redactate atât diagrame, în funcție de grosimea dalei și valoarea lui K (la interfața dalei cu structurile sub adiacente), cât și corelații de tipul:

$$\sigma_t = f(t) \text{ pentru } h_{dală} - \text{constantă};$$

$$\sigma_t = f(t) \text{ pentru } K - \text{constant};$$

unde:

- $\sigma_t$  este tensiunea la întindere din încovoiere a betonului din dală.
- coeficientul de siguranță este corelat cu legea de oboseală a betonului variind în funcție de durata de viață;
- diagramele de dimensionare sunt prezentate pentru patru variante de însumare a tensiunilor la întindere din încovoiere / valoare ( $\sigma_t / \sigma_t \Delta t$ ), în funcție de importanța drumului și de condițiile climatice (variații zilnice de temperatură). Adaptarea variației  $\sigma_t + 0,8 \cdot 0,65 \sigma_t \Delta t$  se consideră justificată de practica îndelungată a folosirii pentru proiectare a instrucțiunilor P.D. 177-76.

# CAPITOLUL 6

## Programul experimental în laborator

### 6.1 INTRODUCERE

În baza unor contracte de cercetare științifică și convenției de colaborare încheiate cu Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de comunicații Terestre, și Departamentul de Construcții Civile, Industriale și Agricole s-a convenit să se studieze comportarea la încărcări repetate a dalelor din beton de ciment, care formează îmbrăcămintea rutieră rigidă. Acest fapt a dus la apariția oboselii, fenomen specific acestor elemente rutiere.

Programul experimental s-a efectuat în laborator pe o dală de beton, de grosime  $h_d = 18$  cm, armată cu o plasă de armătură  $\phi 10\text{mm}/200\text{mm}$  căutându-se să se simuleze comportarea sub trafic a dalei și apoi fisurarea ei.

În acest scop au fost simulate condițiile reale de rezemare, construind în cadrul laboratorului de Beton armat al departamentului de Construcții Civile, Industriale și Agricole, stratificația infrastructurii unei îmbrăcăminți rutiere rigide, peste care s-a turnat dala de beton.

În prealabil, au fost determinate caracteristicile fizico-mecanice ale fiecărui strat din infrastructură, precum și modulul de deformație al întregului complex al infrastructurii.

Încărcarea a fost similară cu cea din realitate, adică două forțe concentrate, reprezentând roțile unui vehicul care să solicite dala din beton de ciment la oboseală, în condițiile rezemării pe mediu elastic .

Ca urmare a acestei solicitări, atât în baza relațiilor de calcul existente, cât și a prevederilor standardelor mai recente de calcul, fisurarea dalei urma să se producă prin încovoiere.

Tehnologiile moderne aplicate în prezent, în țări dezvoltate, prevăd îmbrăcăminți rutiere din beton armat, armatura având în acest caz rolul de a prelua eforturile de întindere, ce iau naștere ca urmare a contracției betonului și ca urmare a împiedicării acestei contracții prin turnarea dalei în câmp continuu și prin frecarea ce ia naștere între dala de beton armat și infrastructură. Ca urmare a acestei solicitări de întindere armatura s-a dispus în dală la mijlocul secțiunii de beton, ea având o influență neglijabilă asupra rezistenței la încovoiere a elementului.

Cantitatea de armatură , în condiții economice, rezultată din necesitatea de stabilizare a fisurilor după apariția lor, sau de limitare a mărimii deschiderii acestor fisuri pentru a nu se produce coroziunea armăturii. Având în vedere influența neglijabilă a armaturii așezată la mijlocul secțiunii de beton, pentru cazul solicitării la încovoiere, dala rutieră experimentală a fost concepută ca dală de beton armat, cu armatură minimă , necesară stabilizării fenomenului de fisurare.

Pentru încercarea la oboseală a betonului din dală, în condițiile încărcării cu două forțe concentrate reprezentând roțile unui vehicul , față de fibra extremă de beton, influența acestei armaturi poate fi considerată practic nulă . Astfel, dala a fost încercată cu ajutorul instalației din laborator, pentru treapta corespunzătoare începutului procesului de compromitere a capacității betonului (treapta de micro-fisurare), fără ca să se constate apariția vreunei fisuri.



A urmat încercarea la încărcarea statică corespunzătoare rezistenței la fisurare  $R_t$ , pentru rezistența la întindere centrică sau  $R_{ti}$ , pentru rezistența la întindere din încovoiere.

După cum s-a putut constata, presupunerile teoretice au corespuns cu rezultatele experimentale. Având în vedere faptul că după apariția fisurii, ea s-a deschis instantaneu la mărimea de 0,3mm, fapt ce a determinat acordarea unei atenții sporite procesului de fisurare și mai ales procesului de stabilizare a fisurilor și a procentelor de armare necesare acestui proces de stabilizare.

## 6.2 ELEMENTUL EXPERIMENTAL

Dala de beton s-a turnat la Departamentul de Construcții Civile, Industriale și Agricole, cu materiale (ciment și agregate) utilizate de către Direcția de Drumuri și Poduri din Timișoara, efectiv la realizarea îmbrăcăminților rutiere rigide.

Pentru efectuarea încercărilor de laborator, o dată cu turnarea dalei a fost prevăzut a se turna și următoarele epruvete :

-3 cuburi cu latura de 20cm, pentru determinarea rezistenței cubice la data încercării;

-3 prisme 10x10x30 cm, pentru determinarea modulului de elasticitate;

-3 prisme 10x10x55 cm, pentru determinarea rezistenței la întindere.

Dala s-a realizat dintr-un beton de marcă B400 ( $B_C 30$ ; C25/30) armată cu oțel beton OB37,  $\phi$  10mm/ 200 mm, conform figurii 6.1.

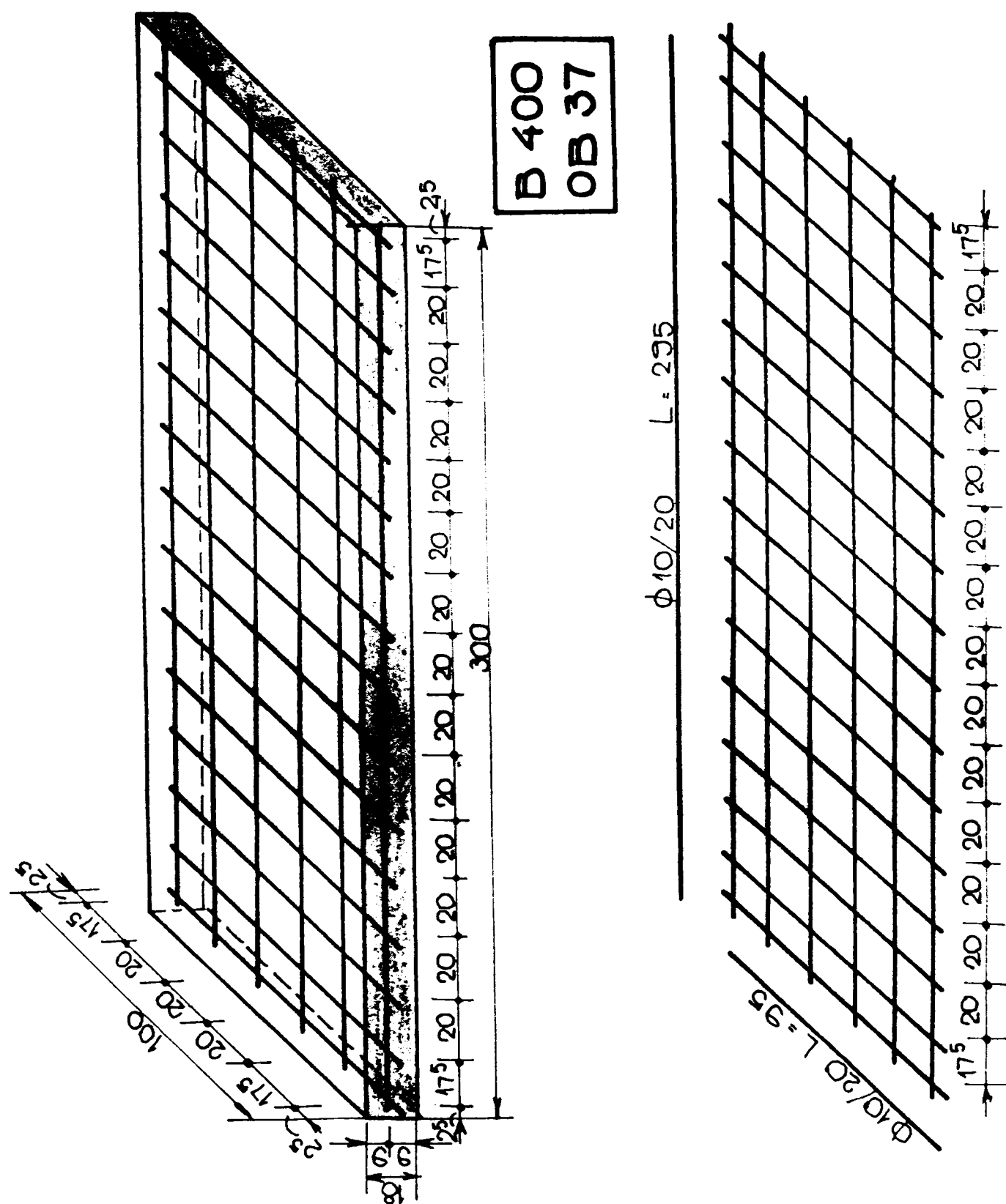


Fig : 6.1 Armarea dalei cu OB37 φ 10mm/ 200 mm

## 6.3 CARACTERISTICILE STRATURILOR DE SUB DALĂ

Dala de beton a fost turnată pe un sistem rutier realizat în incinta laboratorului de încercări asupra elementelor din beton, figura 6.2, alcătuit din următoarele straturi:

- pământ argilos, așezat într-un strat de grosime egală cu 60 cm ;
- balast, în grosime de 10 cm;
- piatră spartă, 40-63 mm, în grosime de 12 cm.

Pământul a fost așezat în straturi și compactat la umiditatea optimă de compactare, prin batere cu maiul.

Asupra pământului s-au făcut anticipat următoarele determinări:

- densitatea,  $\rho = 2,68 \text{ g/cm}^3$ ;
- densitatea aparentă în stare umedă,  $\rho_a = 2.98 \text{ g/cm}^3$ ;
- gradul de îndesare,  $I_D = 0,83$ ;
- indicele de plasticitate,  $I_p = 13$ ;
- umiditatea optimă de compactare,  $W_{opt} = 9,16\%$ .

Asupra balastului s-au făcut determinări pentru stabilirea compoziției granulometrice, ajungându-se la concluzia că balastul este corespunzător și s-a compactat tot cu maiul în două straturi.

În privința pietrei sparte nu s-au efectuat determinări deoarece ea a fost adusă de la Săcălaz din piatra spartă folosită la realizarea macadamurilor.

Asupra întregului complex rutier s-a efectuat determinarea modulului de deformație al complexului rutier, prin încercarea de laborator cu placa.

Încercarea a constat în aplicarea unei încărcări verticale, în trepte, pe o placă rigidă, fiecare treaptă fiind menținută până la stabilizarea tasării plăcii.

Placa rigidă de încercare a avut forma circulară, cu o suprafață de  $0,292 \text{ cm}^2$  ( $d=0,61 \text{ m}$ ) și a fost confecționată în laborator, din metal, așezată pe o placă de cauciuc, figura 6.2.

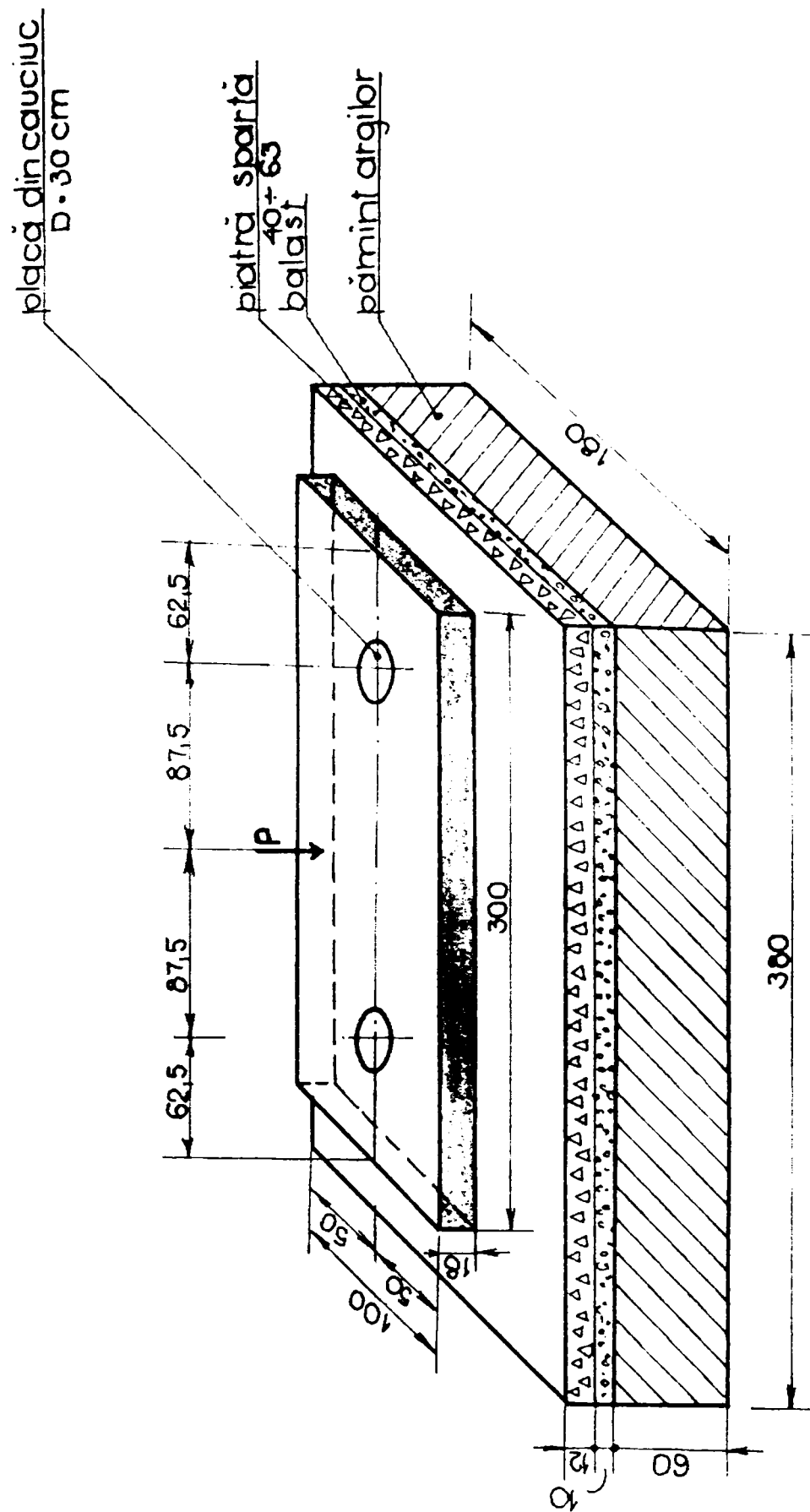


Fig : 6.2 Structura patului rutier pe care a fost așezată dala

Transmiterea încărcării la placă s-a realizat cu ajutorul presei hidraulice, în trepte de încărcare egale cu 15 KN, iar tasările relative s-au citit la patru microcomparatoare de precizie 1:100.

Citirile au fost înregistrate și prelucrate în tabelul 6.1:

**Tabelul 6.1**

Numărul de ordine al treptei de încărcare	Timp de aplicare a treptei de încărcare (min)	Trepte de încărcare $\Delta P$ (KN)	Suma treptelor de încărcare $\Sigma \Delta P$	Presiunea P kPa	Citiri de deformații pe microcomparatoare				Deformația medie $S_{med}$	Deformația relativă $S'$
					0,01mm					
					$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0	0	0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	15	15	15	51,37	0,33	0,35	0,43	0,40	0,3775	0,0006
1	30	15	15	51,37	0,36	0,37	0,45	0,425	0,401	0,0007
1	45	15	15	51,37	0,38	0,38	0,46	0,44	0,415	0,0007
1	60	15	15	51,37	0,39	0,40	0,47	0,45	0,427	0,0007
1	75	15	15	51,37	0,40	0,41	0,49	0,46	0,440	0,0007
1	90	15	15	51,37	0,41	0,42	0,50	0,47	0,450	0,0007
1	105	15	15	51,37	0,43	0,43	0,51	0,48	0,463	0,0008
1	120	15	15	51,37	0,43	0,44	0,51	0,485	0,466	0,0008
2	135	15	30	102,74	1,65	1,65	1,77	1,74	1,703	0,0028
2	150	15	30	102,74	1,74	1,73	1,86	1,825	1,789	0,0029
2	165	15	30	102,74	1,81	1,80	1,93	1,895	1,859	0,0030
2	180	15	30	102,74	1,84	1,83	1,96	1,92	1,888	0,0031
2	210	15	30	102,74	1,88	1,88	2,01	1,975	1,936	0,0032
2	240	15	30	102,74	1,91	1,905	2,04	2,01	1,966	0,0032
2	270	15	30	102,74	1,93	1,925	2,06	2,03	1,986	0,0033
2	300	15	30	102,74	1,95	1,94	2,07	2,04	2,000	0,0033
2	330	15	30	102,74	1,956	1,97	2,10	2,06	2,022	0,0033
2	360	15	30	102,74	1,970	1,970	2,10	2,07	2,033	0,0033
2	390	15	30	102,74	1,980	1,975	2,105	2,075	2,034	0,0033
2	420	15	30	102,74	1,985	1,980	2,11	2,08	2,039	0,0033
2	450	15	30	102,74	1,990	1,990	2,12	2,09	2,048	0,0034
2	510	15	30	102,74	1,995	1,990	2,12	2,05	2,049	0,0034
2	570	15	30	102,74	2,00	2,00	2,13	2,10	2,058	0,0034
2	630	15	30	102,74	2,01	2,00	2,135	2,105	2,063	0,0034
2	690	15	30	102,74	2,01	2,00	2,14	2,11	2,065	0,0034
3	0	15	45	154,11	4,105	4,07	4,335	4,335	4,211	0,0069
3	15	15	45	154,11	4,23	4,20	4,47	4,47	4,343	0,0071
3	30	15	45	154,11	4,275	4,245	4,510	4,510	4,385	0,0072
3	45	15	45	154,11	4,30	4,29	4,54	4,55	4,420	0,0072
3	60	15	45	154,11	4,34	4,31	4,58	4,585	4,454	0,0073
3	75	15	45	154,11	4,38	4,34	4,615	4,620	4,489	0,0074
3	105	15	45	154,11	4,415	4,375	4,650	4,655	4,524	0,0074
3	135	15	45	154,11	4,45	4,40	4,68	4,685	4,554	0,0075
3	165	15	45	154,11	4,47	4,425	4,70	4,71	4,576	0,0075
3	195	15	45	154,11	4,48	4,44	4,72	4,725	4,591	0,0075
3	225	15	45	154,11	4,495	4,45	4,73	4,74	4,604	0,0075
3	255	15	45	154,11	4,505	4,46	4,74	4,75	4,614	0,0076
3	315	15	45	154,11	4,52	4,48	4,76	4,77	4,633	0,0076
3	345	15	45	154,11	4,53	4,49	4,77	4,78	4,643	0,0076
3	375	15	45	154,11	4,54	4,50	4,78	4,795	4,654	0,0076
3	405	15	45	154,11	4,545	4,50	4,78	4,800	4,656	0,0076

