

MINISTERUL EDUCAȚIEI ȘI CERCETĂRII
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMIȘOARA

FACULTATEA DE CONSTRUCȚII

Departamentul de Construcții Civile, Industriale și Agricole

Ing. OVIDIU ABRI

TEZĂ DE DOCTORAT

**Contribuții la studiul coroziunii armăturilor
în elementele de beton armat**

UNIV. "POLITEHNICA"	
TIMIȘOARA	
BIBLIOTECA ȘTIINȚIFICĂ	
Nr. volu:	649. 906
Dulap	369 Lit. 7

Conducător științific :

Prof. Dr. Ing. Corneliu Bob

2006

CUPRINS

INTRODUCERE	3
OBIECTIVELE LUCRĂRII	5
PARTEA I. STADIUL CUNOAȘTERII ÎN DOMENIU	6
Capitolul 1. DURABILITATEA CONSTRUCȚIILOR DIN BETON ARMAT	7
1.1. GENERALITĂȚI.....	7
1.2. DEFINIREA DURABILITĂȚII.....	8
1.2.1. Teorii referitoare la prevederea duratei de serviciu a construcțiilor.....	9
1.3. FACTORI CARE INFLUENȚEAZA DURABILITATEA.....	12
1.3.1. Caracterizarea efectelor condițiilor de expunere ale betonului.....	13
1.4. MECANISMELE DETERIORĂRII BETONULUI ARMAT.....	16
1.4.1. Aprecieri prin studii teoretice.....	16
1.4.2. Aprecieri prin teste de laborator și in-situ.....	23
1.5. MĂSURI DE PROTECȚIE ÎN SCOPUL ASIGURĂRII DURABILITĂȚII STRUCTURIILOR DIN BETON.....	28
1.5.1. Măsurile de protecție luate prin proiectare.....	31
1.5.2. Măsurile de protecție luate prin execuție.....	35
1.5.3. Măsurile de protecție luate prin întreținere.....	38
Capitolul 2. TEORII REFERITOARE LA COROZIUNEA ARMĂTURILOR ÎN ELEMENTELE DE BETON ARMAT	39
2.1. GENERALITĂȚI.....	39
2.2. VITEZA FENOMENELOR DE COROZIUNE A METALELOR.....	40
2.3. COROZIUNEA ARMĂTURILOR DIN BETON.....	41
2.4. MODELUL COROZIUNII ARMĂTURILOR – C. BOB.....	53
Capitolul 3. CARBONATAREA BETONULUI	60
3.1. GENERALITĂȚI.....	60
3.2. EFECTELE CARBONATĂRII.....	60
3.3. VITEZA DE CARBONATARE.....	61
3.4. FACTORII CARE INFLUENȚEAZA CARBONATAREA.....	62
3.5. CARBONATAREA BETOANELOR CU CIMENTURI MIXTE.....	64
3.6. DETERMINAREA CARBONATĂRII.....	65
3.7. CARBONATAREA PRIN TESTUL ACCELERAT.....	66
3.8. ALTE ASPECTE ALE CARBONATĂRII.....	66

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ.....	68
Capitolul 4. STRATEGIA DE CERCETARE.....	69
4.1. SCOPUL PROGRAMULUI EXPERIMENTAL.....	69
4.2. ETAPELE PROGRAMULUI EXPERIMENTAL.....	70
4.2.1. Etapa 1- Rețete betoane.....	71
4.2.2. Etapa 2 - Realizarea instalației de carbonatare accelerată a betonului	73
4.2.3. Etapa 3 - Prelevarea probelor de beton si determinarea pH-ului.....	78
4.3. DERULAREA PROGRAMULUI EXPERIMENTAL.....	80
4.4. MODUL DE LUCRU.....	83
Capitolul 5. DETERMINĂRI EXPERIMENTALE.....	88
Capitolul 6. DETERMINAREA VALORILOR NUMERICE ALE COEFICIENTULUI	
<i>d</i>	163
6.1.Verificarea formulei de calcul a adâncimii de carbonatare.....	164
6.2.Determinarea valorilor numerice ale coeficientului <i>d</i>	177
6.2.1.Metoda regresiei liniare.....	189
6.2.2.Formulele de calcul stabilite pentru coeficientul <i>d</i>	194
6.3. Verificarea vizuală a carbonatării betonului.....	201
6.4. Verificarea practică a formulei de calcul a adâncimii de carbonatare a betonului.....	204
 PARTEA a III-a. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII ORIGINALE.....	 207
Capitolul 7. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII ORIGIBALE	207
7.1. Concluzii.....	207
7.2. Contribuții originale.....	209
BIBLIOGRAFIE	
ANEXE	

INTRODUCERE

Betonul sub forma betonului simplu, armat sau precomprimat constituie principalul material de construcție. Practic nu există structură importantă, oriunde în lume, la care să nu se folosească ciment sau beton sub diferite forme.

Această largă utilizare a betonului este datorată avantajelor tehnice și economice pe care le are.

Pînă nu demult s-a considerat că betonul este un material de construcție rezistent și robust, caracterizat printr-o mare durabilitate. El a fost comparat din punct de vedere a durabilității cu piatra naturală.

Datorita experienței din ultima perioadă privind performanțele betonului și a metodelor moderne de evaluare a caracteristicilor mecanice, fizice și chimice ale acestui material de construcție, s-a constatat că anumite elemente de beton armat încep să aibă degradări după perioade mai lungi sau mai scurte de timp de funcționare, atât în medii de exploatare a structurii cu agresivitate chimică cât și în condiții obișnuite.

În ultimii ani, durabilitatea betonului sau lipsa acesteia, a atras preocupările unui număr mare de specialiști. La ora actuală s-a scos în evidență multitudinea de probleme din construcții datorate durabilității, fiind recunoscută necesitatea rezolvării urgente a acestora.

Soluțiile trebuie să ia în considerare complexitatea utilizării betonului și influența deselor practici de proiectare, construcție, exploatare și întreținere inadecvate.

Toate acestea pornesc de la evaluări exacte ale condițiilor de expunere la factorii agresivi din mediul înconjurător și a degradărilor efective care apar în construcții, metodele folosite în aceste scopuri reprezentând la rândul lor subiecte de cercetare, de perfecționare.

O atenție deosebită s-a acordat fenomenului de pătrundere (penetrare) a fluidelor și/sau ionilor din mediul înconjurător care pot ataca betonul și/sau armătura (pătrunderea clorului, carbonatarea, atacul sulfatilor).

Pătrunderea umidității care conține ioni dizolvați, în special cloruri, sau pătrunderea dioxidului de carbon, poate conduce la coroziunea armăturilor. Problema constă în faptul că nu a existat un mijloc tradițional, simplu, de evaluare a rezistenței betonului la pătrunderea acestor agenți.

Cunoscând condițiile de mediu înconjurător precum și cerințele care trebuie satisfăcute de materialele folosite pentru realizarea acoperirilor și căptușirilor este necesară evaluarea modului în care acestea vor rezolva problemele de protecție a betonului și a armăturii. Pentru realizarea acestui deziderat, în ultimii ani, din ce în ce mai multe cercetări și experimente au avut ca obiectiv dezvoltarea unor teste specifice care priveau:

- determinarea ratei de difuzie a CO_2 prin acoperiri și căptușiri;
- infiltrarea CO_2 în beton;
- transmisia vaporilor de apă;
- rata de transmitere a apei;
- viteza de absorbție a apei, teste de capilaritate;
- viteza cu care betonul pe care s-au aplicat straturi de acoperire se usucă după ce a absorbit apă;
- adâncimea de carbonatare prin teste in-situ pentru elemente cu suprafețele protejate.