Numărul de ordine al treptei de încărcare	Timp de aplicare a treptei de încărcare (min)	Trepte de încărcare $\Delta P$ (KN)	Suma treptelor de încărcare $\Sigma \Delta P$	Presiunea P kPa	Citiri de deformații pe microcomparatoare				Deformația medie $S_{med}$	Deformația relativă $S'$
					0,01mm					
					$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	435	15	45	154,11	4,55	4,51	4,79	4,80	4,663	0,0076
4	0	15	60	205,48	7,05	6,98	7,52	7,52	7,268	0,0119
4	15	15	60	205,48	7,325	7,265	7,81	7,805	7,551	0,0124
4	30	15	60	205,49	7,44	7,38	7,935	7,93	7,671	0,0126
4	60	15	60	205,48	7,56	7,50	8,065	8,06	7,796	0,0128
4	90	15	60	205,48	7,68	7,61	8,19	8,185	7,916	0,0130
4	120	15	60	205,48	7,725	7,66	8,24	8,24	7,966	0,0131
4	150	15	60	205,48	7,75	7,685	8,27	8,265	7,993	0,0131
4	180	15	60	205,48	7,78	7,705	8,29	8,285	8,015	0,0131
4	210	15	60	205,48	7,795	7,725	8,31	8,315	8,036	0,0132
4	240	15	60	205,48	7,805	7,735	8,32	8,32	8,045	0,0132
4	270	15	60	205,48	7,81	7,745	8,33	8,33	8,054	0,0132
4	300	15	60	205,48	7,82	7,755	8,345	8,34	8,065	0,0132
4	330	15	60	205,48	7,825	7,76	8,350	8,345	8,070	0,0132
4	360	15	60	205,48	7,835	7,77	8,355	8,355	8,079	0,0132
4	390	15	60	205,48	7,84	7,77	8,365	8,360	8,084	0,0133
4	450	15	60	205,48	7,85	7,78	8,375	8,37	8,094	0,0133

Modulul de deformație liniară s-a determinat conform STAS 2914/4-75 , iar valoarea lui s-a calculat cu relația:

$$E = \alpha p / S' = 318 \text{ Kpa}$$

unde:

- $\alpha$  este coeficient adimensional care depinde de forma plăcii;
- p este presiunea specifică transmisă uniform pe placa;
- $S'$  este deformația relativă.

## 6.4 CARACTERISTICILE BETONULUI

În ziua premergătoare încercării elementului s-au făcut determinări pe epruvete aferente, în conformitate cu normele în vigoare /98/.

Caracteristicile fizico- mecanice s-au calculat cu relațiile:

- rezistența la compresiune:

$$R_c = (0,87 - 0,0002 R_b )$$

- rezistența la întindere:

$$R_{ti} = 0,875 P_l / bh^2$$

$$R_t = 0,57 \sqrt[3]{R_c^2}$$

- modulul de elasticitate al betonului.

Valorile medii ale rezistențelor mecanice și ale modulului de elasticitate sunt prezentate în tabelele 6.2, 6.3 și 6.4.

**Tabelul 6.2**

Nr. crt.	$P_r$ (daN)	A (cm <sup>2</sup> )	$R_b$ (daN/cm <sup>2</sup> )	$R_{b \text{ med}}$ (daN/cm <sup>2</sup> )
1	157500	400	394	408
2	170000	400	425	
3	162500	400	406	

$$R_c = (0,87 - 0,0002 \times 408) \times 408 = 322 \text{ daN/cm}^2$$

-rezistența prismatică :

$$R_{pr} = P_r / A = 26000 / 100 = 260 \text{ daN/cm}^2$$

Modulul de elasticitate al betonului s-a determinat experimental în laborator, tabelul 6.3

-trepte de încărcare :

$$\sigma_{\max} = 0,3 R_{pr} = 0,3 \times 260 = 78 \text{ daN/cm}^2 \quad P_{\max} = 7000 \text{ daN}$$

$$\sigma_{\min} = 0,05 R_{pr} = 0,05 \times 260 = 13 \text{ daN/cm}^2 \quad P_{\min} = 1300 \text{ daN}$$

**Tabelul 6.3**

Ciclul de încărcare - descărcare	Penultim			Ultim		
	$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\max}$		$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\max}$	
Treapta de încărcare - descărcare						
Citiri și deformații	$C'_{\min}$	$C'_{\max}$	$\Delta l = C'_{\max} - C'_{\min}$	$C''_{\min}$	$C''_{\max}$	$\Delta l = C''_{\max} - C''_{\min}$
$M_1$	0,008	0,026	0,018	0,008	0,026	0,018
$M_2$	0,009	0,026	0,019	0,009	0,026	0,019

$$\Sigma \Delta l' = 0,037$$

$$\Sigma \Delta l'' = 0,037$$

$$\Delta l = (0,037 + 0,037) / 2 \times 2 = 0,0185$$

$$\epsilon = (0,00185 / 10) = 0,000185$$

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 78 - 13 = 65 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_b = (65 / 0,000185) = 351350 \text{ daN/cm}^2$$

Valoarea rezistenței la întindere prin încovoiere a betonului din dală este prezentată în tabelul 6.4

### Rezistența la întindere

**Tabelul 6.4**

Nr. crt.	$P_r$ (daN)	$P_r \text{ med}$ (daN)	$R_t \text{ med}$ (daN/cm <sup>2</sup> )
1	1080	1187	27,82
2	1040		
3	1440		
4	1080		

Rezistența la întindere se poate determina cu relația:

$$R_t = 0,57 \times \sqrt[3]{322^2} = 26,78 \text{ daN/cm}^2$$

## **6.5 DISPOZITIVUL DE ÎNCERCARE**

Pentru simularea încărcării s-a folosit o instalație ce realizează o forță de 20t. Măsurarea săgeților, respectiv tasarea dalei s-a făcut cu microcomparatoare de precizie de 1:100, conform figurii 6.3

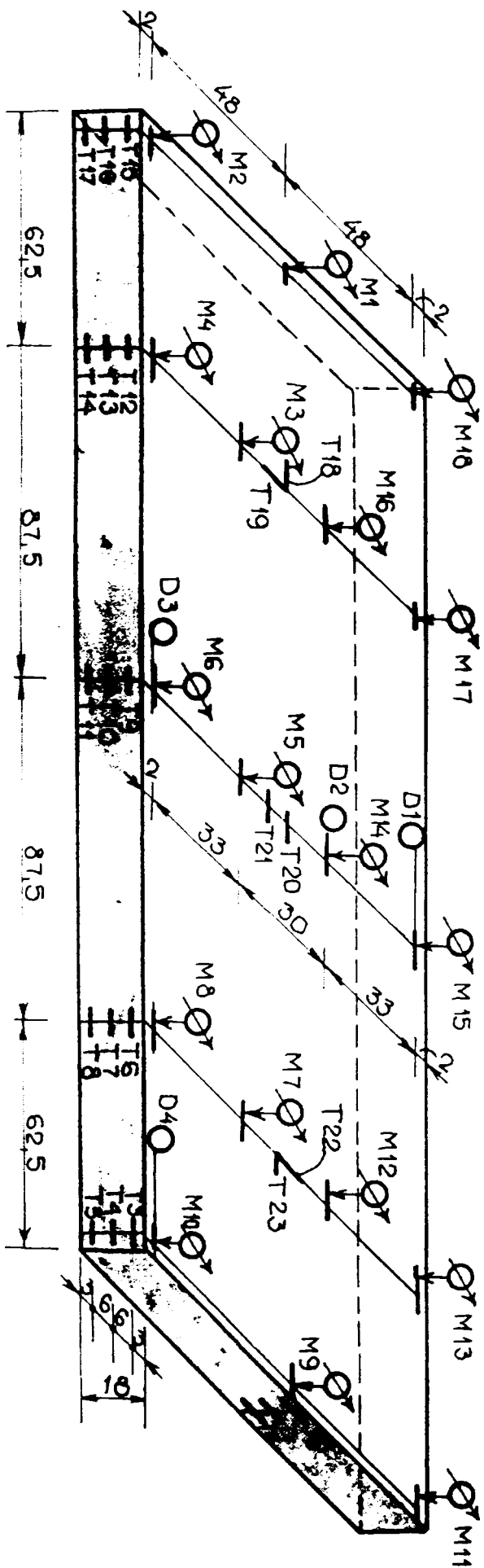
Urmărirea deformațiilor specifice ale betonului s-a făcut cu ajutorul tensometriei electrice respectiv cu traductoare cu baza de 10 cm și deformetre mecanice cu precizia de 1:1000, conform figurii 6.3

Mărimea deschiderii fisurilor s-a urmărit cu ajutorul unei lupe microscopice cu precizia 1:100.

Modul de plasare a forțelor este prezentat în figura 6.2, respectiv dispunerea aparatelor de măsurare și a timbrelor tensiometrice este prezentată în figura 6.3.



Fig. 6.3 Amplasarea aparatelor de mäsura și a timbrelor tensiometrice



## 6.6 CALCULUL VALORILOR DE CONTROL

Calculul momentului încovoietor de fisurare s-a făcut admitând plasticizarea zonei întinse de beton cu relația:

$$M_f = b(h-x)R_t \left[ \frac{(h-x)}{2} + \frac{2}{3}x \right] + A_a \sigma_a \left( \frac{h}{2} - \frac{1}{3}x \right) \quad (6.1)$$

Unde:  $\sigma_a = (0,5h-x) / (h-x) \times 2 R_t$ , iar  $x = h/2 = 9\text{cm}$ .

Momentul de fisurare are valoarea :  $M_f = 2498,58 \text{ daN m}$ .

Dala de beton s-a calculat cu metoda Winkler în care s-a considerat dala rezemată pe mediu elastic, adică se ține cont de conlucrarea între două medii deformabile. În privința legii de distribuție a presiunii sub dală, în ipoteza lui Winkler s-a propus ca între presiune și deformație există o proporționalitate prin intermediul coeficientului de tasare (coeficient de pat).

Valoarea coeficientului de tasare „C” ( $\text{daN/cm}^3$ ) s-a luat egal cu 5, funcție de natura terenului (argilă, pietriș și piatră spartă cu o compactare medie).

Calculul solicitării statice, după această metodă pleacă de la ecuația fibrei medii deformată a unei grinzi de lungime finită (L).

$$D^4y/dx^4 + 4k^4y = 0 \quad (6.2)$$

unde:  $k = 1/L_e$ .

Prin  $L_e$  se notează lungimea elastică care se calculează cu expresia:

$$L_e = \sqrt{\left( 4E_b \frac{I}{C * B} \right)} = 106,43 \text{ cm} \quad (6.3)$$

- unde:
- $E_b$  este modulul de elasticitate al betonului;
  - I este momentul de inerție a secțiunii dalei;
  - C este coeficient de pat (de tasare);
  - B este lățimea dalei;
  - L este lungimea dalei.

Funcție de raportul  $\lambda = 1/L_e = 300/106,43 = 2,819$  de unde rezultă o grindă de lungime medie deoarece  $0,6 < L < 6$ .

Pentru calculul grinzilor finite de lungime medie s-a aplicat metoda Bleich, care constă în transformarea ei de lungime finită într-o grindă de lungime infinită.

În acest sens grinda de lungime finită, asupra căreia acționează forțele concentrate  $P_1$  și  $P_2$  egale cu 5000 daN, s-a prelungit în  $V_1$  și  $V_2$  respectiv  $V_3$  și  $V_4$  conform figurii 6.4.

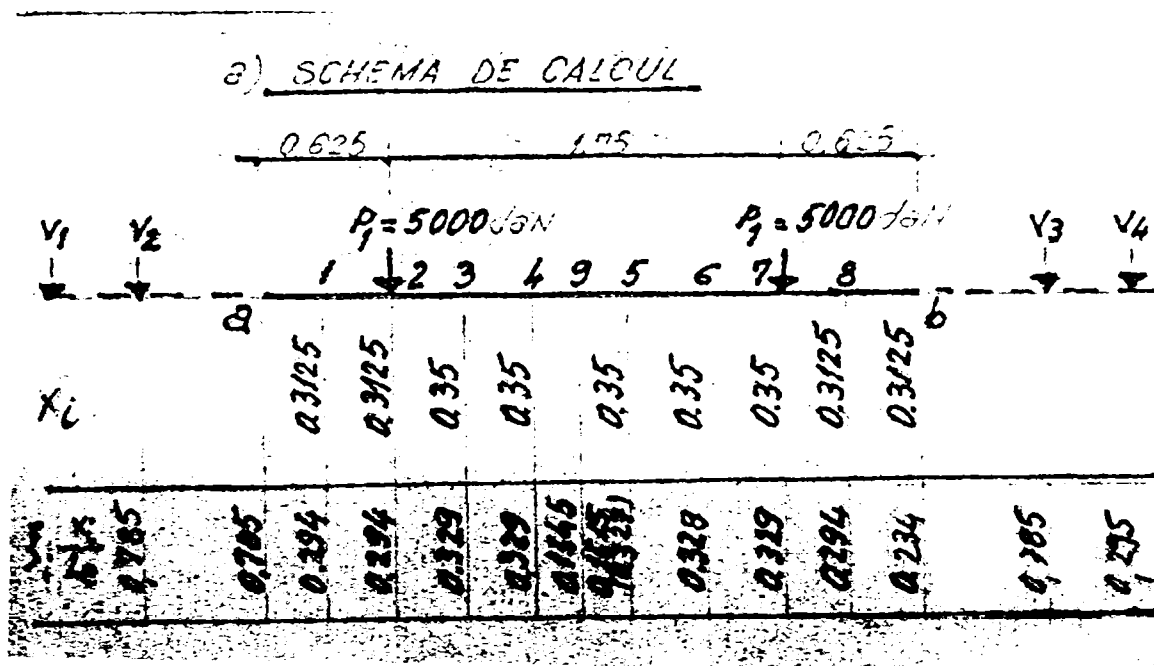


Fig. 6. 4 Schema de calcul

Punctele de aplicație ale forțelor  $V_1$  și  $V_4$  se găsesc la  $\xi=\pi/2$ , respectiv  $\xi_4=\pi/2$ , față de capetele grinzii, iar al forțelor  $V_2$  și  $V_3$  la  $\xi_2=\pi/4$  respectiv  $\xi_3=\pi/4$ .

Calcululele ajutătoare pentru determinarea valorilor forțelor fictive ( $V_1, V_2, V_3, V_4$ ) se prezintă în tabelul 6.5

Tabelul 6.5

Forța $P_i$	Valoarea Forței	$\xi_{ia}$	$\xi_{ib}$	$\mu_{(ia)}$	$\mu'_{(\xi_{ia})}$	$\mu_{(\xi_{ib})}$	$\mu'_{(\xi_{ib})}$	$P_i$ $\mu_{(\xi_{ia})}$	$P_i$ $\mu'_{(\xi_{ia})}$	$P_i$ $\mu_{(\xi_{ib})}$	$P_i$ $\mu'_{(\xi_{ib})}$	
$P_1$	5000	0,588	2,233	0,1545	0,4625	-0,1504	-0,0657	772,5	2312,5	-752	-328,5	
$P_2$	5000	2,233	0,588	-0,1504	-0,0657	0,1545	0,4625	-752	-328,5	772,5	2312,545	
								$\Sigma P$	20,5	=1984	+20,5	+1984

Valorile acestor forțe fictive se calculează cu relațiile de mai jos :

$$V_1 = - \sum P_i \mu(\xi_{ia}) / \mu(\xi_1) \quad (6.3)$$

$$V_2 = \sum P_i \mu'(\xi_{ia}) / \mu'(\xi_2)$$

$$V_3 = \sum P_i \mu'(\xi_{ib}) / \mu'(\xi_3)$$

$$V_4 = - \sum P_i \mu(\xi_{ib}) / \mu(\xi_4)$$

unde :  $\xi_{(ia)} = x_{ia} / L_e$  și  $\xi_{ib} = x_{ib} / L_e$

$x_{ia}$  și  $x_{ib}$  reprezentând distanța forțelor concentrate față de secțiunile a și b, iar  $\xi_1 = \xi_4 = \pi / 2 = 1,57$

$$\xi_2 = \xi_3 = \pi / 4,$$

pentru care  $\mu_{(\pi/2)} = -0,207$  și  $\mu_{(\pi/4)} = +0,323$ ;

și aplicând relațiile de mai sus, obținem:

$$V_1 = 20,5 / 0,207 = 99,03 \text{ daN}; \quad V_2 = 1984 / 0,323 = 6142,4 \text{ daN};$$

$$V_3 = 6142,41 \text{ daN} \text{ și } V_4 = 99,03 \text{ daN};$$

### Calculul solicitărilor și deformațiilor

#### Secțiunea „a”

În secțiunea „a”, momentul încovoietor și forța tăietoare sunt nule ( $M_a = 0$ ,  $Q_a = 0$ ), calculându-se numai valoarea presiunii.

$$P_a = \sum F_i \eta(\xi_{ia}) / 2L_e B = 77022,75 / 2 \times 1,00643 \times 1 = 3618,7 \text{ daN/cm}^2 = 0,361 \text{ daN/cm}^2.$$