Programul experimental prezentat în continuare a avut ca scop verificarea modelului teoretic al coroziunii armăturilor stabilit de Prof. dr. ing Corneliu Bob și completarea bazei de date privind concentrația de CO_2 .

OBIECTIVELE LUCRĂRII

- 1. Efectuarea unei documentații bibliografice de sinteză referitoare la stadiul actual al cunoașterii în domeniul durabilității structurilor din beton armat.*
- 2. Efectuarea unei documentații bibliografice de sinteză pe tema teoriilor de coroziune a armăturilor în elementele de beton armat.*
- 3. Efectuarea unei documentații bibliografice de sinteză referitoare la carbonatarea betonului.*
- 4. Realizarea unui program experimental privind carbonatarea betonului*
- 5. Realizarea unei instalații de carbonatare accelerată a betonului.*
- 6. Evaluarea și analiza diferențiată a unor parametri de influență a carbonatării betonului.*
- 7. Stabilirea unui model teoretic de influență a concentrației de CO_2 asupra carbonatării betonului.*
- 8. Propunerea unor valori practice de luare în considerare a concentrației de CO_2 asupra carbonatării betonului.*

PARTEA I. STADIUL CUNOAȘTERII IN DOMENIU

CAPITOLUL 1.

DURABILITATEA CONSTRUCȚIILOR DIN BETON ARMAT

1.1. GENERALITĂȚI

Componentele principale ale activității din construcții pot fi rezumate la proiectare, execuție și exploatare. Proiectarea unei structuri de rezistență se referă la alegerea tipului de structură cel mai potrivit scopului propus, determinarea acțiunilor care solicită structura și a combinații lor, calculul eforturilor și a deplasărilor în secțiunile sau punctele caracteristice ale structurii, dimensionarea și alcătuirea elementelor structurii așa încât să satisfacă condițiile de rezistență, stabilitate, oboseală, deformații, etc. Execuția și exploatarea reprezintă, pe de altă parte, folosirea unor tehnologii optime din punct de vedere tehnic și economic pentru transpunerea în realitate a proiectelor întocmite, cât și pentru găsirea mijloacelor celor mai adecvate pentru menținerea unei durabilități îndelungate a construcțiilor.

Printre materialele de construcții utilizate la ora actuală betonul este unul dintre cele mai importante. Este un material de construcție ieftin, larg disponibil și relativ ușor de utilizat. Poate fi folosit pe șantiere pentru a realiza elemente de construcție într-o mare varietate de forme, dimensiuni și moduri de finisare, această flexibilitate ajutând la dezvoltarea construcțiilor de beton.

Betonul prin natura lui, este un material durabil, care nu necesită o întreținere deosebită. Într-adevăr, componentele de bază ale betonului, adică oxizii de Si, Al și Fe, sunt aceleași cu cei care formează rocile naturale durabile. În consecință, există doar câteva efecte ale mediului natural înconjurător care pot degrada rapid un beton de bună calitate. În orice caz, caracteristicile unui beton de bună calitate nu sunt ușor de definit și adăugând faptul că în timpul realizării construcțiilor un beton nedurabil are un aspect similar cu un beton durabil vor exista, deci,

dificultăți în asigurarea unei durabilități corespunzătoare a structurilor de beton.

Problema durabilității betonului a apărut cu mult timp în urmă. Astfel, chiar în 1837, Vicat era preocupat de faptul că modul deficitar, neglijent de execuție a lucrărilor de construcții poate cauza deteriorarea rapidă a acestora. [1] [10]

În ultimii ani durabilitatea betonului și a materialelor de construcții în general, sau lipsa acesteia, a atras preocupările unui număr mare de specialiști. La ora actuală s-a scos în evidență multitudinea de probleme din construcții datorate durabilității, fiind recunoscută necesitatea rezolvării urgente a acestora. Soluțiile trebuie să ia în considerare complexitatea utilizării materialelor și influența deselor practici de proiectare, construcție, exploatare și întreținere inadecvate.

Totuși, intensele preocupări relativ recente în domeniul durabilității nu au rezolvat toate problemele existente. Astfel normele de proiectare nu sunt foarte specifice în măsuri ce ar trebui luate pentru asigurarea durabilității construcțiilor până la atingerea duratei de serviciu proiectată. De aceea se studiază și posibilități de remediere, refacere, reparații a construcțiilor în scopul măririi durabilității acestora. Toate acestea pornesc de la evaluări exacte ale condițiilor de expunere la factorii agresivi din mediul înconjurător și a degradărilor efective care apar în construcții, metodele folosite în aceste scopuri reprezentând la rândul lor subiecte de cercetare, de perfecționare.

1.2. DEFINIREA DURABILITĂȚII

Durabilitatea este definită prin intervalul de timp în care construcția își păstrează toate caracteristicile funcționării ei normale.

Această noțiune este strâns legată de alți termeni, cum ar fi siguranța și calitatea, termeni care cuprind aspecte foarte importante în practica construcțiilor. Astfel **siguranța** reprezintă ansamblul condițiilor necesare a fi îndeplinite la proiectarea și execuția unei construcții pentru ca aceasta să nu sufere avarii datorită diverselor acțiuni, iar **calitatea** reprezintă gradul de perfecțiune sau ceea ce se dorește să fie inclus în proiecte și să se realizeze prin construcție [2]. Siguranța construcțiilor este indisolubil legată de conceptul de calitate și se exprimă cantitativ prin probabilitatea de supraviețuire fără apariția de avarii.

Durabilitatea care face să intervină factorul timp în aprecierea construcțiilor reprezintă o componentă principală a noțiunii de calitate.

Durabilitatea se poate defini și prin **durata de serviciu** a construcțiilor.

1.2.1. Teorii referitoare la prevederea duratei de serviciu a construcțiilor

Durata de serviciu a construcțiilor are implicații tehnice și economice deosebite asupra întregii vieți economice și sociale a unei țări. Potrivit informațiilor RILEM [3], în cele mai multe țări dezvoltate, peste 40% din totalul resurselor industriale de construcții sunt folosite la repararea și menținerea construcțiilor existente și mai puțin de 60% sunt folosite pentru realizarea construcțiilor noi. Procentul total al resurselor destinate reparațiilor și întreținerilor construcțiilor devine tot mai mare.

Durata de serviciu este pusă în evidență de probabilitatea atingerii uneia dintre stările limită ale funcționării normale, care pot fi exprimate, indirect, ca fiind valorile minime, uneori maxime, ale unei caracteristici fundamentale sau ale unui complex de caracteristici fundamentale.