**Tabelul 6.6**

Forța (daN)	$\xi_{ia}$	$\eta(\xi_{ia})$	$F_i(\eta\xi_{ia})$
$V_1 = 99,03$	1,57	0,2086	20,66
$V_2 = 61442,41$	0,785	+0,6450	+3961,85
$P_1 = 5000$	0,588	0,7702	+3851
$P_2 = 5000$	2,233	0,0190	+95
$V_3 = 6142,41$	3,606	-0,0365	-224,20
$V_4 = 99,03$	4,391	-0,0157	-1,56
<b>TOTAL</b>			<b>+7702,75</b>

## Secțiunea 1

$$P_1 = 1/2 L_e B \times \sum F_i \eta(\xi_{ia}) = 1/2 \times 1,0643 \times 17944,96 = 3732,5 \text{ daN/m}^2 = 0,373 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_1 = L_e/4 \times \sum F_i \mu(\xi_{i1}) = 1,006643/4 \times 508,63 = 135,3 \text{ daNm}$$

$$Q_1 = 1/2 \sum F_i \mu'(\xi_{i1}) = -0,5(-2134,6) = +1067,28 \text{ daN}$$

**Tabelul 6.7**

Forța (daN)	$\xi_{i1}$	$\eta(\xi_{i1})$	$\mu(\xi_{i1})$	$\mu'(\xi_{i1})$	$F_i \eta(\xi_{i1})$	$F_i \mu(\xi_{i1})$	$F_i \mu'(\xi_{i1})$
$V_1 = 99,03$	1,864	+0,1041	-0,1930	-0,0445	+10,309	-19,1129	-4,4068
$V_2 = 6142,41$	1,079	0,4840	-0,1384	+0,1610	2972,93	-850,109	+988,93
$P_1 = 5000$	0,294	+0,9615	+0,1979	+0,7134	4807,5	2489,5	-3567
$P_2 = 5000$	1,939	+0,0829	-0,1858	-0,0453	+414,5	-929	+226,5
$V_3 = 6142,41$	3,312	-0,0420	-0,0298	-0,0359	-257,98	-183,04	+220,51
$V_4 = 99,03$	4,097	0,0231	+0,0039	-0,0096	-2,29	0,390	+0,590
					+7944,96	508,63	-2134,6

## Secțiunea 2

$$P_2 = 0,447 \times 7467,3 = 3509,5 \text{ daN/m}^2 = 0,351 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_2 = 0,266 \times 2502,2 = 665,6 \text{ daNm}$$

$$Q_2 = -0,5(-4728,1) = 2364,05 \text{ daN sau } Q_2 = -0,5(+5271,7) = -2635,9 \text{ daN}$$

**Tabelul 6.8**

Forța (daN)	$\xi_{i2}$	$\eta(\xi_{i2})$	$\mu(\xi_{i2})$	$\mu'(\xi_{i2})$	$F_i \eta(\xi_{i2})$	$F_i \mu(\xi_{i2})$	$F_i \mu'(\xi_{i2})$
$V_1 = 99,03$	2,158	0,0326	-0,1601	-0,0598	+3,228	-15,855	-5,922
$V_2 = 6142,41$	1,373	0,2986	-0,1814	+0,0503	+1834,124	-1114,233	+308,963
$P_1 = 5000$	0,000	1,000	1,000	1,000	+5000	+5000	-5000
$P_2 = 5000$	1,645	0,1787	-0,2064	-0,0138	+893,5	-1032	+69
$V_3 = 6142,41$	3,018	-0,0424	-0,0546	-0,0485	-260,438	-335,375	+297,907
$V_4 = 99,03$	3,803	-0,0313	-0,0039	-0,0176	-3,100	-0,386	+1,743
				$\Sigma$	+7467,3	+2502,2	-4728,1 +5271,7

## Secțiunea 3

**Tabelul 6.9**

Forța (daN)	$\xi_{i3}$	$\eta(\xi_{i3})$	$\mu(\xi_{i3})$	$\mu'(\xi_{i3})$	$F_i \eta(\xi_{i3})$	$F_i \mu(\xi_{i3})$	$F_i \mu'(\xi_{i3})$
$V_1 = 99,03$	12,487	+0,0152	+0,01157	+0,0659	+1,505	+1,146	+6,526
$V_2 = 6142,41$	1,702	0,1569	+0,2045	+0,0238	+963,744	-1256,74	-1466,19
$P_1 = 5000$	0,329	0,9127	0,4504	+0,6815	+4563,5	+2252	+3407,5
$P_2 = 5000$	1,316	0,3274	+0,2595	+0,0679	+1637	+1297,5	339,5
$V_3 = 6142,41$	2,689	-0,0313	-0,0909	-0,0671	-192,26	-558,35	+375,3
$V_4 = 99,03$	3,474	-0,0394	0,0193	-0,0293	-3,900	-1,910	+2,900
				$\Sigma$	+6966,6	-1731,4	+3293,5

## Secțiunea 4

$$P_4 = 0,47 \times 6615,82 = 3109,4 \text{ daN/m}^2$$

$$M_4 = 0,266 \times (-1959,11) \text{ daNm}$$

$$Q_4 = -0,5 \times (+1075,97) = -537,98 \text{ daN}$$

**Tabelul 6.10**

Forța (daN)	$\xi_{i4}$	$\eta(\xi_{i4})$	$\mu(\xi_{i4})$	$\mu'(\xi_{i4})$	$F_i\eta(\xi_{i4})$	$F_i\mu(\xi_{i4})$	$F_i\mu'(\xi_{i4})$
$V_1=99,03$	2,816	-0,0374	-0,0759	-0,0567	-3,705	-7,516	-5,615
$V_2=6142,41$	2,031	+0,0596	-0,1757	-0,0580	+366,09	-1079,22	-356,26
$P_1=5000$	0,658	+0,7262	0,0948	0,4105	+3631	+474	+2052,5
$P_2=5000$	0,987	+0,5165	-0,1049	+0,2058	+2582,5	-524,5	-1029
$V_3=6142,41$	2,360	-0,0068	-0,1336	-0,0667	+39,93	-820,63	+409,7
$V_4=99,03$	3,145	0	-0,0430	-0,0469	0	-0,241	+4,645
$\Sigma$					+6615,82	-1959,11	+1075,97

## Secțiunea 9 (mijlocul dalei)

$$P_9 = 0,47 \times 6615,82 = 3109,4 \text{ daN/m}^2 = 0,319 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_9 = 0,266 \times (2140,60) = 569,4 \text{ daNm}$$

$$Q_9 = -0,5 \times 0 = 0$$

**Tabelul 6.11**

Forța (daN)	$\xi_{i9}$	$\eta(\xi_{i9})$	$\mu(\xi_{i9})$	$\mu'(\xi_{i9})$	$F_i\eta(\xi_{i9})$	$F_i\mu(\xi_{i9})$	$F_i\mu'(\xi_{i9})$
$V_1=99,03$	2,9805	-0,042	-0,0583	-0,0884	-4,159	-5,773	-8,754
$V_2=6142,41$	2,1955	+0,0253	-0,1554	-0,0650	+155,403	-954,531	-399,257
$P_1=5000$	0,8225	+0,621	-0,0220	-0,2995	+3105	-110	-1497,5
$P_2=5000$	0,8225	+0,621	-0,0220	-0,2995	+3105	-110	+1497,5
$V_3=6142,41$	2,1955	+0,0253	-0,1554	-0,0650	+155,403	-954,531	+399,257
$V_4=99,03$	2,9805	-0,042	-0,0583	-0,0884	-4,159	-5,773	+8,754
$\Sigma$					6512,49	-2140,6	0

În celelalte secțiuni 5, 6, 7, 8, b, sunt simetrice cu 4, 3, 2, 1 și a, valorile sunt identice. Diagramele presiunii, a momentelor încovoietoare în lungul dalei și a forței tăietoare sunt redată în figura 6.5.

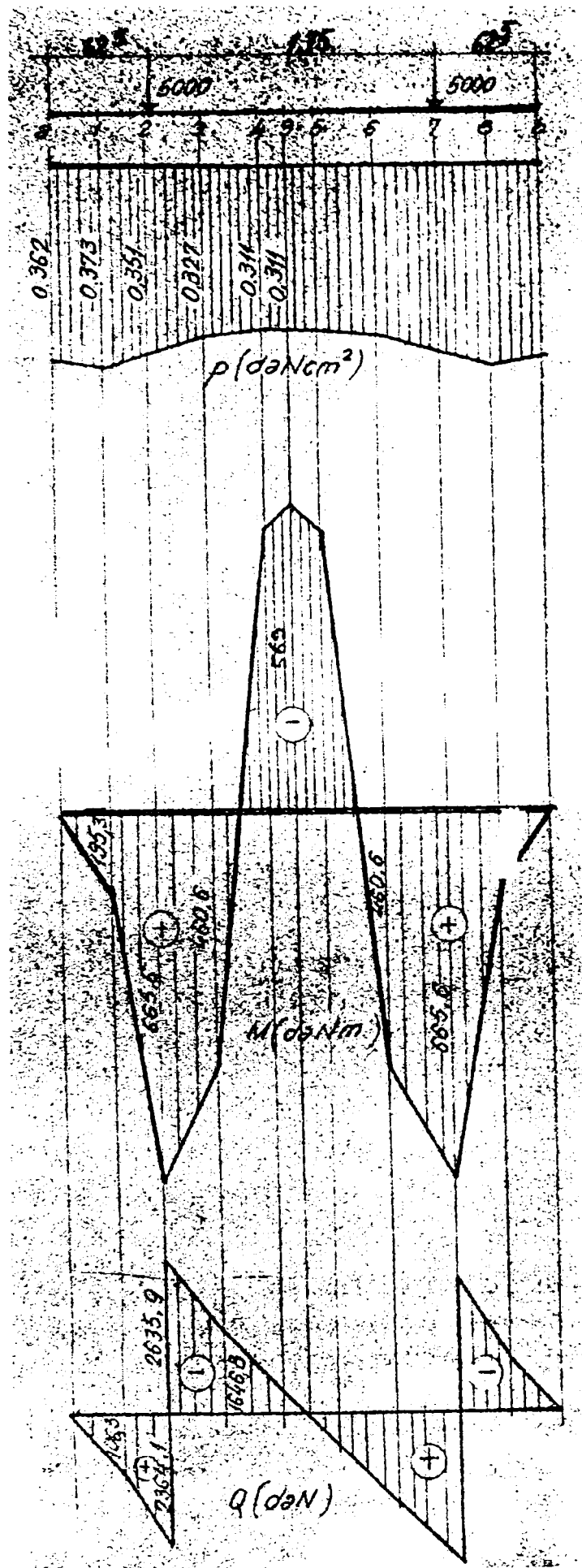


Fig.6.5 Momente încovoietoare in ipoteza considerării dalei ca o grindă – varianta considerării celor două acțiuni ca forțe concentrate pe suprafață

Analizând diagramele de variație a presiunii și a momentului încovoietor în lungul dalei precum și valorile tasărilor în secțiunile de sub forțe se poate observa efectul de conlucrare a dalei cu terenul, ea comportându-se ca o grindă continuă cu reazeme tasabile.

Dala s-a calculat cu ajutorul calculatorului electronic, folosind un program de calcul existent, pe baza metodei elementelor finite în patru variante.

Figura 6.6 redă momentele de încovoiere obținute cu metoda elementelor finite în ipoteza considerării dalei drept o grindă. Calculul pe semigrindă s-a făcut în două variante, în varianta 1 admitând cele două acțiuni drept forțe concentrate, respectiv, în varianta 2 admitând forțe distribuite pe suprafața de încărcare.

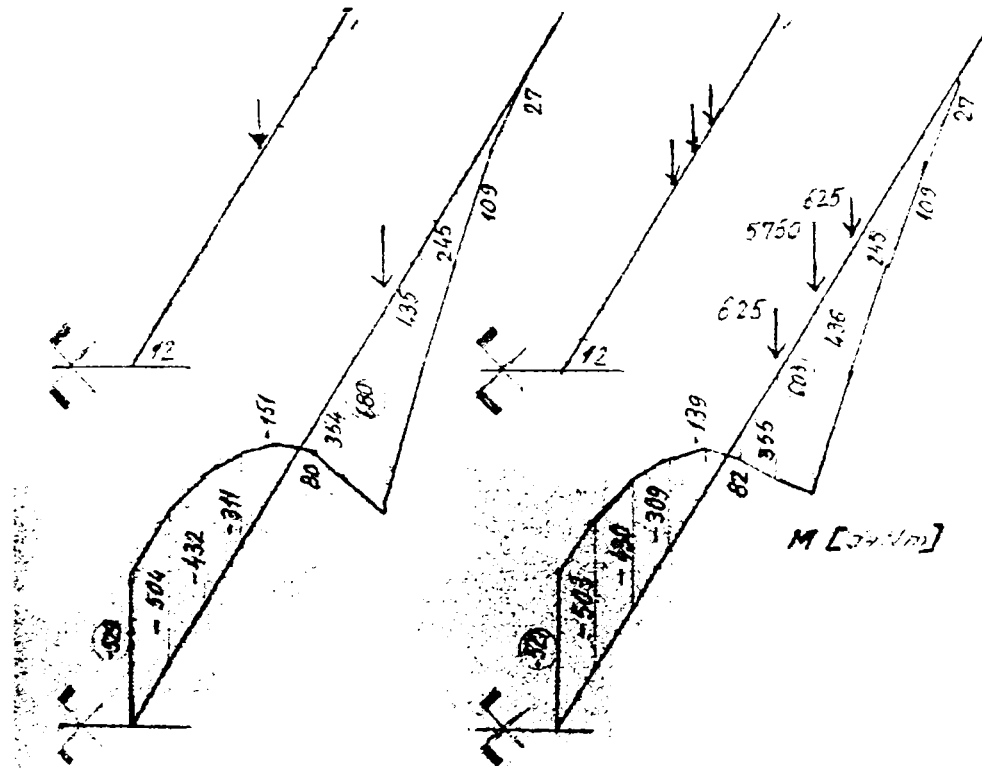


Fig. 6.6 Momentele încovoietoare în ipoteza considerării dalei drept grindă – varianta considerării celor două acțiuni ca forțe distribuite pe suprafață

Rezultatele obținute în prima variantă concordă bine cu cele din figura 6.6 (sub forțe:  $M = 680$ , respectiv  $666$  daN m, în câmp:  $M = -529$ , respectiv  $-569$  daNm). În varianta a doua, doar sub forțe, momentele diferă de cele din varianta 1.

Rezultatele calculului dalei ca element de suprafață, tot cu metoda elementelor finite sunt redate, în aceleași două variante ca mai sus, în figurile 6.6 și 6.7. Este pus în evidență faptul că apar momente pe două direcții sensibil egale între ele sub încărcări și mult mai mari decât în ipoteza de grindă, ( sub forțele concentrate :  $M = 1650$  daNm/m față de  $680$  daNm/m ). În câmp momentele  $M_Y$  sunt distribuite aproape uniform pe lățimea dalei ( $5502$  daNm/m până la  $474$  daNm/m ).



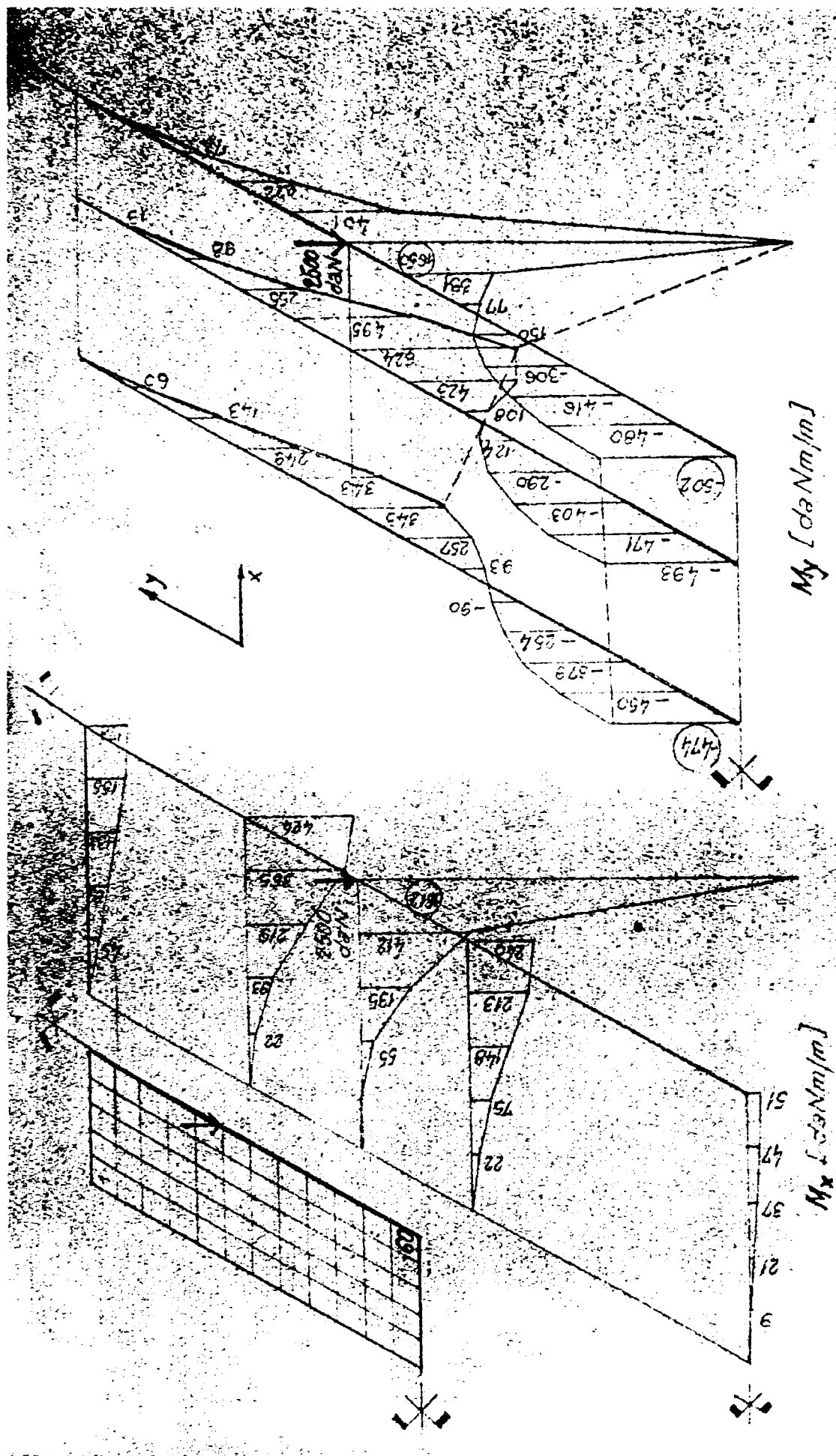


Fig.6.7 Momentele de încovoiere în ipoteza considerării dalei ca element de suprafață, în ipoteza în care cele două acțiuni au fost considerate forțe concentrate