Un model teoretic pentru descrierea duratei de serviciu a unui element de construcție este prezentat în Figura 1.1. [4]:

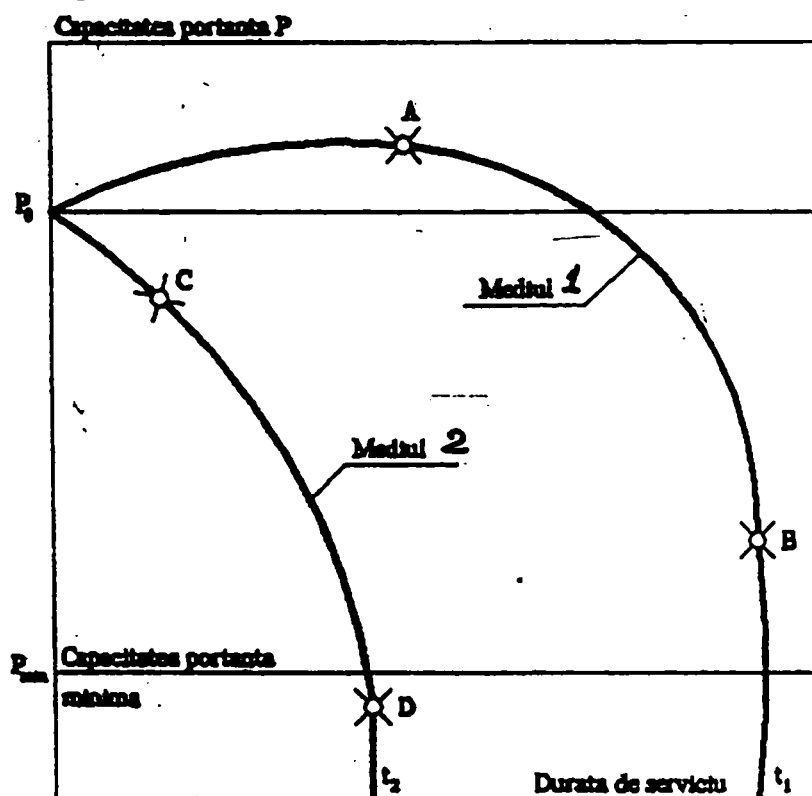


Figura 1.1. Model teoretic pentru descrierea duratei de serviciu a unui element de construcție [4]

Este pusă în evidență influența cauzelor externe asupra durabilității elementului studiat, care pentru exemplul calitativ ilustrat este considerat a fi din beton armat. Funcționarea normală a elementului, deci durata de serviciu, este apreciată prin capacitatea lui portantă, care suferă

următoarele schimbări:

- în mediul 1, care este considerat a nu fi deosebit de agresiv, are loc o creștere inițială a capacității portante datorită continuării procesului de hidratare, până în punctul A, când începe corodarea armăturilor, care conduce la scăderea continuă a capacității portante a elementului, până în punctul B, când elementul cedează; durata de serviciu este t_1 .

- în mediul 2, care este deosebit de agresiv (de exemplu în contact direct cu elementul există sare), creșterea inițială a capacității portante este anulată de acțiunea mediului agresiv, care după un timp relativ scurt atacă armăturile (punctul C), care încep să corodeze, elementul diminuându-și continuu capacitatea portantă până în punctul D; durata de serviciu t_2 este cu mult mai mică decât în cazul precedent.

Modelul teoretic prezentat în Figura 1.1. este valabil pentru orice fel de material de construcții cu deosebirea că nu se va produce creșterea capacității portante, stipulată pentru păstrarea elementului în mediul 1.

Față de cele prezentate, este necesar a se face precizarea sesizată în lucrarea [5], că modelul prezentat în Figura 1.1. este posibil pentru un element al unei structuri, el devenind mai greu de descris pentru o structură formată din mai multe elemente, la care are loc un proces de redistribuție a eforturilor datorită modificării continue a schemei statice prin ieșirea din funcționare a diverselor secțiuni și elemente. Astfel, în cazul unei structuri de beton armat funcționând în mediul 2, este posibil ca inițial să aibă loc, și în aceasta situație, o creștere a capacității portante a structurii în ansamblu, efectul coroziv al mediului manifestându-se numai asupra elementelor direct afectate de prezența acestuia. Cu toate acestea modelul din Figura 1.1. reprezintă o bază acceptabilă pentru studiul durabilității construcțiilor.

Abordarea probabilistică a determinării duratei de serviciu a construcțiilor este datorată lui A. Siemes s.a. [6], care descrie trei metode diferite de studiu.

Prima metodă este bazată pe cunoașterea unor date statistice ale probabilității de rupere sau ale distribuției duratei de serviciu. Este specificat faptul că nu este absolut necesar de a avea la dispoziție date foarte exacte: este suficient a fi făcute estimări rezonabile ale valorii medii și abaterea standard ale duratei de serviciu.

Cea de-a doua metodă este bazată pe calculul probabilistic al distribuției duratei de serviciu t_s , care în multe din cazurile cercetate poate fi explicită într-un număr de cantități stochastice x_i astfel:

$$t_s = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (1.1)$$

și în acest caz se poate calcula media t_s și abaterea standard s_t fără a fi necesară determinarea formei distribuției.

Cea de-a treia metodă presupune calculul, pe baze probabilistice, al probabilității de cedare cu luarea în considerare a funcției de reabilitate, adică se face o evaluare statistică a siguranței structurii. Probabilitatea de cedare pentru cazul în care parametri care caracterizează încărcările exterioare x^a și capacitatea portantă x^r sunt independente de timp, este:

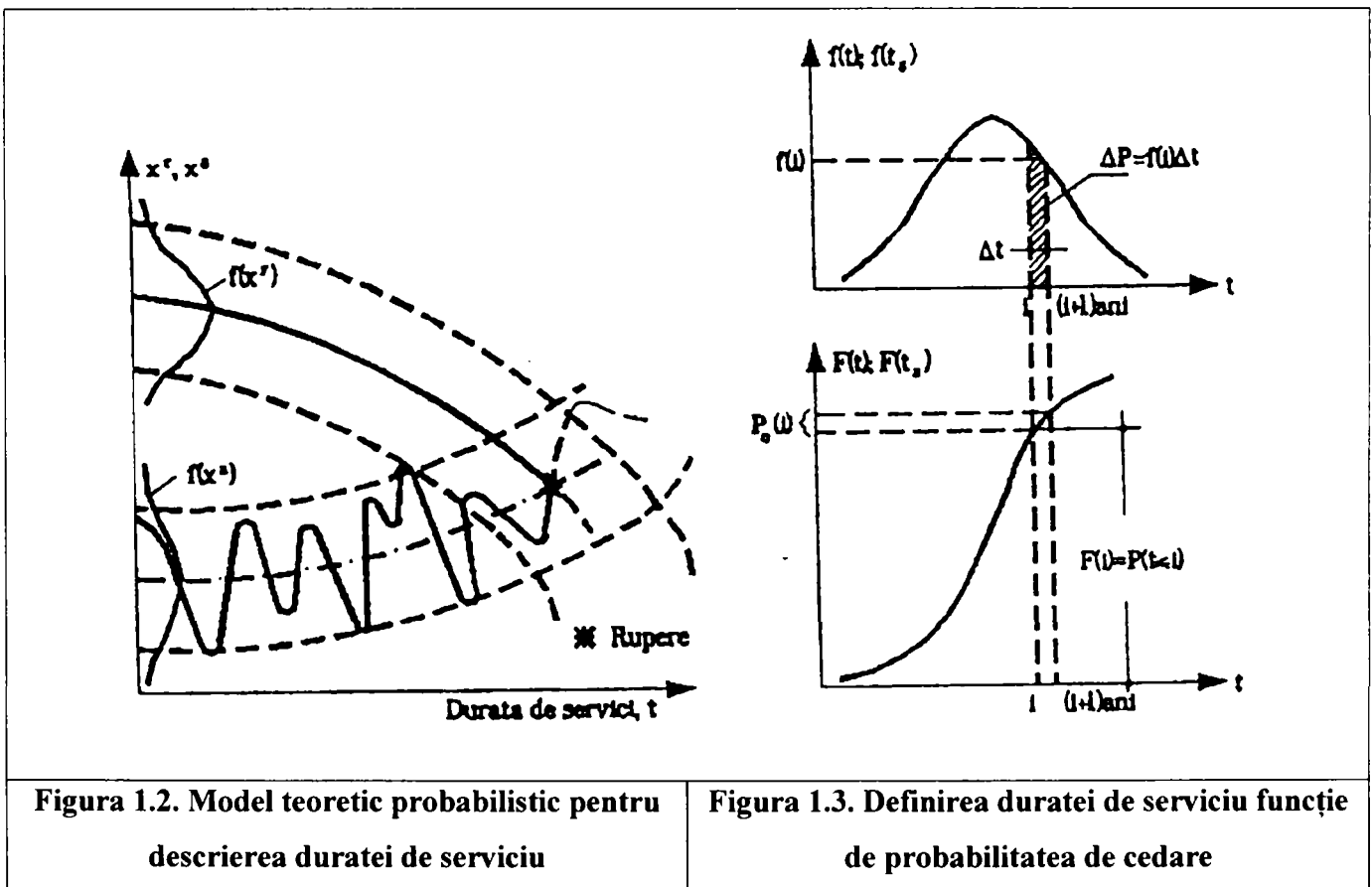
$$P_c = P(x^a > x^r) = \int_0^\infty F(x^r)f(x^a)dx \quad (1.2)$$

în care: $F(x^r)$ este funcția de repartiție a variabilei x^r ;

$f(x^a)$ este densitatea de repartiție a variabilei x^a .