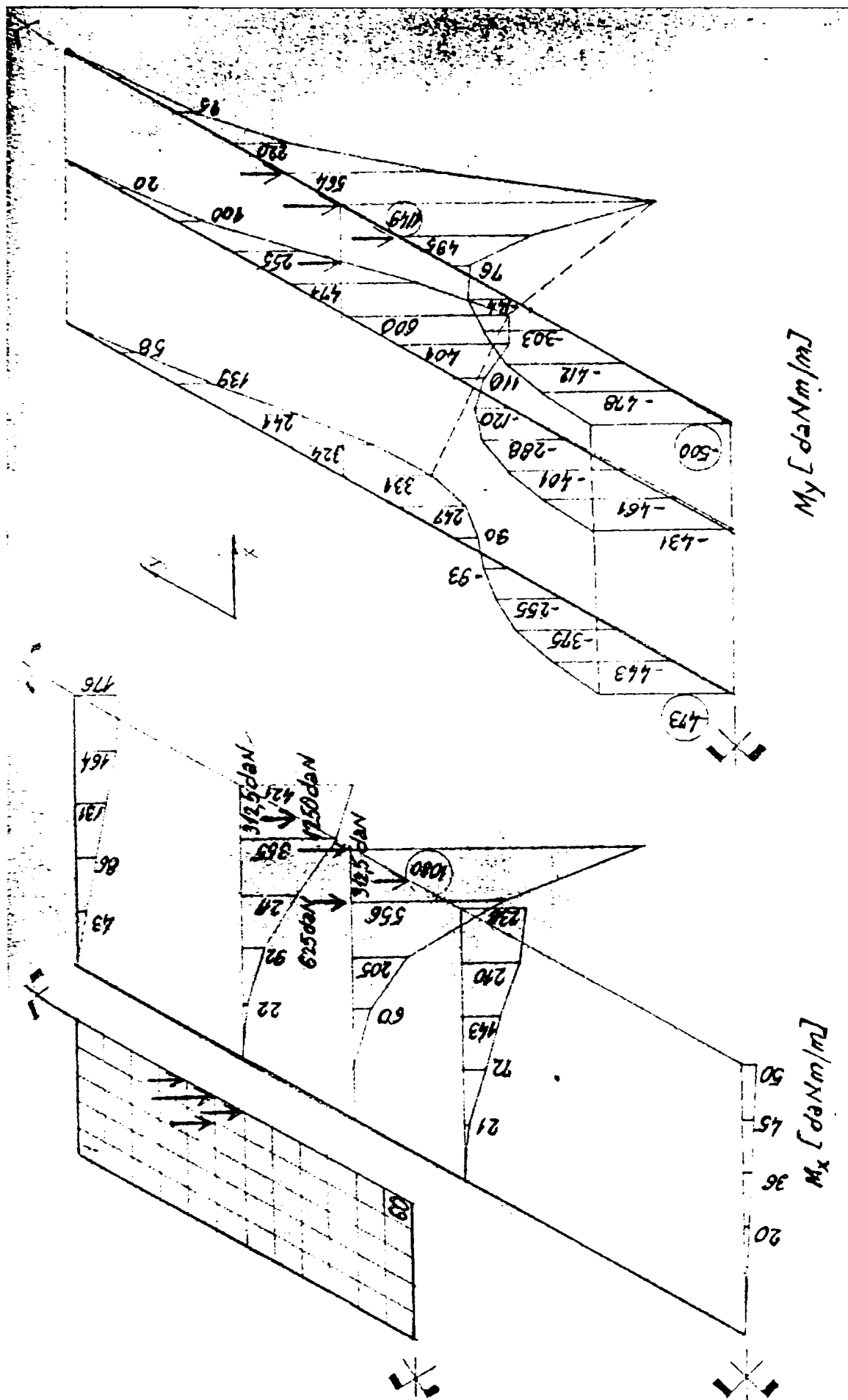


Fig.6.8 Momentele de încovoiere în ipoteza considerării dalei ca element de suprafață, în ipoteza în care cele două acțiuni au fost considerate forțe distribuite pe suprafața de încărcare

Forța de întindere în dală este dată ca urmare a contracției betonului și a faptului că frecarea dintre dală și pat împiedică deformația din contracție.

Se știe ca în stadiul I de solicitare eforturile de întindere sunt preluate de beton și de armatură, eforturile unitare în beton considerându-se uniform repartizate pe întreaga secțiune transversală a dalei.

Solicitarea de întindere, într-un anumit stadiu este constantă în lungul elementului.

$$N = N_b + N_a = \text{const.} \quad (6.5)$$

Când forța  $N$  tinde către valoarea forței de fisurare  $N_f$ , efortul în beton tinde către valoarea rezistenței de rupere la întindere  $R_t$  iar deformația betonului către deformația  $\epsilon_t$ , dala ajunge în stadiul  $I_a$ .

Într-o secțiune oarecare în lungul dalei, spre exemplu secțiunea 1, figura 6.9, se formează prima fisură.

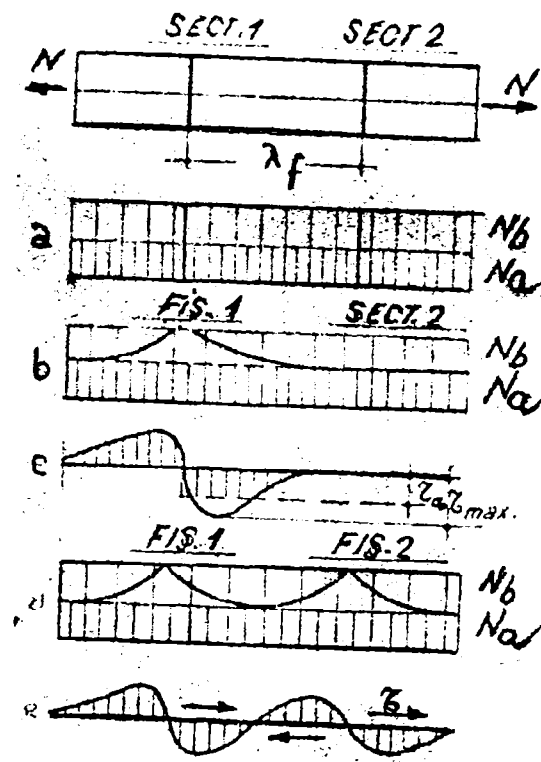


Fig.6.9 Schema dalei în momentul apariției fisurilor

În secțiunea cu fisură, imediat după formarea ei, toate eforturile de întindere sunt preluate de armatură, secțiunea aflându-se în stadiul II când :

$$N = N_f = N_{a2} = \sigma_{a2} A_a \quad (6.6)$$

Transmiterea eforturilor de la beton la armătură se face prin eforturi unitare de aderență  $\tau$  la suprafața de contact dintre cele două materiale și prin eforturi unitare tangențiale  $\tau$  ce se dezvoltă în masa betonului paralel cu armătura.

În lungul dalei efortul în armătură scade pe măsură ce secțiunea considerată este situată la o distanță mai mare de fisură, iar efortul în beton crește pe aceeași măsură, figura 6.9.

Creșterea eforturilor în beton, poate avea loc până când  $\sigma_b = R_t$ , unde în secțiunea a 2-a la distanța  $\lambda_f$  se produce a doua fisură, figura 6.9.

În secțiunea 2, acolo unde urmează să apară cea de-a doua fisură, dala se află în stadiul  $I_a$ , deci forța  $N$  va fi :

$$N = N_f = N_{b1} + N_{a1} \quad (6.7)$$

unde :

-  $N_{b1} = N_{bf} = R_t A_b$  este rezultanta eforturilor de întindere în beton, în stadiul  $I_a$ , iar :  $N_{a1} = \sigma_a * A_a = 2n R_t A_a$  în care s-a considerat  $\xi_{a1} = 2R_t / E_b$ ; iar  $n = E_a / E_b$ .

Rezultă că :

$$N = N_f = R_t A_b + 2nR_t A_a \quad (6.8)$$

Diferența dintre rezultanta eforturilor preluate de armătură în dreptul fisurii 1, în stadiul II,  $N_{a2}$ , și rezultanta eforturilor preluate de armătură în dreptul secțiunii 2, nefisurate, în stadiul  $I_a$ ,  $N_{a1}$ , deci :  $N_{a2} - N_{a1}$ , este transmisă betonului prin eforturi unitare de aderență  $\zeta$ , pe lungimea  $\lambda_f$ , distanța dintre cele două fisuri :

$$N_{a2} - N_{a1} = N_{b1} = \lambda_f u \zeta_a \quad (6.9)$$

unde:

- $u$  este perimetrul armăturilor;
- $\zeta_a$  este efortul unitar mediu de aderență;
- $\zeta_a = \omega_t * \zeta_{max}$

în care:

-  $\omega_t$  este coeficient de plinătate al diagramei eforturilor unitare de aderență.

Dar forța de întindere în stadiul limită  $I_a$  în momentul care precede formarea fisurii, este egală cu forța de întindere în momentul imediat după formarea ei.

Deci :

$$R_t * A_b = \lambda_f u \omega_t \zeta_{\max} \quad (6.10)$$

De unde :

$$\lambda_f = R_t / \omega_t * \zeta_{\max} * A_b / u$$

Raportul  $R_t / \zeta_a$  s-a notat cu  $\beta_f$  și depinde de natura suprafeței armăturii, de procentul de armare și de diametrul armăturii,

$$\beta_f = 0,65 + 40 \mu / d \text{ pentru OB 37.}$$

În dalele pentru îmbrăcămințile rutiere din beton armat cantitatea de armătură rezultă din condiția de stabilizare a fisurilor în momentul apariției lor. Pentru determinarea procentului optim de armare se egalează capacitatea portantă a elementului în stadiul  $I_a$ , cu capacitatea portantă în stadiul III, astfel :

-în stadiul  $I_a$  forța de fisurare  $N_f$  este egală cu :

$$N_f = N_{bf} + N_{af} = N_{bf} + N_{a1} = R_t * A_b + \sigma_f * A_a \quad (6.11)$$

unde efortul de fisurare  $\sigma_f = \epsilon_a E_a$ , în care  $\epsilon_a = \epsilon_t$  și  $\epsilon_t = 2 R_t / E_b$  și notând cu  $n = E_a / E_b$  rezultă  $\sigma_f = 2nR_t$  și atunci :

$$N_f = R_t * A_b + 2nR_t A_a \quad (6.12)$$

Iar în stadiul III,  $N < R_a A_a$  și notând cu  $\mu = A_a / A_b$  ( $A_a$  – aria de armătură,  $A_b$  – aria de beton ).

Deci egalând cele două capacități portante obținem :

$$R_t * A_b + 2n R_t A_a = R_a * A_a \quad (6.13)$$

de unde, rezultă procentul de armare să se calculeze cu relația :

$$\mu = R_b / R_a - 2nR_t. \quad (6.14)$$

Cu această relație s-a calculat pentru cinci mărci ( respectiv clase ) de beton procentele optime de armare prezentate în tabelul 6.12 funcție și de calitatea oțelului.

**Tabelul 6.12**

Beton \ Oțel	Marcă	B100	B200	B300	B400	B500
	Clasă	C6/ 7,5	C 12/ 15	C 20/25	C 32/ 40	C 40/50
OB 37		0,25	0,4	0,51	0,61	0,68
Pc 52		0,18	0,28	0,36	0,43	0,49

Aceste procente optime de armare calculate comparativ cu normele belgiene pentru diferite tipuri de oțel – beton, ele au rezultat mult mai mari decât cele calculate după normele noastre în vigoare. Acest aspect se prezintă în figura 6.10.

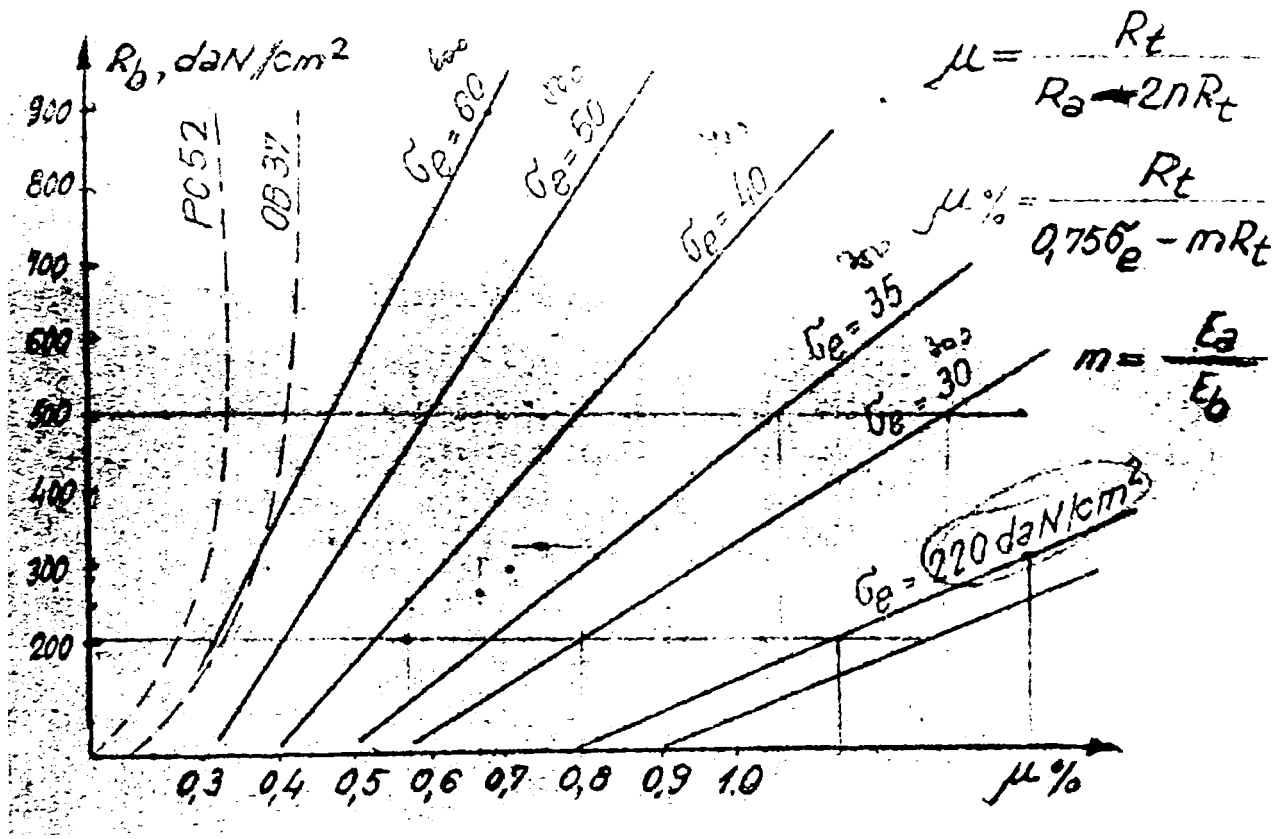


Fig. 6.10 Compararea procentelor de armare cu Normele Belgiene

Folosind aceste procente optime de armare, s-au calculat secțiunile de armătură pentru dale de grosime 15 cm, 18 cm, 20 cm rezultatele trecându-se în tabelul 6.13.

**Tabelul 6.13**

Beton		DALA 15 cm grosime					DALA 18 cm grosime					DALA 20 cm grosime					
		B100	B200	B300	B400	B500	B100	B200	B300	B400	B500	B100	B200	B300	B400	B500	
Armătură	A <sub>a</sub> ( cm )	OB37	3,75	6,00	7,65	9,13	10,2	4,5	7,2	9,18	10,98	12,24	5	8	10,2	12,2	13,6
		P52	2,7	4,2	5,4	6,45	7,35	3,24	5,04	6,48	7,74	8,82	3,6	5,6	7,2	8,6	9,8
Distanța dintre bare	10	OB37	20	13	10	8,5	7,5	17,5	11,0	8,5	7	7	15	10	7,5	7	7
		PC52	20	18,5	15	12	10,5	20	15,5	12	10	9	20	14	11	9	8
Distanța dintre bare	12	OB37	20	18	15	12	11	20	15,5	12,5	10,5	9	20	14	11	9	8,5
		PC52	20	20	20	17,5	15,5	20	20	17,5	14,5	13,0	20	20	15,5	13	11,55

Pentru dala de 18 cm grosime s-a ales armarea cu bare OB 37 de diametru 10 mm la distanța de 20 cm.

## 6.7 Tehnologia încercării

Înainte de efectuarea încercării propriu zise s-a efectuat o încărcare până la valoarea forței egale cu cca. 1/5 din valoarea forței de fisurare în vederea urmăririi funcționării aparatelor de măsură.

Încercarea propriu - zisă s-a efectuat în două etape :

- prima etapă la încărcări dinamice;
- a doua etapă la încărcări statice.

### Încărcarea dinamică

Încercarea dalei s-a efectuat la început în trepte cu încărcarea pe o forță de 1000 daN (deci la ambele forțe am avut o încărcare totală de 2000 daN ) până la 610000 cicluri , cu un coeficient de asimetrie  $\rho = 0,35$  , cu circa 70 pulsații / minut în funcție de posibilitățile instalației .

Apoi s-a mărit încărcarea la 2000 daN pe o forță ( total 4000 daN) până la 2470000 cicluri și în final s-a mărit încărcarea la 5000 daN pe o forță , până la 2700000 cicluri, valoare considerată ca acțiune produsă de convoiul A 13, cu pulsații/minut, funcție de posibilitățile instalației cu ajutorul căreia s-a efectuat încărcarea.

În fiecare zi s-au făcut citiri la aparatele de măsură care au fost luate în considerare la cercetarea comportării dalei.