În problemele de durabilitate însă, x^r și/sau x^a sunt dependente de timp, astfel încât cedarea se produce, pentru durata de timp t cea mai mică din intervalul $(0 - t)$, când capacitatea portantă $x^r(t)$ este mai mică decât efectul corespunzător al încărcării $x^a(t)$ (Figura 1. 2.), adică:

$$P_{c,t} = P(x^a(\tau) < x^r(\tau)), \tau \in (0, t) \quad (1.3)$$



Durata de serviciu a construcției t_s poate fi definită în funcție de probabilitatea de cedare $P_{c,t}$, așa cum este ilustrat în Figura 1.3. Întrucât $t_s < t$, rezultă că durata de serviciu este identică cu durata până când poate avea loc cedarea structurii, astfel încât funcția de repartiție $F(t)$ este chiar funcția de repartiție (distribuție) a duratei de serviciu $F(t_s)$, iar densitatea de repartiție $f(t)$ este și cea a duratei de serviciu $f(t_s)$.

1.3. FACTORI CARE INFLUENȚEAZĂ DURABILITATEA

Referitor la durabilitatea betonului, aceasta poate fi privită din mai multe puncte de vedere, interdependente:

- întreaga structură;
- macrostructura materialului;
- microstructura materialului;
- interfața armatură – beton.

Principalele cauze ale problemelor de durabilitate a structurilor de beton, conform studiilor din Marea Britanie, sunt scoase în evidență în Figura 1. 4. [7].

Deficiențele de proiectare și construcție sunt mai periculoase decât materialele folosite, producând într-o mai mare proporție distrugeri. Materialele pe baza de cimenturi sunt, chimic, complexe și chiar în zilele noastre, după 150 ani de utilizare, procesul de hidratare a cimentului portland nu este complet înțeles în toate detaliile sale. Utilizarea adaosurilor chimice, a aditivilor pentru ciment, a materialelor înlocuitoare a cimentului cum ar fi cenușa de termocentrală, zgura granulată de furnal și microsilica, au adus beneficii tehnice și economice dar au introdus și complicații suplimentare. Frecvent apar confuzii sau chiar contradicții privind claritatea normelor, prevederilor de folosire eficientă a acestor materiale.

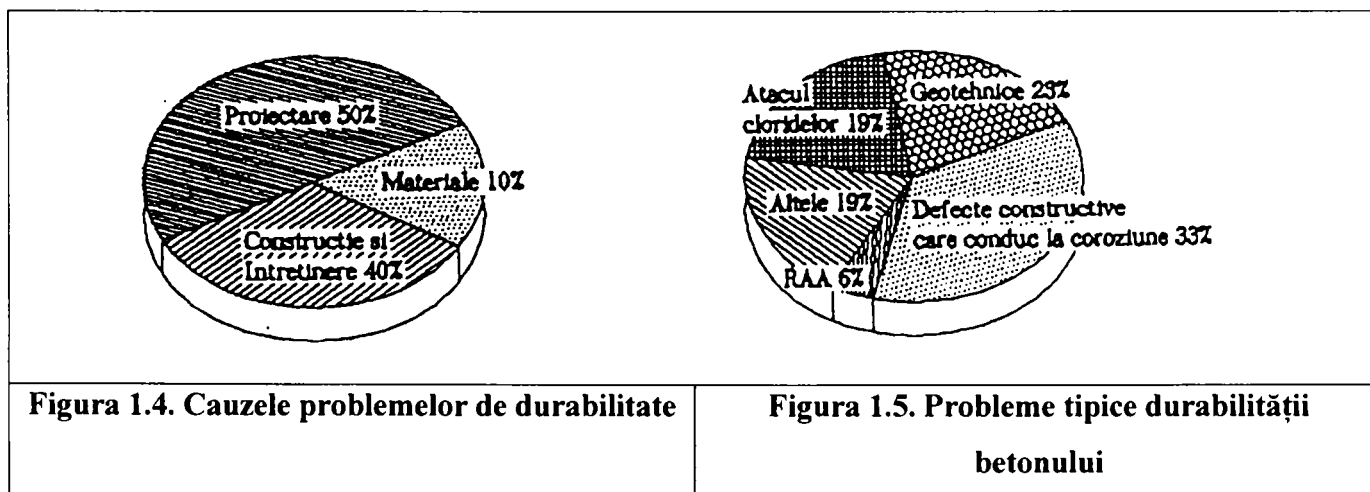


Figura 1.5. ne prezintă deficiențele tipice întâlnite în structurile de beton [8]. De cea mai mare importanță este coroziunea armăturilor și nu deteriorarea betonului însuși. În acest caz acoperirea cu beton a armăturilor trebuie să asigure protecția oțelului, reprezentând o barieră chimică și fizică împotriva agenților agresivi. La ora actuală este cunoscut faptul că betonul de

acoperire al armăturilor poate avea o calitate mult scăzută în comparație cu betonul din interiorul elementelor de beton, Figura 1.6. [9].

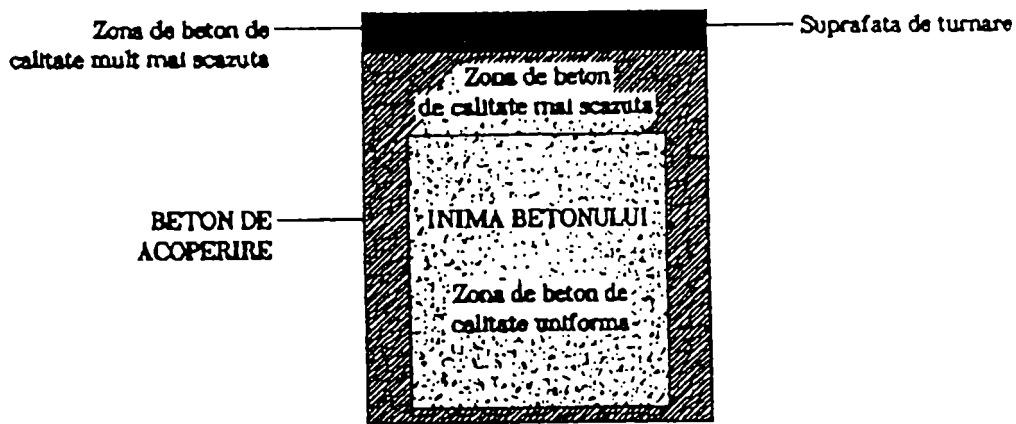


Figura 1.6. Variația calității betonului pe secțiunea transversală.

În condiții de șantier calitatea lucrărilor efectuate de muncitori este foarte importantă iar tratarea betonului nu poate fi prevăzută întotdeauna, acestea impunând concluzia că normele care prevăd o rezistență minimă necesară, un conținut minim de ciment și un raport minim apă/ciment vor fi inadecvate în privința asigurării durabilității.

1.3.1. Caracterizarea efectelor condițiilor de expunere ale betonului

Betonul este folosit în orice condiții de mediu înconjurător, fiecare din aceste condiții având efecte particulare asupra betonului și/sau armăturii. Deteriorarea este inevitabilă, dar specialiștii sunt preocupați de viteza cu care se degradează betonul. Aceasta poate fi definită ca [10]:

$$\text{Viteza de deteriorare a betonului} = f \left[\begin{array}{l} \text{condiții de} \\ \text{expunere și} \\ \text{agresivitatea lor} \end{array} ; \begin{array}{l} \text{Rezistența} \\ \text{betonului} \\ \text{la deteriorare} \end{array} \right]$$

cea ce arată că estimarea potențialului de durabilitate necesită cunoașterea caracteristicilor betonului și a mediului de expunere. Factorii care afectează durabilitatea betonului sunt prezentați în figura 1.7.

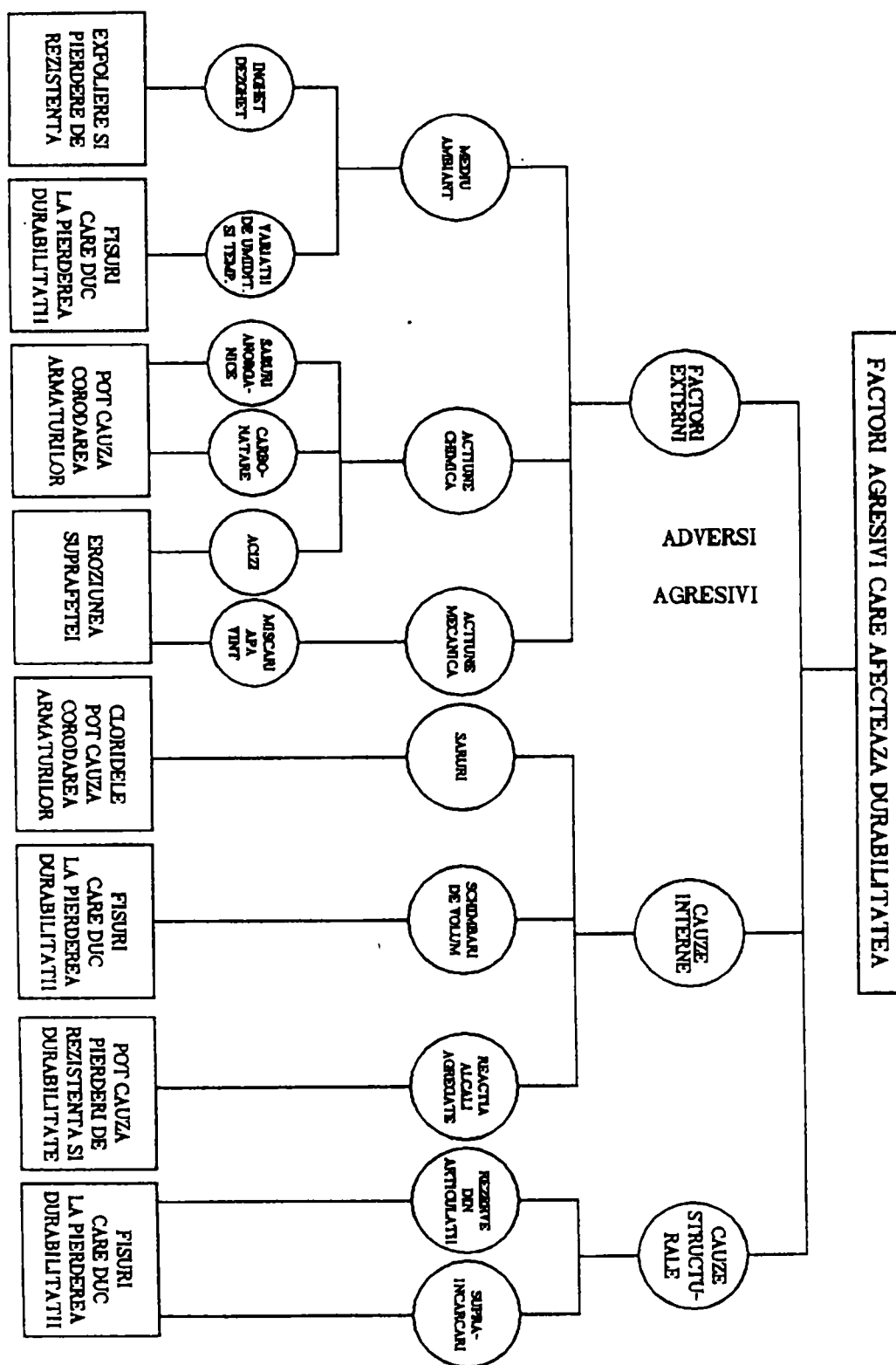


Figura 7. Factori adversi care afectează durabilitatea.

Acești factori sunt diverși și în foarte multe situații acționează simultan. În general, se poate face o clasificare în patru mari categorii:

1. Degradarea internă a materialului: reacția alcaliilor din ciment cu agregatele, conversia cimentului super-aluminos.
2. Pătrunderea (penetrarea) fluidelor și/sau ionilor din mediul înconjurător care pot ataca betonul și/sau armătura: pătrunderea clorului, carbonatarea, atacul sulfatilor.
3. Uzura directă și impactul: eroziunea, cavitația.

4. Distrugerile mecanice datorate deformațiilor excesive: din acțiunea temperaturii, fisurarea din încovoiere, umezire și uscare, acțiunea înghețului.

Categoria 1 tinde să se producă neașteptat, deseori ca o consecință neprevăzută a schimbărilor în producția betoanelor sau datorită cunoștințelor insuficiente a limitelor materialelor, cum este cazul cimentului super-aluminos. Totuși, în general vorbind, soluții la aceste probleme sunt relativ ușor de găsit și aplicat, chiar dacă există câteva detalii de disputat, exemplu fiind reducerea riscului de reacție a alcaliilor din ciment cu agregatele. Însă pe măsură ce resursele materiale finite folosibile se împrăștiează, va deveni necesară utilizarea materialelor alternative, cu proprietăți asemănătoare, reciclate sau de calitate mai redusă. Aceste materiale pot da betoane cu caracteristici de performanță diferite de cele ale materialelor tradiționale, și nu va fi posibil să fie tratate în același mod. Astfel, specialiștii vor aprecia, din considerente de durabilitate, că aceste materiale vor fi utilizate cu o mai mare atenție și grijă.

Categoria 2 reprezintă, de departe, sursa majoră a problemelor de durabilitate. Pătrunderea umidității care conține ioni dizolvați, în special cloruri, sau a dioxidului de carbon poate conduce la coroziunea armăturilor. Problema constă în faptul că nu a existat un mijloc tradițional, simplu de evaluare a rezistenței betonului la pătrunderea acestor agenți.

Categoria 3 este asociată cu traficul auto pe stratul de uzură al autostrăzilor și planșeelor industriale. Rata de uzură este funcție de caracteristicile pietrei de ciment și a agregatelor grosiere. Pentru evaluarea rezistenței la uzura potențială a agregatelor există teste bine stabilite, teste care pot fi folosite și pentru evaluarea rezistenței potențiale la uzură a betonului.

Categoria 4: factori care pot fi subdivizați în două grupe adiționale, adică aceia care afectează direct macrostructura betonului (de exemplu: atacul înghețului-dezghețului), și aceia care afectează betonul ca făcând parte din structura de beton (de exemplu: deformațiile datorate temperaturii, încovoierii și umidității).