La această încărcare dinamică și la atingerea acestui număr de cicluri, dala armată nu a fisurat, trecând apoi la încărcarea statică.



## Încărcarea statică

Treptele de încărcare au fost stabilite pe baza valorilor teoretice de control corespunzătoare fisurării ( $P_f$ ).

Încercarea s-a efectuat în trepte de încărcare după cum urmează :

-încărcarea în trepte de 1000 daN până la 75 % din  $P_f$  și apoi s-a descărcat la zero , constituind primul ciclu de încărcare-descărcare;

-încărcarea în trepte de 2000 daN până la 75% din  $P_f$  , de la care s-a redus la 50 % din  $P_f$  pentru a prinde fisurarea.

La fiecare treaptă de încărcare s-au măsurat tasarea dalei, deformațiile specifice de pe beton și armătură cu ajutorul tensometriei mecanice, pe ambele direcții ale dalei figura 6.3.

### **6.8 Prezentarea rezultatelor experimentale și concluzii**

În cele ce urmează se prezintă principalele rezultate obținute la încercarea dalei de beton de marcă B400, armată cu  $\phi 10$  mm la 200 mm, din oțel-beton OB37.

#### Deplasări

Tasarea dalei și respectiv a straturilor rutiere funcție de creșterea încărcărilor este reprezentată în contract, concluzia fiind că tasarea maximă a dalei a fost de 6 mm sub forțele concentrate la încărcări statice.

Analizând rezultatele privind încercarea la încărcări dinamice s-a putut trage concluzia că deși s-a atins un număr remarcabil de cicluri,  $2,7 \times 10^6$  , corespunzător începutului micro-fisurării dalei nu au apărut modificări esențiale ale valorilor tasărilor măsurate.

## Deformații specifice

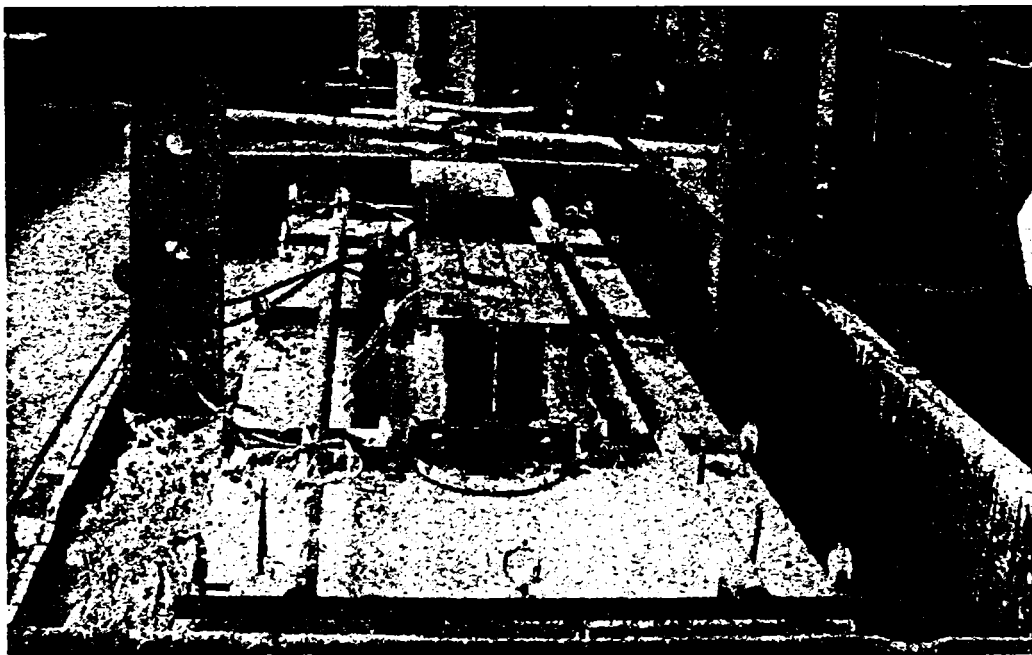
Corelația încărcări-deformații specifice la nivelul timbrelor tensometrice fixate pe înălțimea secțiunii transversale a fost tratată în cazul încercării din laborator, sub încărcarea statică. Aceste distribuții confirmă comportarea elastică a betonului până în momentul apariției fisurilor.

## Fisurarea dalei

Fisurarea dalei încercată experimental în laborator s-a produs la treapta de 20000 daN, iar valoarea teoretică rezultată din calcul este de 19988,6 daN, raportul  $P_f^{\text{exp}} / P_f^{\text{teoretic}} = 1,001$ .

Aspectele privind fisurarea dalei de beton armat încercată în laborator sunt prezentate în figura 6.12. Deschiderea maximă a fisurii măsurate la nivelul armăturii  $\alpha_f = 0,3$  mm.

Aspecte din timpul încercărilor sunt prezentate în figurile 6.11:



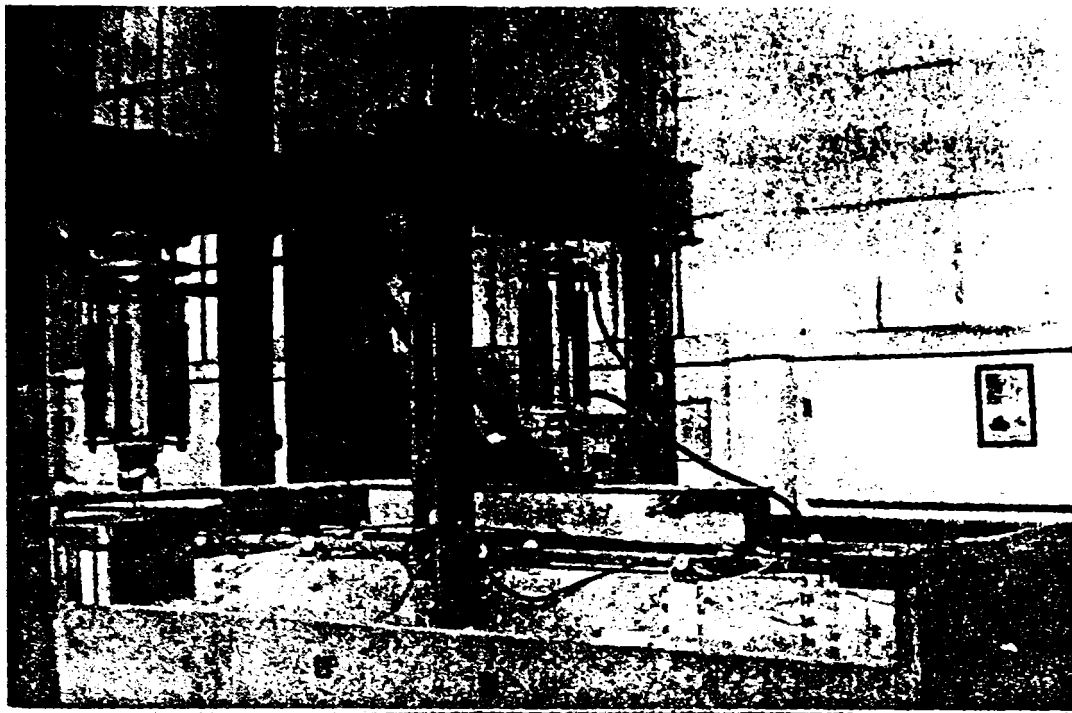


Fig. 6.11 Aspecte din timpul încercării dalei



Fig. 6.12 Aspecte după încercarea dalei

### **Concluziile privind comportarea dalei încercate experimental**

Cu o deosebită importanță se ridică problema comportării la încărcări repetate a dalelor care formează îmbrăcămințile rutiere rigide, apărând fenomenul de oboseală în timp, fenomen specific acestor structuri rutiere.

Având în vedere faptul că dala a fost rezemată continuu pe un pat de infrastructură de drum, respectiv încărcarea cu două forțe concentrate a simulat roțile unui autovehicul, a obligat dala să fisureze la încovoiere, iar după experimentare, s-a urmărit și al doilea obiectiv și anume, după fisurarea dalei, în ce măsură o armătură situată la mijlocul secțiunii transversale a dalei împiedică dezvoltarea acestei fisuri și care este armătura minimă necesară pentru stabilizarea fenomenului de fisurare.

În urma cercetărilor teoretice și experimentale efectuate s-a ajuns la următoarele **concluzii**:

1. Dala dimensionată pe baza relațiilor existente în literatura de specialitate, a rezistat la un număr de  $2,7 \times 10^6$  cicluri de oboseală, fără să fisureze pentru încărcarea corespunzătoare rezistenței la oboseală  $R_b^0 = 0,5R_t$ , ceea ce reprezintă aproximativ treapta de microfisurare conform teoriei structurale de rupere a betonului;

2. Fisurarea dalei din beton armat s-a produs la încărcarea statică realizată cu două forțe concentrate pentru o sarcină corespunzătoare rezistenței la întindere  $R_t$ , rezultând raportul  $P_f^{exp} / P_f^{teoretic} = 1,001$ ;

3. Fisurarea dalelor rigide se produce ca urmare a contracției betonului și a frecării dintre dală și infrastructura drumului. În momentul apariției fisurii în dala experimentală ca urmare a solicitărilor de încovoiere, aceasta s-a deschis la mărimea de 0,5 mm în fibra extremă întinsă și respectiv la 0,3mm în dreptul armăturii plasate în mijlocul secțiunii transversale a dalei;

4. În condițiile de exploatare a dalelor, supuse intemperiilor, solicitărilor de îngheț-dezgheț deschiderea fisurii de 0,3 mm este periculoasă pentru coroziunea armăturii și se impune sporirea procentelor minime de armare necesare stabilizării fenomenului de fisurare.

# CAPITOLUL 7

## Contribuții la studiul privind fisurarea dalelor din beton, datorită contracției

### 7.1 Introducere

Contractia se definește ca fiind diminuarea de volum cauzată de pierderea de apă, atribuindu-se „pierderii de apă” un sens mai larg, fizic și chimic.

În sens fizic, prin „pierderea de apă” se înțelege transferul de umiditate de la beton la mediu, care are loc în timpul uscării betonului în atmosferă. Pierderea de apă în sens chimic se datorește hidratării cimentului, precum și reacțiilor între ciment și unele materiale de adaos, urmare cărora se modifică raportul între apa evaporabilă și apa neevaporabilă din beton, fără a se înregistra pierderi de masă.

În general, betonul manifestă contracție atât în stare proaspătă și în stare întărită.

Contractia betonului proaspăt poartă denumirea de contracție plastică, în literatură se mai întâlnesc și denumirile de “prima contracție” și “contracție în decursul prizei cimentului”.

Contrația plastică se manifesta după 0,5...2 ore de la fabricarea betonului până la încheierea prizei cimentului, figura 7.1 înregistrând valori reduse până la  $4 \cdot 10^{-3}$  (mm/m), fiind influențată atât de viteza de evaporare a apei, cât și de proprietățile reologice ale betonului, putând genera fisuri și crăpături în dala din beton /49/.

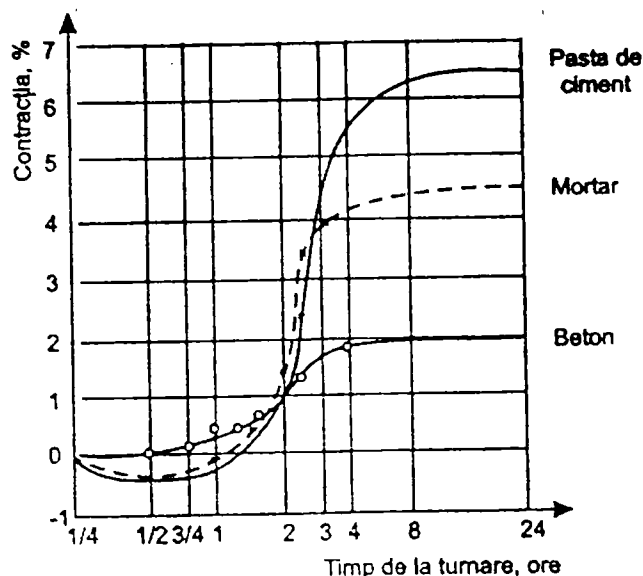


Fig. 7.1 Influența timpului asupra contracției

## 7.2 Contrația la uscare

După ce betonul se întărește începe să se producă contracția la uscare. Această contracție este provocată de evaporarea apei din capilare și din pori. Contrația la uscare variază cu umiditatea relativă și temperatura mediului. Cu cât aerul este mai uscat și temperatura ambiantă mai ridicată, cu atât contracția la uscare este mai accentuată.

Contrația la uscare a betoanelor este influențată de felul cimentului, de raportul A/C, de felul și durata de păstrare inițială în mediul umed și de fracțiunea fină a agregatelor.

Cimenturile influențează contracția betonului prin contracția lor proprie care depinde, la rândul ei, de compoziția mineralogică, finețea de măcinare, gradul de hidratare, adaosurile de pulberi minerale active sau inerte ce le conțin /5/.

Cimentul cu un conținut ridicat de aluminat tricalcic are contracții mari. În schimb, cimentul Ferrari, în care aluminatul tricalcic este înlocuit complet cu aluminoferit tetracalcic, se caracterizează prin contracție mică la uscare și este foarte indicat la drumuri.

Cimenturile fin măcinate reacționează mai energic cu apa și au după întărire contracții mai mari fiindcă se hidratează puternic și dau o cantitate mai mare de geluri.

În trecerea de la păstrarea în stare umedă la păstrarea în aer, lianții cu cea mai mare contracție dau și cele mai mari scăderi ale rezistenței la întindere.

O deosebită influență asupra contracției la uscare este exercitată de pulberile minerale din cimenturi. Acțiunea acestor pulberi se datorează fineții și naturii lor. Astfel, pulberile active, așa cum sunt varul gras și trassul, măresc necesarul de apă de amestecare și contracția la uscare, pe când cele practic inerte, cum sunt calcarul și nisipul silicios acționează foarte slab sau deloc.

Contracția la uscare a betonului este cu atât mai mare cu cât cantitatea de apă de amestecare pentru un beton dat este mai mare figura 7.2.

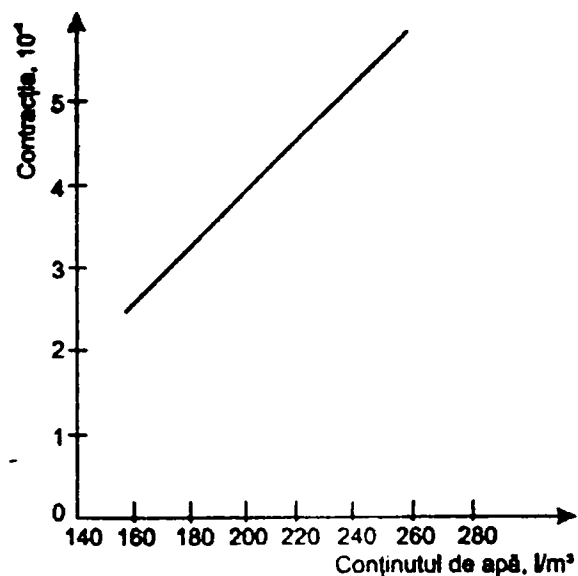


Fig. 7.2 Contracția la uscare a betonului în funcție de apa de amestecare.

Mărimea porozității betonului favorizează pierderea apei prin evaporare. În același timp, contracția la uscare a betoanelor este cu atât mai mare cu cât dozajul

e mai mare figura 7.3 și raportul A/C mai ridicat. Raportul A/C influențează mai puțin contracția decât mărimea dozajului /11/.

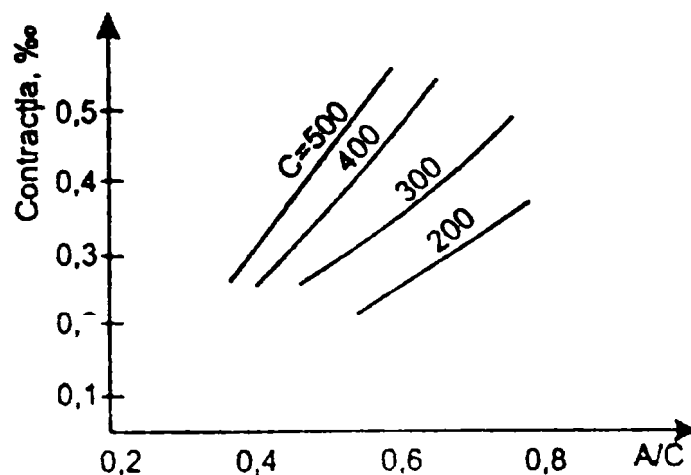


Fig. 7.3 Influența dozajului și a raportului A/C asupra contracției.

Contracția pietrei de ciment este aproximativ de zece ori mai mare decât a unui beton obișnuit, la care volumul pastei de ciment ocupă 30% din volumul total și de patru ori mai mare decât a mortarului, la care acest volum este de 50%.

O contracție mare a liantului întărit provoacă desprinderea sa de pe granulele de agregat, mai ales atunci când acestea sunt cuarțoase și rotunjite ; iau astfel naștere fisuri de-a lungul granulelor de agregat mare, care reduc rezistența și durabilitatea betonului.

Aditivii plastifianți și antrenorii de aer nu au efect asupra contracției În schimb, adaosul de clorură de calciu mărește contracția la uscare.

O atenție sporită trebuie să se dea fracțiunii fine din agregate, a cărei prezență în exces poate anula complet calitatea betonului.

Influența nisipului fin se datorează suprafeței sale specifice mari și caracterului său hidrofil. Din aceste cauze, nisipul fin reține prin adsorbție o cantitate de apă mai mare decât un nisip grosier, pe care o cedează treptat cimentului care se întărește. Se ajunge astfel la un mecanism echivalent cu mărirea raportului A/C, ceea ce atrage după sine accentuarea contracției la uscare. O cantitate mare de nisip fin influențează defavorabil și rezistența la întindere, fiindcă



peliculele de apă adsorbite inițial pe granulele de nisip se consumă ulterior prin hidratarea cimentului și în locul lor rămân microfisuri.

Când dozajul este mai ridicat, trebuie să se folosească agregate mai sărace în fracțiune fină; în felul acesta se poate reduce acțiunea dăunătoare a dozajului ridicat asupra contracției la uscare.

Agregatul mare, ca și armătura frânează contracția. Agregatele compacte nu prezintă variații de volum de aceea introducerea lor va reduce contracția cu atât mai mult cu cât volumul agregatelor, raportat la volumul pastei de ciment, este mai mare.

Creșterea volumului de agregate în amestec reduce considerabil contracția, astfel că avantajele tehnice ale folosirii betonului în locul cimentului simplu sau al mortarului sunt clare. În figura 7.4, se arată influența conținutului procentual de agregat asupra raportului dintre contracția betonului și contracția pastei de ciment.

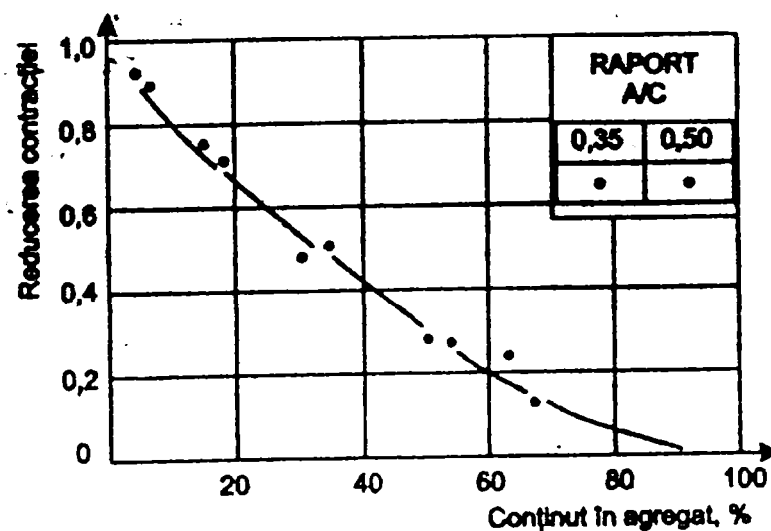


Fig. 7.4 Influența conținutului de agregate asupra contracției betonului.

Agregatul mare influențează contracția betonului prin natura sa mineralogică și prin felul suprafeței granulelor; s-a constatat că multe roci sunt sensibile la variațiile de umiditate, dând schimbări mari de volum la uscare și reumezire. În general, rocile sedimentare dau betoane cu contracție mai mare la uscare decât rocile de origine eruptivă. Dimensiunile și compoziția granulometrică a agregatului în sine nu influențează mărimea contracției, însă un agregat mai mare

permite folosirea unui amestec mai slab, ceea ce înseamnă o contracție mai redusă. Dubla influență a conținutului de agregat și a raportului A/C, pentru uscarea în condiții de climă temperată, este dată în figura 7.5.

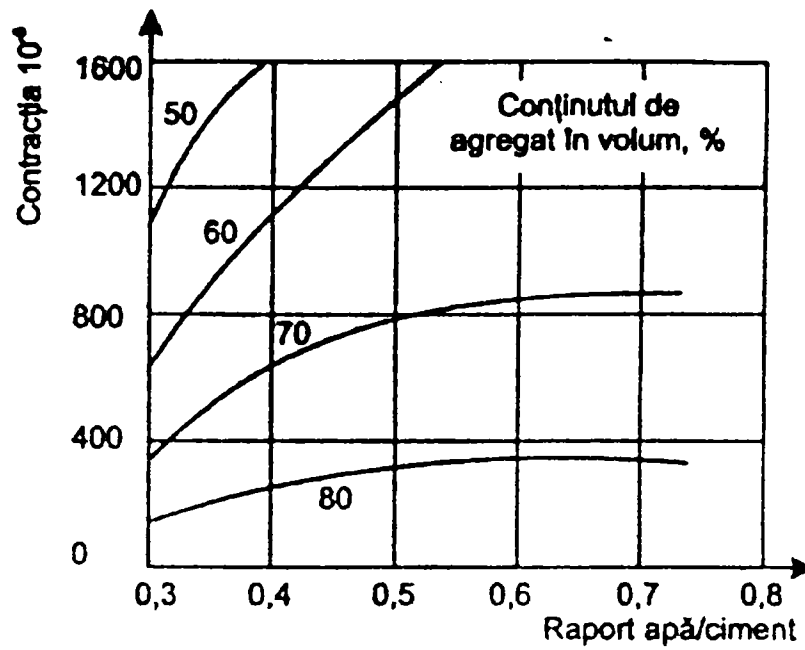


Fig. 7.5 Influența raportului A/C și conținutul în agregate asupra contracției.

Viteza contracției scade rapid în timp, în cazul unei uscări continue, contracția la uscare a betonului variază proporțional cu logaritmul timpului figura 7.6 [74].

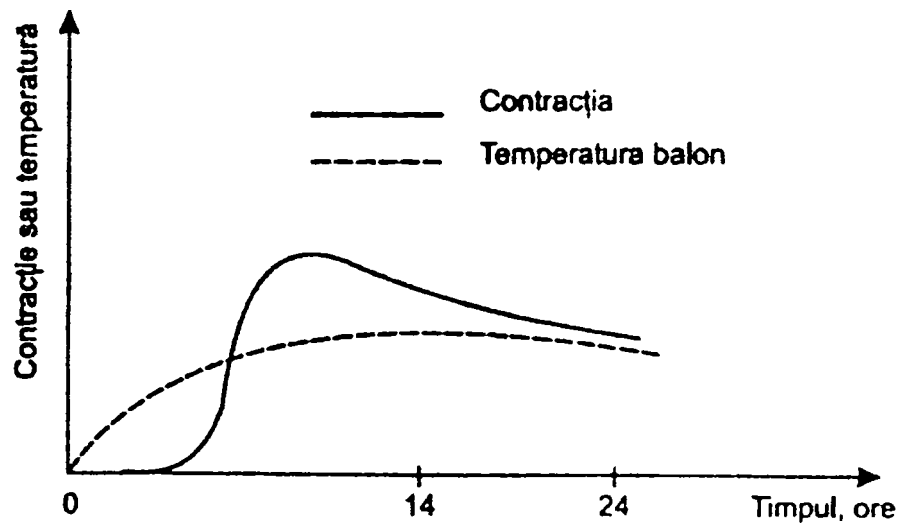


Fig 7.6 Contractia și temperatura internă a pasteii de ciment în funcție de timp.

Într-un regim constant de temperatură și umiditate, contracția are la început o viteză mai mare care scade cu timpul, fenomenul amortizându-se după mai mulți ani.

După unii autori, contracția betonului evoluează astfel : după o jumătate de lună se înregistrează 25%, după 3 luni 60%, iar după un an 75% din valoarea sa maximă /47/.

Umezirea îndelungată a betonului după turnare întârzie producerea contracției, iar efectul udării asupra mărimii contracției este mic. Umiditatea relativă a mediului înconjurător influențează în mare măsură mărimea contracției, așa cum se arată în figura 7.7.

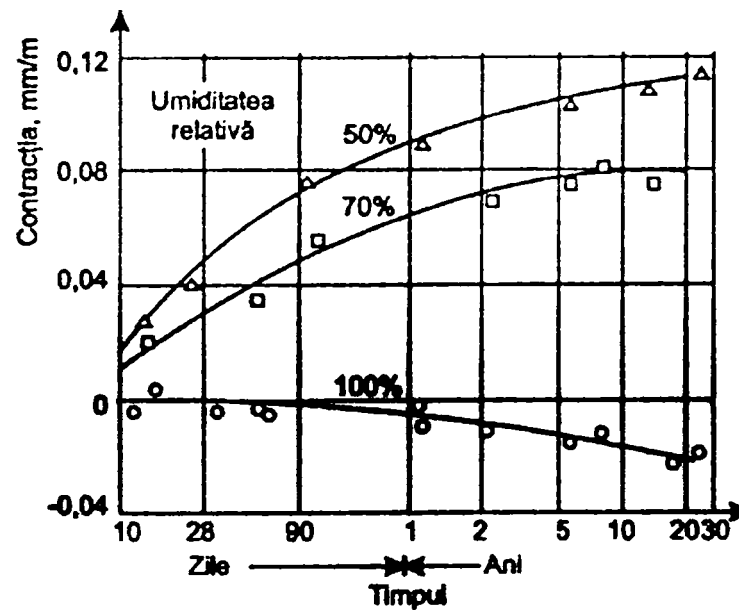


Fig. 7.7. Conținutul de apă în beton în timp cu umiditatea relativă.

Betonul păstrat în apă prezintă o creștere de volum și în greutate. Adsorbția apei de către gelul de ciment produce un efect de pană, la care se adaugă scăderea tensiunii superficiale a gelului, ceea ce determină o ușoară umflare a betonului. Umflarea este însoțită de o creștere în greutate de circa 1%. Creșterea în greutate este mai mare decât cea în volum.

Prin urmare, betonul în aer uscat se contractă iar în apă se umflă. Din figura 7.8 rezultă că umflarea este de șase ori mai redusă decât contracția în aer cu umiditate relativă de 70% și de opt ori mai mică decât contracția în aer cu umiditatea de 50%.

Contractia și umflarea betonului, la același raport A/C, cresc odată cu dozajul de ciment, creșterea fiind mai pronunțată în cazul contractiei. Pentru aceeași consistență a amestecului însă, reducerea conținutului de ciment înseamnă o creștere a raportului A/C, ceea ce mărește modificările de volum ale betonului. Fenomenul de contracție și umflare este parțial reversibil. Dacă după o perioadă de uscare, proba de beton este din nou pusă în apă se produce fenomenul invers, însă repetând de multe ori ciclurile de uscare-umezire, se constată că variațiile de volum sunt din ce în ce mai mici, din cauza îmbătrânirii treptate a gelurilor, figura 7.8. Umflarea dă naștere unor eforturi de compresiune, de cele mai multe ori favorabile comportărilor construcțiilor din beton.

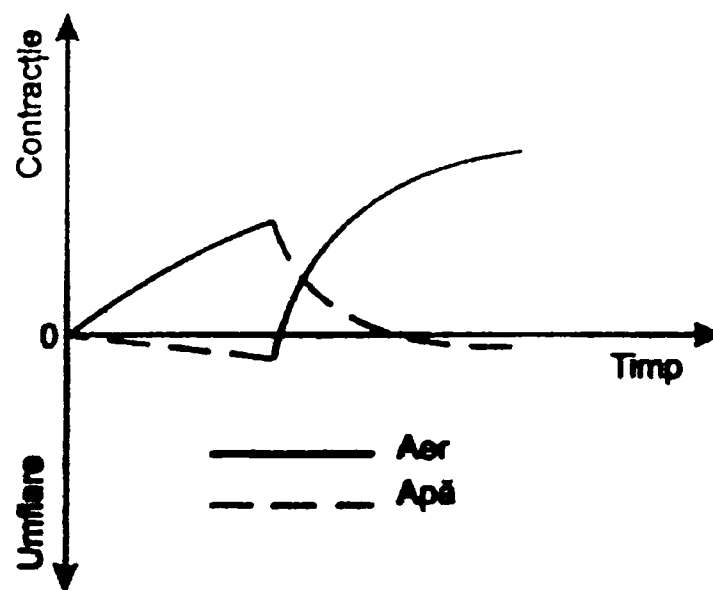


Fig. 7.8 Variațiile de volum la cicluri de uscare-umezire.

În concluzie, betonul întărit manifestă următoarele moduri de contracție :

- contracția la întărire ;
- contracția la uscare ;
- de carbonatare .

Contractia la întărire are loc în condițiile în care este evitat schimbul de umiditate între beton și mediu, datorându-se pierderii de apă în sens chimic.

Contractia la uscare denumită și contracție higroscopică sau hidraulică însoțește transferul de umiditate din beton în atmosferă, contactul cu atmosfera având loc numai printr-una din suprafețele betonului, dezvoltându-se un gradient

de umiditate între suprafețele îmbrăcăminte, iar mărimea contracției este neuniformă pe direcția gradientului, având caracterul unei contracții.

Contractia de carbonatare , contracție ireversibilă , apare sub acțiunea bioxidului de carbon din atmosferă, când betonul, în particular, piatra de ciment se carbonatează în timp.

Viteza cu care se produce reacția între bioxidul de carbon din atmosferă și hidroxidul de calciu, provenit din hidratarea și hidroliza cimentului, în particular, a silicatului tricalcic, variază în funcție de umiditatea și porozitatea betonului și de conținutul de bioxid de carbon din aer, modificându-se microstructura, porozitatea și distribuția porilor matricei.

Privind contracția la uscare , inițial are o creștere relativ rapidă, după care viteza de creștere scade treptat, având tendința de stabilizare.

În literatura de specialitate, exprimarea variației contracției la uscare în timp este o funcție exponențială de forma :

$$\varepsilon_t = \varepsilon_t' (1 - e^{-st}) \quad (7.1)$$

în care:

- $\varepsilon_t$  este contracția la timpul  $t$ ;
- $\varepsilon_t'$  este contracția medie (ziua 15);
- $e^{-st}$  este un exponent ce caracterizează dezvoltarea în timp a contracției.

În figura 7.2 s-a reprezentat variația contracției la uscare în funcție de cantitatea de apă eliminată, observându-se cum în prima parte a intervalului, contracția crește mai rapid în raport cu cantitatea de apă eliminată, în final panta curbei scăzând treptat.

Componentii betonului influențează contracția la uscare a betonului în mod diferit. În timp ce piatra de ciment determină manifestarea contracției la uscare, datorită interacțiunii cu apa din pori, agregatul exercită o acțiune de frânare și de reducere a contracției.

Valoarea contracției la uscare a betonului trebuie cunoscută pentru a permite luarea măsurilor necesare în vederea eliminării efectelor ei, respectiv de realizare a rosturilor de contracție la anumite distanțe și în anumite moduri,

capabile să limiteze eforturile interioare de contracție la valoarea pe care o poate prelua betonul din îmbrăcămintea rutieră.

### **7.3 Considerații privind studiul la fisurarea unei dale din beton datorită contracției**

Ca problemă importantă ivită la comportarea structurilor rutiere rigide a fost aceea a fisurării unor dale din beton, folosite pentru ranforsarea unor drumuri naționale, observându-se că în unele dale din beton au apărut, la câteva ore, 5...6 ore, după turnarea betonului, fisuri înclinate la  $45^0$  față de axul drumului. Prezența unor astfel de fisuri, ireversibile, provoacă următoarele neajunsuri:

- reducerea capacității portante a dalelor prin micșorarea rigidității acestora ;
- scăderea durabilității îmbrăcăminții ca urmare a efectului nefavorabil al îngheț – dezghețului asupra betonului.

Apariția acestor fisuri timpurii, se datorează contracției plastice și prizei false a cimentului, iar înclinarea lor față de axul drumului este creată de starea complexă a eforturilor unitare. Această problema a fost interpretată și pusă sub forma unui calcul matematic de către prof.dr.ing. Bob Corneliu în lucrarea /9/.

Contracția plastică constă în reducerea volumului sistemului ciment-apă datorită legării apei prin adsorbție cât și consumării ei în procesele de hidratare, cea mai mare parte a acestei reduceri de volum se produce în timp ce betonul este încă în stare plastică. Pierderea apei prin evaporare la suprafața betonului ori prin suucțiune de către materialele cu care vine în contact amplifică contracția betonului.

Contracția plastică se produce cu viteză mare până la  $3...4 \times 10^{-3}$  mm/m, după care nu se mai dezvoltă. Spre deosebire de contracția plastică, contracția la uscare începe să se manifeste după circa două zile de la prepararea betonului și se datorează pierderii apei din betonul expus în aer uscat.

Priza falsă constă în întărirea prematură, în câteva minute de la amestecarea cu apa, a cimentului. Cauzele posibile ale prizei false a cimentului sunt:

-deshidratarea gipsului adăugat pentru reglarea timpului de priză, când clincherul cu care se amestecă este prea fierbinte, rezultă prin deshidratarea gipsului componenții ipsosului, care la amestecarea cu apa au o priză rapidă corespunzătoare acestui liant;

-formarea în timpul depozitării cimentului a  $\text{CaCO}_3$ , care la amestecarea cu apa precipită și provoacă o întărire a pastei;

-hidratarea rapidă a compusului  $\text{C}_3\text{S}$ , activat prin aerare în condițiile unei umidități relativ ridicate.

S-a constatat că cimenturile de calitate mai bună P45, P50, sunt cele mai susceptibile a avea priză falsă. Prin reamestecarea pastei de ciment, fără adaos de apă, se restabilește plasticitatea pastei până când se produce priza normală, fără o scădere a rezistenței.

Din aspectele prezentate rezultă că fisurile timpurii apar prin împiedecarea producerii contracției plastice de către o masă de beton, rigidizată imediat după turnare prin întărirea prematură datorită prizei false.

Stadiul în care eforturile care apar sunt destul de mari, depășind rezistențele foarte mici ale masei rigidizate de beton.

Înclinarea fisurilor la un unghi de circa  $45^\circ$  față de axul drumului se datorează stării de eforturi din dala de beton, formată prin întărirea rapidă datorită prizei false. Astfel, după ce are loc întinderea și vibrarea unei dale cu dimensiunile de circa  $3 \times 3 \text{m}$  se produce rigidizarea ei datorită prizei false. Con tracția plastică este parțial împiedecată a se produce de structura rigidă a dalei cât și de frecarea cu fundația.

Forțele tangențiale de frecare (eforturile unitare tangențiale), care apar la contactul fundație – dală de beton, se cumulează pe suprafața dalei, dând naștere la eforturi de întindere după cele două direcții ortogonale, eforturile unitare tangențiale și eforturile unitare normale de întindere creează o stare de eforturi complexă.

Pornind de la lucrarea din literatura de specialitate /9/ în cadrul tezei s-a calculat mărimea efortului unitar principal maxim de întindere, care produce fisurarea, orientat la circa  $45^{\circ}$  față de direcțiile ortogonale.