Acțiunea primilor factori poate fi prevenită prin folosirea aditivilor antrenori de aer, în timp ce pericolul apariției ultimilor factori poate fi evitată printr-o proiectare și realizare a detaliilor de construcție foarte atentă.

O problemă specifică de durabilitate, care apare în mod curent, este coroziunea armăturilor datorată atacului clorurilor [11]. În ultimul timp s-au folosit tot mai mult săruri pentru înlăturarea gheții de pe sosele. Aceasta, împreună cu o construire și întreținere neadecvate au

condus la degradări, datorate clorurilor, ale structurii podurilor din Anglia și Țara Galilor [12] a căror reparare costă extrem de mult. S-a observat, de asemenea, că structurile de beton localizate în pământuri cu ape subterane saline se deteriorează rapid [13].

În zonele cu climă caldă coroziunea armăturilor indusă de carbonatare a fost studiată timp de 5 ani de la terminarea construcției structurilor [14].

Mather [15] a pus în discuție problema interacțiunii diferitelor schimbări ale caracteristicilor de expunere la condiții de mediu înconjurător care se poate să nu fie sesizabile specialistului. El a ilustrat aceasta descriind distrugerile provocate de reacții importante între alcalii din ciment și agregate ce au avut loc în interiorul unei clădiri. Problema a fost studiată în timpul schimbărilor în modul de curățire al clădirii, uscat sau umed. Acest exemplu subliniază posibilele probleme cu care va avea de-a face inginerul când într-o construcție vor apărea schimbări ale modului de utilizare, și în special, ale condițiilor de expunere interne sau externe.

1.4. MECANISMELE DETERIORĂRII BETONULUI ARMAT

1.4.1. Aprecieri prin studii teoretice

Acestea s-au cristalizat de-a lungul timpului, în activitatea de cercetare a specialiștilor, având la bază o multitudine de experimente științifice care urmăresc descrierea și previziunea cât mai exactă a fenomenelor reale care afectează durabilitatea materialelor de construcții și a construcțiilor în general.

Complexitatea acestui material neomogen face ca mecanismul de deteriorare în timp să fie influențat de o serie de factori din mediul ambiant și de compoziție.

Cauzele externe sunt : variațiile de temperatură, alterarea, acțiunea electrolică și atacul unor lichide și gaze, uzura.

Cauzele interne sunt: reacția dintre alcalii și agregate, permeabilitatea și diferențele de proprietăți termice ale agregatului și pietrei de ciment.

Durabilitatea betonului armat este afectată de: coroziunea betonului, coroziunea armăturii, gelivitatea betonului, reacții alcalii-agregate, oboseala elementului, eroziunea.

Dintre acestea numai primele patru sunt cu efect mai important asupra durabilității structurilor.

a) Coroziunea betonului se produce, în principal, prin coroziunea pietrei de ciment, dar și prin incompatibilitatea agregatelor cu cimentul.

În funcție de modificările pe care le suferă piatra de ciment sub acțiunea agenților

chimici, fenomenele de coroziune s-au împărțit în trei tipuri principale :

- **Tipul I** de coroziune se caracterizează prin decalcifierea și transformarea constituenților mineralogici ai cimentului într-un amestec de geluri de consistență moale, care sunt ușor îndepărtați printr-o acțiune mecanică. Agenții chimici agresivi sunt: apele dulci (lipsite de duritate), apele cu conținut de bioxid de carbon agresiv, soluțiile sărurilor de amoniu (cu excepția sulfanților) și soluțiile de acizi care dau săruri solubile de calciu. Acești agenți reacționează, întâi, cu hidroxidul de calciu din piatra de ciment și, apoi hidrolizează hidrosilicații de calciu ($x\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot p\text{H}_2\text{O}$) și hidroalumiinații de calciu ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$).

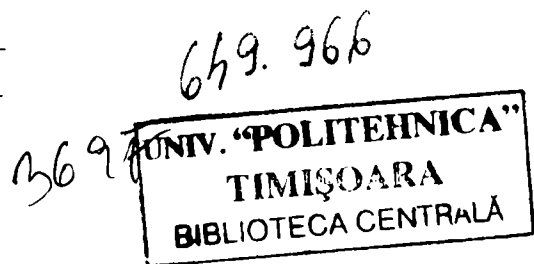
- **Tipul II** de coroziune se caracterizează prin decalcifierea constituenților mineralogici ai cimentului și transformarea lor într-un amestec de geluri de consistență moale, concomitent cu precipitarea unor geluri, formate chiar din substanța agresivă, care se suprapun peste cele formate de cimentul întărit. Agenții chimici agresivi sunt: soluții de săruri de magneziu (cu excepția sulfatului de magneziu), grăsimile și soluțiile de zahăr. Acești agenți reacționează cu aceeași componenți ai pietrei de ciment ca și în cazul coroziunii de tipul I. De altfel, cele două tipuri de coroziune au un mecanism comun de degradare a pietrei de ciment: procese de decalcifiere, adică de îndepărtare a ionilor de calciu.

- **Tipul III** de coroziune se caracterizează prin apariția unor fenomene de expansiune în masa cimentului întărit din cauza formării unor compuși noi, care cristalizează cu multă apă. Agenții chimici agresivi sunt soluțiile de sulfatați solubili și de clorură de calciu cât și unele substanțe organice. Componentul din piatra de ciment cu care agenții agresivi reacționează este hidroaluminatul tricalcic ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$).

Coroziunea betonului sau gradul la care a ajuns coroziunea se poate pune în evidență prin criterii cantitative, cum sunt [26] (citată în [2]): determinarea schimbărilor chimice ale elementului (epruvetei); determinarea modificărilor rezistențelor mecanice; determinarea modificărilor modulului de elasticitate; prin măsurarea coeficientului de difuzie; prin metoda de calcul.

Cinetica coroziunii de difuziune în interiorul betonului este pusă în evidență de adâncimea de pătrundere a substanței agresive. Ratinov [27], dă următoarea expresie a adâncimii de pătrundere j a substanței agresive, pentru reacții de orice ordin:

$$j = \frac{1}{Z} \sqrt{\frac{d \cdot D'}{K'}} \quad (1.4)$$



în care K' este o constantă de viteză modificată, având legătură cu K - constanta de viteză, prin relația:

$$K = N \cdot Z \cdot \pi \cdot d \cdot K' \quad (1.5)$$

unde: N este numărul de pori (capilare) pe unitatea de suprafață; d - diametrul mediu al porilor (capilarelor); Z - tortuozitatea, care este un coeficient cuprins între 10 și 40 pentru beton; D' - coeficientul de difuziune moleculară.

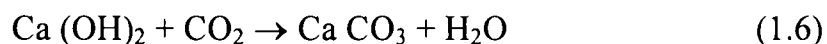
Se constată că adâncimea de pătrundere a fluidului în beton crește în timp, iar desfășurarea reacției chimice încetinește treptat pe măsură ce substanța agresivă pătrunde în interior.

Rezistența la acțiuni agresive a pietrei de ciment poate fi estimată prin cunoașterea cantitativă a compoziției betonului. Spre exemplu rezistența la sulfatați (coroziunea de tipul III) se poate evalua cunoscând conținutul de C_3A ; acest lucru este posibil când componenții mineralogici ai cimentului sunt corect determinați, atât calitativ cât și cantitativ.

Reacții alcalii agregate apare la betoanele preparate cu cimenturi bogate în alcalii (Na_2O și K_2O , conținutul minim de alcali din ciment la care poate avea loc reacția de expansiune este de 0,6% echivalent de carbon) și cu agregate care conțin bioxid de siliciu activ (opale, calcedonie, flint etc). La prepararea betonului, alcaliile trec în soluție sub formă de hidroxizi și reacționează cu SiO_2 activ din agregate formând geluri, care au caracteristica de a se umfla în contact cu apa, solicitând și distrugând betonul. b)

b) Coroziunea armăturilor din beton, în condiții normale de exploatare, se poate produce datorită acțiunilor agresive din mediul exterior care pătrund prin stratul de protecție (acoperirea cu beton) creând în lungul barelor un potențial electric diferențiat; se va produce, în prezența apei și oxigenului o coroziune electro-chimică a barelor de oțel. Factorii din mediu care produc fenomenul de coroziune a armăturilor din beton sunt: bioxidul de carbon care produce carbonatarea betonului din jurul barelor de armătură; clorurile care dau ionii de clor ce pătrund până la barele de armătură.

Carbonatarea betonului din jurul barelor de armătură se produce prin acțiunea bioxidului de carbon asupra hidroxidului de calciu din piatra de ciment conform reacției:



Rezultatul acestei reacții este o micșorare a alcalinității betonului, caracterul pasiv al

barelor nemaiputând fi păstrat, astfel încât coroziunea electrochimică a barelor de oțel e posibilă.

Ionii de clor ajunși până la barele de armătură au rol identic: se înlătură caracterul pasiv al barelor în procesul electrochimic de coroziune.

Mecanismul coroziunii armăturilor în beton poate fi separat în două procese: cel anodic și cel catodic.

Procesul anodic constă în eliberarea de electroni, după relația:



Procesul catodic se produce prin combinarea surplusului de electroni cu apa și oxigenul, rezultând ionul de hidroxil :



După câteva faze intermediare, ionii de metal și cei de hidroxil se vor combina rezultând Fe_2O_3 , care reprezintă rugină. Se constată că pentru formarea ruginii este consumat numai oxigenul, care pătrunde spre armături prin difuzie prin stratul de acoperire; apa este necesară numai ca soluție de electrolit. Din cele prezentate rezultă că procesul de coroziune nu se produce în: beton fără umiditate (uscat), procesul electrolitic fiind împiedicat; beton saturat cu apă, lipsind oxigenul.

Coroziunea armăturilor din beton este însoțită de o mărire a volumului acestora, ceea ce conduce la apariția unor fisuri paralele cu barele de oțel; se poate produce și o desprindere a stratului de beton de acoperire datorită creșterii volumului armăturilor corodate, iar în final o reducere sensibilă a ariilor secțiunilor transversale, ceea ce diminuează mult sau chiar total rezistența și rigiditatea acestora [2]. Procesul de coroziune a armăturilor depinde și de posibilitatea de pătrundere a agenților din mediu la barele de oțel; în spații închise nu sunt condiții suficiente pentru producerea procesului de coroziune într-un ritm semnificativ; în spații deschise, mediul înconjurător oferă condiții suficiente pentru corodarea armăturilor din beton dacă elementul de beton armat nu este corect proiectat și executat în ceea ce privește protecția barelor de oțel.

Coroziunea armăturilor din beton, atât în cazul elementelor de beton armat, cât și a celor de beton precomprimat, reprezintă una din cauzele frecvente ale micșorării durabilității acestor elemente. La o structură corect proiectată și bine executată, problema coroziunii armăturii nu se pune; piatra de ciment, datorită caracterului său alcalin, asigură un grad de protecție ridicat împotriva coroziunii, iar un beton compact, cu grad de impermeabilitate înalt reduce la minimum penetrația oxigenului, ionilor de clor și bioxidului de carbon, factori care produc și accelerează

procesul de coroziune, așa cum se poate observa și din Figura 1.8. [16]

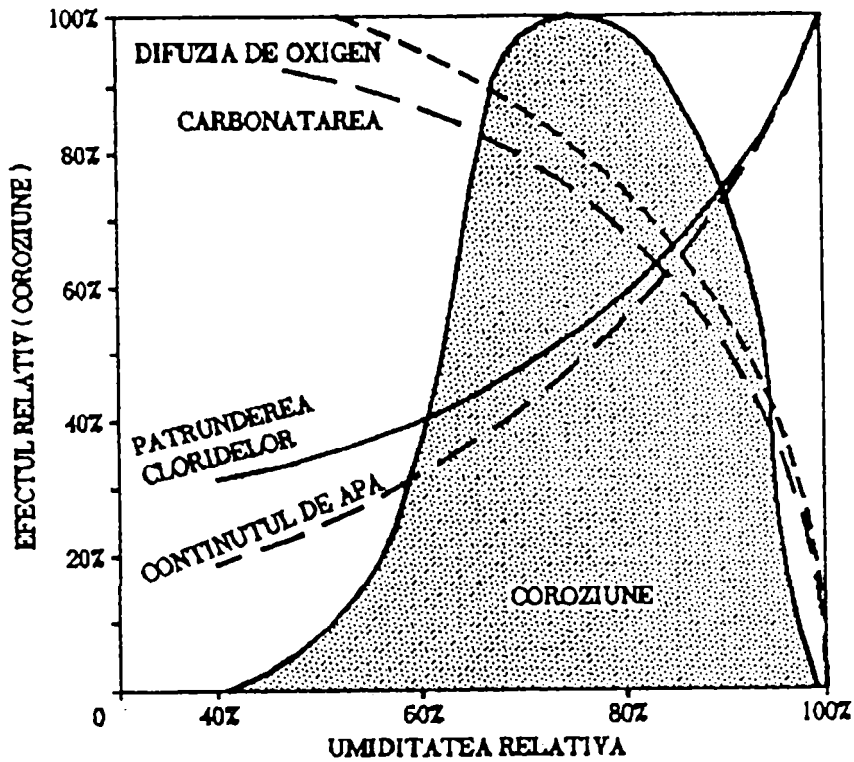


Figura 1.8. Efectul umidității mediului exterior asupra coroziunii armăturilor din beton

Durata de exploatare a unui element din beton armat sau precomprimat poate fi pusă în evidență prin explicarea procesului de coroziune, care este apreciat a avea două perioade (vezi figura 1.9. [17]):

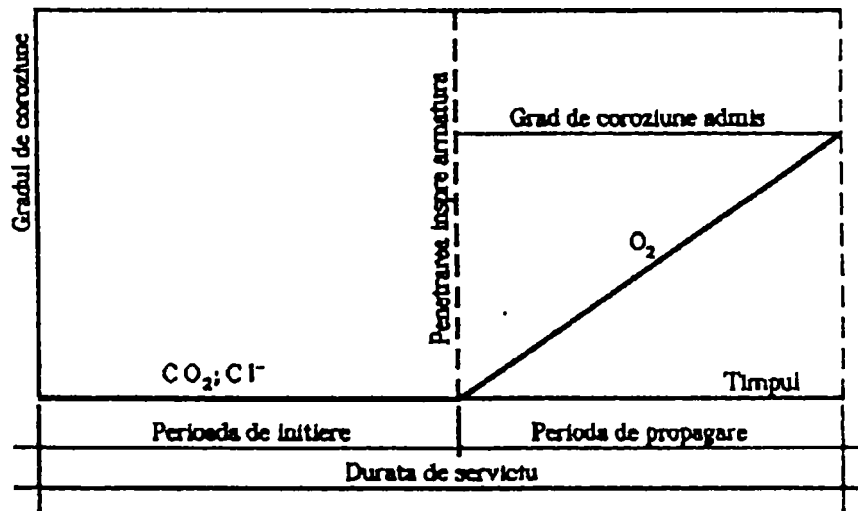


Figura 1.9. Model teoretic privind durata de exploatare a unui element din beton armat [17].