Determinarea eforturilor se face conform figurii 7.9:

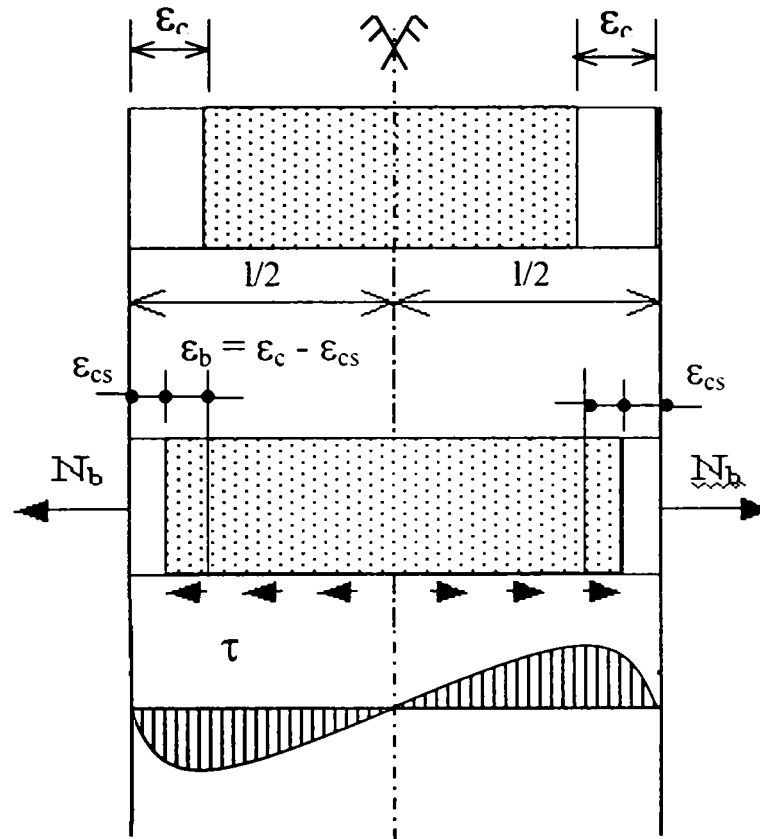


Fig. 7.9

unde:

- $\epsilon_c$  este deformația din contracție a betonului simplu;
- $\epsilon_{cs}$  este deformația din contracție a ansamblului (se poate considera egală cu zero);

În acest caz deformația  $\epsilon_b = \epsilon_c - \epsilon_{cs}$ , diferența dintre contracția betonului liberă și cea împiedecată care reprezintă alungirea specifică convențională a elementului din beton.

Efortul de întindere din beton este:

$$N_b = \sigma_b A_b \text{ cu } \sigma_b = \epsilon_b E_b \text{ rezultă } N_b = \epsilon_b E_b A_b. \quad (7.2)$$

Forța care se opune contracției libere a betonului este dată de frecarea dalei pe stratul suport, figura 7.10, se determină astfel:



$$\Delta N_b = \tau = f G = f \rho_b h \quad (7.3)$$

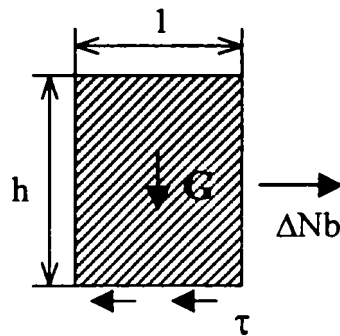


Fig.7.10

Efortul de întindere din beton va fi în acest caz:

$$N_b = \int_0^{l/2} \Delta N_b = \int_0^{l/2} f \rho_b h dx \quad (7.4)$$

sau:

$$N_b = f \rho_b h l/2 \quad (7.5)$$

Dar  $A_b = h l$ , și  $N_b = \sigma_b A_b$  atunci

$$\sigma_b A_b = f \rho_b h l/2 \quad (7.6)$$

Din relația (7.6) rezultă efortul  $\sigma_b$  astfel:

$$\sigma_b = f \rho_b l/2 \quad (7.7)$$

Dacă se consideră coeficientul de frecare  $f = 0,5$  dintre dala de beton și stratul de bază –pietriș– se obține un efort unitar în dală,  $\sigma_b = 0,5 \times 220 \times 3 = 3300 \text{ daN/m}^2 \cong 0,33 \text{ daN/cm}^2 \cong R_t = 0,3 \text{ daN/cm}^2$  pentru un beton de clasă Bc 5.

Din contracția plastică, efortul unitar  $\sigma'_{b \max} = \epsilon_b E^p_b = 0,5 \times 10^{-3} \times 10000 = 5 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_b = R_t$ ;

$$\begin{aligned} N_b &= 1/2 N_{b \max} l/2 = N_{b \max} l/2 = N_{b \max} l/4 \\ N_b &= \sigma_{b \max} A_b l/4 = \sigma_{b \max} h l/4 \end{aligned} \quad (7.8)$$

Dar efortul normal, figura 7.11 se calculează cu relația:

$$\sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha, \quad (7.9)$$

unde  $\alpha = 45^\circ$ ;

$$\tau_n = -1/2 (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\alpha \quad (7.10)$$

$$\tau_{\max} = \pm 1/2 (\sigma_1 + \sigma_2) = 0, \sigma_1 = \sigma_2 \quad (7.11)$$

$\sigma_n = 1,4 \sigma_1$ ;  $\sigma_n = 1,4 \times 0,33 = 0,462 > R_t \cong 0,3$  daN/cm<sup>2</sup>, ceea ce face să apară fisuri înclinate la suprafața dalei de beton, datorită contracției plastice.

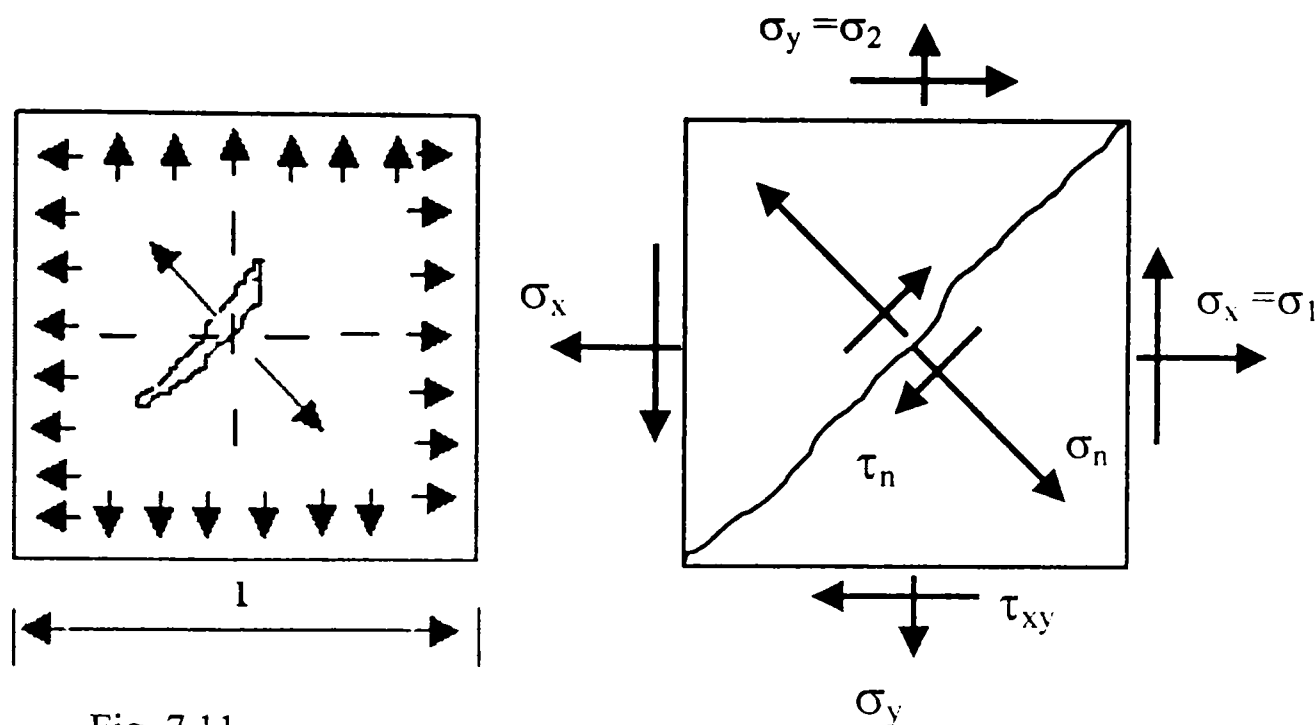


Fig. 7.11

Fisurarea depinde de acțiunea conjugată a mai multor factori. Pentru a se limita tendința de fisurare, nu trebuie să se negligeze măsurile care conduc la reducerea contracției a betonului. Unul dintre factorii cei mai importanți este raportul A/C pentru că o creștere a acestui raport tinde să mărească contracția și totodată să scadă rezistența betonului. Prin mărirea cantității de nisip fin din amestecul de agregate se realizează tocmai condiția necesară producerii fisurii-contracție mare la uscare și rezistență mică la întindere.

Se accentuează și faptul că este mai puțin vătămătoare o ușoară sporire a raportului A/C spre a da betonului o consistență mai plastică, decât sporirea acestui raport din cauza unui exces de nisip din agregate. Într-adevăr, dacă se urmărește cum variază rezistența betoanelor, pe de o parte, prin mărirea conținutului în nisip al agregatelor, la consistența constantă, iar pe de altă parte prin mărirea raportului A/C, la granulozitate constantă, rezultă că, pe când mărirea cantității de nisip din agregate, la consistență egală, provoacă sporirea raportului A/C cu 35-48% și reducerea rezistenței la întindere din încovoiere cu 24-30% și rezistența la întindere din încovoiere scade cu 10-18%. Dacă se trece de la betoane vârtoase la cele plastice, reducerea rezistenței la compresiune este numai de 11-17% iar reducerea

rezistenței la întindere din încovoiere este de ordinul de mărime al erorilor experimentale. Aceasta pare să justifice interesul manifestat în S.U.A. pentru betoanele rutiere mai puțin vârtoase decât în țările europene.

Folosirea aditivilor poate să influențeze tendința de fisurare prin suprapunerea efectelor de întărire, contracție și curgere lentă. Spre exemplu, întârzierii de priză imprimă contracției caracter plastic și prin aceasta reduc fisurarea; în schimb, acceleratorii de priză măresc prea repede rigiditatea, împiedecă contracția plastică și duc la fisurare.

Prezența argilei în agregate mărește atât contracția cât și fisurarea betonului, de aceea se recomandă spălarea agregatelor spre a îndepărta fracțiunea fină, care provoacă mărirea raportului A/C și deci a contracției la uscare.

O creștere a dozajului de ciment duce la mărirea contracției, dar efectul asupra rezistenței betonului este favorabil. Betoanele preparate cu un ciment cu căldura de hidratare redusă suportă o scădere mai mare de temperatură înainte de a se rupe.

Temperatura la punerea în operă determină dimensiunile plăcii în plan în momentul când betonul încetează să se deformeze plastic, adică fără pierderea continuității. O scădere ulterioară a temperaturii va produce o scurtare suplimentară, motiv pentru care turnarea betonului în cofraje pe timp călduros înseamnă un pericol mare de fisurare. Se mai recomandă ca betoanele rutiere să nu se execute toamna târziu, pe timp rece, deoarece din cauza hidratării mai puternice a cimentului la temperaturi pozitive joase, se accentuează contracția la uscare și în același timp se mărește coeficientul de dilatare. Într-adevăr, s-a observat că dalele de beton, turnate toamna târziu, în vara următoare se dilată atât de mult încât se ridică la capete de pe suport și sub trafic se rup, trebuind să fie reparate.

Protejarea ulterioară a betonului trebuie să împiedece uscarea, insolația și acțiunea vântului. Umiditatea relativă a mediului ambiant reprezintă factorul esențial care condiționează migrarea apei în și din masa betonului și ca atare determină modificări de volum ale acestuia.

Betonul păstrat în aer se contractă cu atât mai mult cu cât umiditatea relativă a aerului este mai redusă. Păstrarea betonului în primele zile într-un mediu cu o

umiditate relativă ridicată întârzie manifestarea deformațiilor de contracție, reducând efectele defavorabile ale eforturilor care pot apărea în această perioadă, când rezistența betonului este redusă, însă în timp, contracția finală este aceeași indiferent de regimul de conservare inițial.

# CAPITOLUL 8

## Concluzii, contribuții originale, aplicabilitate și valorificarea rezultatelor cercetării

### 8.1 Concluzii

Lucrarea de doctorat reprezintă o amplă analiză a studiilor teoretice și experimentale existente pe plan mondial, cât și a studiilor și cercetărilor proprii efectuate, referitoare la îmbrăcămințile rutiere rigide, realizate din beton de ciment.

Prin orientarea investigațiilor în scopul acumulării de noi cunoștințe asupra unui obiectiv practic, specific sectorului de drumuri, prin desfășurarea cercetărilor ca urmare a cerințelor ridicate de practica producției, prin stabilirea tehnologiilor pentru realizarea la scară mare a fenomenelor și proceselor evidențiate prin cercetările de laborator, prin finalizarea cu aplicarea și extinderea în producție, cercetările prezentate în lucrarea de doctorat au în principal un caracter aplicativ.

Oportunitatea studiilor și cercetărilor efectuate este determinată de tendința actuală din sectorul rutier, atât pe plan intern cât și internațional, de utilizare a materialelor locale, în scopul diversificării betoanelor de ciment rutiere, precum și a ranforsării sistemelor rutiere elastice și rigide prin utilizarea diferitelor tipuri de

betoane de ciment, a reducerii prețului de cost, paralel cu implementarea unor noi tehnici de calcul a grosimilor de ranforsare a sistemelor rutiere existente.

Lucrarea de doctorat prezintă unele contribuții aduse la studiile teoretice referitoare la aspectele generale asupra îmbrăcăminților rutiere rigide, cu referire la materialele utilizate la realizarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment. Se fac referiri importante privind aspectele teoretice referitoare la betoanele rutiere cu privire la stabilirea compoziției betoanelor rutiere, caracteristicile betonului rutier proaspăt și a betonului întărit.

Principalele metode de reperare a îmbrăcăminților rutiere rigide sunt următoarele:

a) pe bază de lianți bituminoși:

-emulsiile bituminoase;

-suspensii bituminoase;

-mixturi asfaltice;

b) pe bază de ciment:

-mortar de ciment;

-mortare și betoane de ciment armate cu fibre;

c) pe bază de rășini epoxidice.

Metodele de reparare pe bază de lianți bituminoși au avantajul unui preț de cost scăzut și a unei execuții rapide, în schimb au dezavantajul că au o durabilitate redusă.

Repararea îmbrăcăminților rutiere prin utilizarea mortarelor cu rășini epoxidice este o metodă mai nouă, cu o serie de avantaje tehnice, însă cu un preț de cost foarte ridicat și cu o experiență mai redusă în acest domeniu.

Înlocuirea dalelor din beton deteriorate cu altele noi este o metodă de reparare destul de bună, dar manopera necesară este mare, procedeul putând fi utilizat în cazuri cu totul izolate.

La noi în țară cercetări privind repararea îmbrăcăminților rutiere rigide s-au realizat la Timișoara, pe baza unor contracte de cercetare încheiate între Direcția de

Drumuri și Poduri Timișoara și Catedra de Beton Armat a Institutului Politehnic „Traian Vuia”, Timișoara, între anii 1979 și 1989.

Cercetările au vizat stabilirea posibilităților de realizare a unui strat de beton de ciment în locul straturilor bituminoase la ranforsarea complexelor rutiere elastice.

Soluțiile de ranforsare alese au fost prin utilizarea betonului de ciment simplu turnat în două straturi, prin utilizarea betonului de ciment armat, turnat în două straturi, iar în stratul de rezistență s-a înglobat o plasă de armătură din bare independente, respectiv prin utilizarea betonului de ciment armat cu fibre de oțel executat în două straturi, stratul de rezistență din beton armat cu fibre de oțel și stratul de uzură din beton simplu.

Caracteristicile superioare ale betonului armat cu fibre de oțel îl recomandă pentru folosirea lui la repararea și ranforsarea îmbrăcăminților rutiere rigide, a căror durabilitate este sensibil influențată de rezistența la întindere, rezistența la șoc, respectiv gelivitate și de comportarea ductilă.

Ranforsările efectuate între anii 1979 și 1989 pe drumul național DN.58 A au confirmat că soluția de ranforsare a îmbrăcăminților rutiere rigide cu beton armat cu fibre de oțel este corespunzătoare, respectând condiția grosimii minime a stratului de reparare

## **8.2 Contribuții originale**

Lucrarea de doctorat prezintă contribuțiile aduse la studiile și cercetările experimentale în vederea stabilirii soluțiilor tehnice privind ranforsarea sistemelor rutiere rigide și elastice prin utilizarea diferitelor tipuri de betoane de ciment, precum și încercările experimentale efectuate în laborator pe o dală din beton armat, făcând parte dintr-un ansamblu rutier cu îmbrăcămintă rigidă, dală care a fost încercată experimental la încărcări de oboseală și la încărcări statice.

Prin elaborarea tezei de doctorat, aportul doctorandei la elucidarea unor aspecte privind stabilirea soluțiilor tehnice de ranforsare a sistemelor rutiere prin utilizarea diferitelor tipuri de betoane de ciment și încercările experimentale efectuate pe o dală din beton armat, se apreciază că principalele contribuții originale ale tezei sunt următoarele:

- investigarea sectorului experimental în vederea stabilirii soluțiilor de ranforsare și întocmirea proiectului de execuție;
- stabilirea soluțiilor de ranforsare a sistemului rutier existent prin utilizarea ranforsării cu dale din beton simplu, dale din beton armat și dale din beton armate cu fibre de oțel;
- dimensionarea sistemului rutier cu ajutorul metodei de dimensionare standard bazându-se pe ipoteza plăcilor elastice rezemate pe un mediu liniar deformabil și supuse la încovoiere pentru varianta de ranforsare dală din beton simplu și dală din beton armat cu fibre de oțel și din beton simplu, realizată în două variante: strat de rezistență din beton armat cu fibre de oțel și strat de uzură din beton simplu, respectiv stratul de rezistență din beton simplu și stratul de uzură din beton armat cu fibre de oțel, în toate cazurile determinându-se grosimile dalei, la mijloc, marginea și colțul dalei în diferite ipoteze de încărcare, efectuând o analiză a stării de eforturi pentru variantele studiate;
- propunerea folosirii metodologiei de dimensionare a structurilor rutiere rigide cu ajutorul programelor ELMOD, care reflectă comportarea reală a materialelor din structura rutieră, permite luarea în considerare a variațiilor hidro-climatice pe durata de exploatare a drumului ranforsat;
- studiul comparativ a soluțiilor de ranforsare cu referire la analiza costurilor și analiza consumurilor energetice;
- conceperea programul experimental pentru încercarea unei dale din beton de ciment în condiții reale de rezemare, în cadrul laboratorului de Beton Armat din Timișoara, solicitată la încercări dinamice și încercări statice;



- efectuarea calculului dalei din beton de ciment cu ajutorul calculatorului electronic, folosind un program de calcul existent pe baza metodei elementelor finite, în mai multe variante, determinând diagramele de variație a presiunii și a momentelor încovoietoare după cele două direcții, precum și valorile tasărilor în secțiunile de sub forțe;
- determinarea pentru mai multe clase de beton a procentelor optime de armare pentru dalele de beton armat, din condiția de stabilizare a fisurilor în momentul apariției lor, în funcție de tipul de oțel beton folosit, precum și compararea acestor procente de armare cu cele rezultate după normele belgiene;
- evaluarea cantităților de armătură necesară pentru dalele din beton armat, de grosime 15cm, 18cm și 20cm, pentru distanța dintre bare de 10cm și 12cm, pentru diferite clase de betoane și tipuri de oțel- beton folosit;
- contribuția esențială adusă în cadrul tezei de doctorat se referă la elucidarea cauzelor fisurării dalelor din beton, în primele ore de la turnarea betonului, determinând relația de calcul a valorii momentului de fisurare în dala din beton de ciment.

### **8.3 Aplicabilitatea și valorificarea rezultatelor cercetării**

Concepția tezei de doctorat cu privire la tematica studiată, a fost cristalizată cu prilejul cercetărilor teoretice și experimentale efectuate în cadrul Laboratorului de Beton Armat din Timișoara pe baza mai multor contracte de cercetare științifică încheiate cu Direcția de Drumuri și Poduri Timișoara, precum și pe diferite tronsoane experimentale de drumuri naționale unde au fost aplicate soluțiile de ranforsare propuse prin utilizarea betonului de ciment simplu, a betonului de ciment armat cu fibre de oțel.

Rezultatele studiilor teoretice și a cercetărilor practice efectuate de către doctorandă în cadrul tezei de doctorat au fost materializate astfel:

- prin cele 10 contracte de cercetare științifică încheiate cu Direcția de Drumuri și Poduri Timișoara, prin Universitatea „ Politehnica ” din Timișoara între anii 1979 și 1989
- prin proiectele de execuție elaborate pentru ranforsarea unor tronsoane de drumuri naționale, prin utilizarea soluțiilor de beton de ciment simplu , beton de ciment armat, respectiv beton de ciment armat cu fibre de oțel;
- prin studiul comparativ a soluțiilor de ranforsare cu referire la analiza costurilor și analiza consumurilor energetice;
- prin publicarea unui număr de 9 lucrări științifice, în revistele de specialitate, cât și prin expuneri și publicare la simpozioane, conferințe și congrese organizate pe plan național;
- promovarea în rândul specialiștilor din domeniul drumurilor și a studenților de la specializarea Căi Ferate, Drumuri și Poduri a noilor soluții de ranforsare propuse pentru îmbrăcămințile rutiere rigide și elastice.

# BIBLIOGRAFIE

1. Avram C., Făcăoaru I., Filimon I., Mîrșu O., Tertia I. Rezistențele și deformațiile betonului, Editura tehnică, București, 1971.
2. Avram C., Bob C. Îndrumător pentru folosirea betonului armat cu fibre de oțel, București, Buletinul Construcțiilor, Vol. 3, 1977.
3. Avram C., Filimon I. Curs de beton armat, Vol.1și 2 I.P.Timișoara, 1976.
4. Avram C., Filimon I., Bob C., Buchman I. Instrucțiuni tehnice pentru folosirea betonului armat cu fibre de oțel, București, Bul. Construcțiilor, Vol. 8, 1980.
5. Avram C., Bob C. Noi tipuri de betoane speciale, Editura tehnică București, 1980.
6. Avram C., Filimon I., Bob C., Buchman I. Instrucțiuni tehnice pentru folosirea betonului armat cu fibre de oțel – indicativ C201-80, Colecția de normative și instrucțiuni nr.225, INCERC București 1981.
7. Autret P. Le manege de fatigue du Laboratoire Central des Ponts et Chaussees: in Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees; nr 155/1988:
8. Aussedat C and Azibert, Le mecanisme de l'ornierage des couches de forme. Revue Generale des Routes V. 1974.
9. Bob C. Unele considerații privind fisurarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment, Studiu, Timișoara, 1984 și A XII a Conferință de betoane, Iași, 11-13 oct. 1984
10. Bob C., Avram C., Filimon I., Nicoară I., Buchman I., Sitar R. Aplicarea betonului armat cu fibre de oțel în domeniul executării și reparării îmbrăcăminților rutiere rigide, Referat D.D.P.Timișoara 1976.
11. Bob C., Velica P. Materiale de construcții. București, Editura didactică și petagogică, 1979.

12. Boicu M. Contribuții la introducerea unor metode și tehnologii rutiere în condițiile economisirii materialelor energointensive. Teză de doctorat-Timișoara 1983.
13. Boicu M., Doroban' u S., Nicoară L., Zarojanu H. Autostrăzi. București, Editura Tehnică, 1981.
14. Bonnet J. Remise en etat des chaussees. În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees, nr. 153/1988.
15. Bonnet J. Bilan de la technique clasique des graves-ciment. Evolution souhaitable. În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees nr. 77/1975.
16. Bonnet J. La mecanique des chaussees: son evolution, ses preoccupation actuelles. În ; Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees nr. 125/1983.
17. Bourlet E., Hertach ș.a Routes economique a faible circulation. Zurich 1977.
18. Bris I., și Lemee E., Utilisation d'une centrale continue pour la fabrication de beton routier. În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees nr. 94/1978.
19. Burnei G. Contribuții la introducerea și dezvoltarea tehnologiei de ranforsare a structurilor, cu îmbrăcăminti din beton de ciment. Teză de doctorat. Institutul Politehnic Traian Vuia din Timișoara, 1990.
20. Buchman I. Betoane armate cu fibre de oțel. Teză de doctorat 1983.
21. Chauvin J. Resistance en traction et deformabilite des graves-ciments. În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees, nr. 94/1978.
22. Coquand R. Routes. Paris, Edition Eyrelles, 1980.
23. Corboeuf A. Le comportement des chaussees en beton de ciment du reseau SAPRR rapporte a leur duree de service. În ; Revue generale des routes et des aerodromes. Nr. 630/1986.
24. Corte J. F. Presentation du nouveau guide technique. Realisation des remblais et des couches de forme. În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees, nr. 182/1992.

25. Costescu I. Contribuții la dezvoltarea tehnologiilor de construcție a sistemelor rutiere cu materiale rutiere energointensive. Teză de doctorat. Institutul Politehnic Traian Vuia Timișoara, 1985
26. Dac Chi N. Les graves traitees au ciment. Leur principales caracteristiques. Leur comportement a la fatigue. În bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees, nr. 94/1978.
27. Deligne P. Utilisation du beton compacte. În Revue generale des routes et des aerodromes, nr. 628/1986.
28. Dâmboiu L. E. Contribuții la studiul comportării în exploatare a drumurilor din D.R.D.P. Timișoara.
29. Dorobanțu S., ș.a. Drumuri. Calcul și proiectare. București, Editura Tehnică, 1980.
30. Dreux G. Nouveau guide du beton. Paris, Ed. EYRELLES, 1990.
31. Ervard H., și Lebas M. Maniabilite des graves-ciment. În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees nr. 94/1978.
32. Fevre C. Chaussees souples. În Revue generale des routes et des aerodromes, nr. 650/1989.
33. Filimon I., și Deutsch I. Curs de beton armat și precomprimat. Vol. I și II. Litografia I.P.T.V Timișoara, 1984.
34. Filimon I., Bob C., Iovam S. ș.a. Folosirea betonului armat cu fibre de oțel la îmbrăcămințile rutiere rigide. Buletin IPTV-Ediție specială 1977
35. Filimon I., Jiva C. Îmbrăcăminți rutiere din beton armat. Zilele academice timișene 23-25 mai 1991.
36. Fuchs F. La route en beton de ciment. Technologie adaptable a toutes les region quel que soit leur degre d'industrialisation. AIPCR-Centre de Recherche Routiores, Bruxelles, aug. 1986.
37. Geocolou H., ș.a. La metode des elements finis : application a la fissuration des chaussees et au calcul du temps de remontee des fissures. În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees, nr. 125/1983.

38. Geocolou H., ș.a. Calcul des structures a l'ornierage :programme CASTOR.În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees, nr. 154/1988.
39. Gorbunov M. I.- Posadov- Calculul construcțiilor pe mediu elastic (traducere din limba rusă). București, Editura Tehnică, 1960
40. Gorisse F. Essais et contrôle des betons. Paris,Ed. Eyrelles, 1978
41. Grimond H., Saias G., Revetements betonnes au S.U.A. Paris, Ed. Eyrelles, 1956.
42. Iovan S., Filimon I. și Jiva C. Comportarea unei dale rutiere din beton armat la încărcări dinamice și statice. Simpozionul din 3-4 iulie, Arad. 1987.
43. Iovan S., Filimon I. și Jiva C Comportare dalelor rutiere rigide la încărcări alternative. Simpozionul din 25-26 sept. Cluj Napoca, 1987.
44. Jiva C., Iovan S., Oana T. Aspecte privind optimizarea consolidării sistemelor rutiere. A X-a conferință de organizare internațională Timișoara 8-9 dec. 1989
45. Jiva C., Filimon I. Contribuții asupra conlucrării prin aderență a două straturi de beton turnate la vârste diferite. Conferința a XIV-a de betoane oct. 1988
46. Jeuffroy G., Conception et construction des chaussees. Tome 1. Paris Edition Eyrelles, 1983.
47. Jercan S. Suprastructura și întreținerea drumurilor. București, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1980.
48. Jercan S. Construcții de drumuri. Partea I. Alcătuire și calcul. Institutul de Construcții București, 1981
49. Jercan S. Drumuri din beton, Deva, Ed. Corvin,Deva, 2002
50. Jeuffroy G., Sauterey R. Cours de routes. Chaussees en beton de ciment.Presses de l'ecole nationale de Ponts et chaussees. Paris, 1990
51. Lucaci G.,și Pașca I. Studiul cauzelor apariției unei defecțiuni pe drumul național Timișoara – Arad și propuneri pentru prevenire și remediere. În Comportare in situ a construcțiilor, vol. 5, Constanța, 1986.
52. Lucaci G. Etude de formulation d'un materiau routier composite a hautes performances. These professionnelle. Ecole Nationale des Ponts et Chaussees. Paris, 1992

53. Moldovan V. Aditivi în betoane. București. Editura Tehnică, 1978
54. Marchand J.P. Prefissuration et remonte des fissures. În : Revue generale des routes et des aetodromes, nr. 702/1992.
55. Morel G., ș.a. Le nouveau guide technique "Realisation des remblais et des couches de forme , presentation et commentairees. În « Revue generale des routes et des aerodromes , nr. 700/1992.
56. Nicoară L. Introducere în analiza definirii, alcătuirii, dimensionării și proiectării complexelor rutiere. În Soluții noi eficiente în proiectarea și executarea structurilor , Timișoara, 1986.
57. Nicoară L. Curs de drumuri. Vol.III, IV și V. Litografia I.P.T.v Timișoara, 1975.
58. Nicoară L. Soluții particulare pentru evitarea transmiterii fisurilor din straturile rutiere stabilizate cu ciment în îmbrăcăminte bituminoasă. În Sesiunea de comunicări științifice a ICPTT București, Secțiunea IV, 1973.
59. Nicoară L. și Bilțiu A. Îmbrăcămiți rutiere moderne. București,Editura tehnică, 1983.
60. Nicoară L.,Păunescu M., Bob C., Bilțiu A. Îndrumătorul laboratorului de drumuri. București, Editura Tehnică, 1985.
61. Nicoară L., și Belc F. Preocupări pentru o nouă clasificare a structurilor rutiere În sesiunea de comunicări științifice , Iași, 1988.
62. Nicoară L. și Lucaci G. Trafic și autostrăzi. Litografia IPTV Timișoara, 1988.
63. Nicoară L. Ranforsarea sistemelor rutiere existente. IPTV Timișoara 1975.
64. Nicoară L. Filimon I. Tehnologii moderne pentru construcția, întreținerea și ranforsarea vsistemelor rutiere rigide. Conferința VIII de betoane Cluj-Napoca, 1977.
65. Paute I.L. Maniabilite des graves-ciment. Auscultation dynamique des eprouvettes des grave-ciment. În Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees, nr. 77/1975.

66. Peltier R. Manuel du Laboratoires routieres. Paris, Ed. Dunod, 1969.
67. Răcănel I. Contribuții privind studiul și calculul îmbrăcăminților din beton de ciment la acțiunea factorilor climatici. Teză de doctorat. Institutul de construcții București, 1988.
68. Radu A. Ghiduri practice pentru construcția terasamentelor. București, Editura tehnică, 1991.
69. Terteza I., Oneț T. Verificarea calității construcțiilor de beton armat și precomprimat. Cluj-Napoca, Editura Dacia, 1979
70. Timeșenko S., ș.a. Teoria plăcilor plane și curbe (traducere din limba engleză). București, Editura Tehnică, 1968.
71. Zarojanu H ș.a. Metode pentru urmărirea comportării în exploatare a structurilor rutiere. În convolut –Comportare IN SITU a construcțiilor, vol. V, Piatra Neamț.
72. Zarojanu H. Drumuri. Surpastructură. Institutul politehnic Iași, 1973.
73. Vennuat M. La pratique des ciment et des beton. Paris, Ed. Moniteur, 1976.
74. Voinea N. Materiale de construcții. București, Editura tehnică, 1974.
75. Westergaard H. M. Stresses in Concrete Pavements computed by theoretical Analysis. In Publics Roades ,aprilie, 1926.
76. \*\*\* AASHO Road test. Pavement Research HRB. Special Report, 1962.
77. \*\*\* Bulletin de liaisons des laboratoires de pontss et chaussees. Franța, 1998.
78. \*\*\* Bulletin tehnic rutier – Publicații lunare editate de AND și APDP, 2001 și 2002.
79. \*\*\* Colecția de standarde pentru lianți, agregate și betoane.
80. \*\*\* Dimensionnement des chaussees. Volume 1 DGAC/SBA/STBA –Paris-1988.
81. \*\*\* Guide de dimenssennioment des ranforcenents des chaussees. Franța, Paris 1998.
82. \*\*\* Instrucțiuni tehnice departamentale pentru dimensionarea ranforsărilor cu beton de ciment a sistemelor rutiere nerigide și rigide., C D. 124-84.



83. \*\*\* Instrucțiuni tehnice departamentale privind determinarea stării tehnice a drumurilor modene, indicativ CD 155-86.
84. \*\*\* Instrucțiuni tehnice departamentale pentru prevenirea și remedierea defecțiunilor la îmbrăcămințile rutiere moderne, indicativ CD98-86.
85. \*\*\* Instrucțiuni tehnice departamentale pentru dimensionarea ranforsărilor cu strat din agregate naturale stabilizate cu lianți puzzolanici ale sistemelor rutiere nerigide. Indicativ CD.152-85.
86. \*\*\* Instrucțiuni tehnice departamentale pentru dimensionarea sistemelor rutiere suple și semirigide. Indicativ AND 517/93.
87. \*\*\* L'essai AASHO Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers- Special E –1966.
88. \*\*\* Normativ pentru dimensionarea straturilor bituminoase de ranforsare a sistemelor rutiere suple și semirigide.
89. \*\*\* Normativ pentru executare îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment în sistemul cofraje fixe, indicativ C. 22-92
90. \*\*\* Normativ de proiectare a structurilor rutiere rigide.Fază anteproiect,2000.
91. \*\*\* Pavimentazioni stradali in calcestruzzo. AITEC.1992.
92. \*\*\* Rapoartele generale și naționale de la Congresele mondiale de drumuri , de la Viena,1979 ;Sidney, 1983 ;Bruxxelles, 1987 ; Montreal, 1995 ; Marakech, 1991 și Kuala Lumpur, 1999
93. \*\*\* Recensământul general al circulației rutiere. CESTRIN – 1996.
94. \*\*\* Revue generale des routes et de aerodromes. Colecția, Franța.
95. \*\*\* SR183-1. Îmbrăcămiți de beton de ciment executate în cofraje fixe.
96. \*\*\* Studii de circulație pe drumurile publice efectuate în perioada 1975...1995. INCERTRANS. București, 1996.
97. \*\*\* Colecția Revistei Drumuri și Poduri.

98. \*\*\* Colectia standardelor în vigoare Lucrări de drumuri.
99. \*\*\* Colectia Revista Transporturilor Auto, Navale și Aeriene, 1975-2000.
100. \*\*\* Contract 1100/1977 Ranforsarea și repararea sistemelor rutiere rigide. Beneficiar ICCP și DRDP Timișoara
101. \*\*\* Contract 281/1979 Cercetări în vederea stabilirii soluțiilor tehnice privind ranforsarea sistemelor rutiere elastice prin utilizarea diferitelor tipuri de betoane de ciment.
102. \*\*\* Contract 38/1980 Studiul, proiectarea și experimentarea unor parapete din beton armat. Beneficiar: DRDP Timișoara
103. \*\*\* Contract 33/1/1983 Betoane de ciment rutiere. Beneficiar: DRDP Timișoara
104. \*\*\* Contract 34/1983 Elemente prefabricate din beton armat pentru securitatea locurilor de muncă pe partea carosabilă. Beneficiar: DRDP Timișoara
105. \*\*\* Contract 38/1983 Cercetări privind executarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment. Beneficiar: DRDP Timișoara
106. \*\*\* Contract 189/1986 Sporirea portanței structurilor rutiere ținând seama de parametrii de trafic. Beneficiar: DRDP Timișoara
107. \*\*\* Contract 142/1987 Studii privind îmbunătățirea tehnologiilor de ranforsare a complexelor rutiere existente. Beneficiar: DRDP Timișoara
108. \*\*\* Contract 89/1989 Îmbunătățirea tehnologiilor de ranforsare a complexelor rutiere existente. Beneficiar: DRDP Timișoara
109. \*\*\* Note d' information : Regles de l' art pour limitier la fissuration de retrait, nr.55/1990 SETRA Paris, Franța
110. \*\*\* New of the mouth USA, No.5 1969.
111. \*\*\* Îmbrăcămințile Rutiere în România din beton de ciment sau din asfalt? Simpozion 18 dec 2002 București