- perioada de inițiere se datorează prezenței activatorilor procesului de coroziune care sunt ionii de clor (Cl^-) și bioxidul de carbon (CO_2);
- perioada de propagare a coroziunii în barele de oțel, care este pusă în evidență,

experimental, prin degajarea de oxigen la catod, temperatura, rezistivitatea betonului, etc.

Durata de exploatare a unei structuri de beton este, în consecință, determinată de perioada de inițiere și de perioada în care procesul de coroziune a metalului (armăturilor) atinge un grad de distrugere care nu afectează siguranța minimă a construcției (vezi Figura 1.10.).

Perioda de inițiere poate fi stabilită în funcție de penetrația ionilor de clor și de procesul de carbonatare a betonului, adică funcție de acoperirea cu beton a armăturilor sau adâncimea de carbonatare, concentrația ionilor de clor și difuziunea materialului care la rândul ei depinde și de dozajul de ciment.

Perioda de propagare a coroziunii în barele de armătură depinde de calitatea betonului, natura armăturilor și condițiile de mediu ambiant. Coroziunea armăturilor din beton este însoțită de o sporire a volumului acestora, ceea ce conduce la apariția unor fisuri paralele cu barele de oțel; se poate produce și o desprindere a stratului de beton de acoperire datorită creșterii volumului armăturilor corodate. Prin observarea fisurilor cauzate de coroziune (același tip de fisuri pot fi cauzate și de contracție, variație de temperatură etc.) se poate stabili gradul de coroziune admis pentru o exploatare normală. Pe baza unor date experimentale s-a stabilit că la o deschidere a fisurilor din coroziune de circa 0,1 mm *se atinge limita maximă a procesului de distrugere a armăturilor*.

c) Gelivitatea betonului este definită ca fiind caracteristica betonului de a suferi deteriorări sub acțiunea înghețului repetat. Problema comportării betonului la îngheț-dezghet repetat nu este pe deplin elucidată până în prezent, existând mai multe ipoteze și teorii.

Una dintre ipotezele cele mai familiare este cea bazată pe creșterea volumului apei, prin înghețare, cu 9%, și exercitarea unei presiuni asupra pereților porilor, ducând, în final, la distrugerea elementului de beton, considerat ca un recipient impermeabil.

O altă teorie este cea a lui Powers, citat în [2], care explică deteriorarea betonului prin înghețul unei părți din apă în cavități și în porii capilari, creșterea de volum a acesteia ducând la deplasarea restului de apă neînghețată prin pereții permeabili ai porilor creând o presiune hidraulică sub acțiunea căreia betonul se deteriorează. Această explicație a fost denumită teoria presiunii hidraulice.

O teorie, complementară celei precedente, este cea a mecanismului lentilelor de gheață. În conformitate cu această teorie, termodinamică, există echilibru între cristale mari de gheață și cristale mici numai dacă presiunea în cristalele mari este superioară celei în cristale mici. Rezultă că apa din porii mai mici nu va îngheța până când nu se creează o presiune suficientă. În aceste condiții, apa din porii mai mici, neînghețată, migrează spre zona

înghețată, formând lentile de gheață, ale căror dimensiuni cresc, generând presiuni care duc la umflarea materialului.

Gelivitatea betonului este una din cauzele care condiționează, în mod hotărâtor, durabilitatea construcțiilor. La noi în țară, ca de altfel și în multe alte țări, comportarea betonului la îngheț-dezghet este apreciată prin încercări accelerate, fiind definit gradul de gelivitate prin numărul de cicluri îngheț-dezghet, până la care epruvetele nu suferă o reducere a rezistenței la compresiune mai mare de 25%; sunt definite betoane cu grade de gelivitate G50, G100 și G150. În S.U.A., durabilitatea betoanelor la îngheț-dezghet, după ASTM, este apreciată printr-un factor de durabilitate [28]:

$$FD = \frac{NC \cdot p}{300} \quad (1.9)$$

în care: **FD** - este factorul de durabilitate;

$$p = \frac{E_{din}^{NC}}{E_{din}^0} \cdot 100 \quad (1.10)$$

p - procentul față de modulul de elasticitate dinamic inițial, a cărui valoare nu scade sub 60%; **NC** - numărul de cicluri îngheț-dezghet, având valoare maximă **NC = 300** sau valori mai mici, la care **p = 60%**.

În funcție de **FD** betonul se împarte în: beton nesatisfăcător **FD < 40%**; beton cu performanțe îndoielnice **FD = 40...60%**; beton corespunzător **FD > 60%**.

Condițiile de încercare accelerată nu reflectă însă, comportarea reală a betonului la îngheț-dezghet: în condiții reale intervine uscarea betonului din timpul verii, în timp ce la încercările de laborator toate bulele de aer sunt saturate cu apă. De asemenea, influențează valorile temperaturilor și viteza de îngheț. Se apreciază că deși condițiile forțate din laborator sunt nereale, capacitatea unui beton de a rezista la un număr foarte mare de cicluri îngheț-dezghet (de exemplu 150 de cicluri în laborator) este o indicație a durabilității în condiții de exploatare [28] (citată în [2]).

- d) **Eroziunea** este procesul în care suprafața betonului este supusă la o solicitare mecanică, cum ar fi: frecarea, lovirea prin ciocnire, sacrificarea (greblare). Aceste solicitări pot avea loc în aer sau în apă.

Eroziunea datorată acțiunilor mecanice asupra suprafeței betonului poate fi apreciată

prin rezistența la uzură a epruvetelor din beton.

În cazul în care eroziunea betonului este produsă de influența mecanică a unor particule solide transportate de apă, uzura u este dată de relația [6]:

$$u = at + btv^k \quad (1.11)$$

în care: a este valoarea proporției de particule solide care dau uzura prin frecare; b - reprezintă efectul particulelor care lovesc suprafața betonului; v - viteza apei; k - constanta care se determină experimental; t - durata de acțiune a procesului de erodare.

În tabelul 1.1. sunt date cauzele, mecanismelor și defectele deteriorării betonului

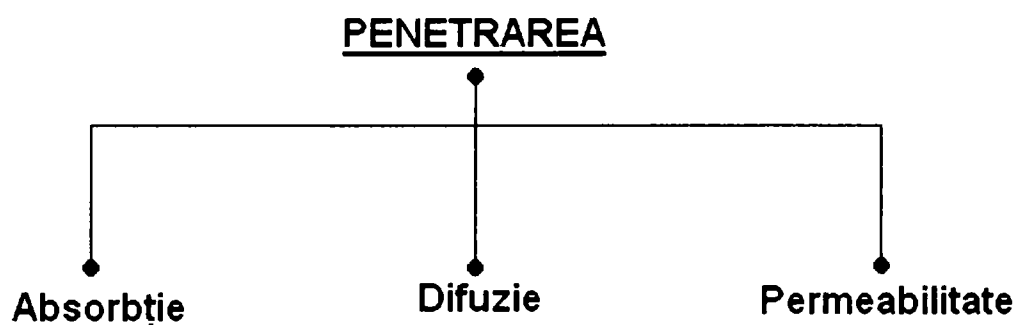
Tabelul 1.1. Cauzele, mecanismele și efectele deteriorării betonului

Cauza deteriorării	Mecanismul	Efectul în beton
Acizii, apele dulci	neutralizare	coroziune
Bioxizi de carbon	carbonare	coroziune
Zahăr, glicerină , microorganisme	producere de acizi	coroziune
Sulfații	cristalizare	expansiune
Clorurile	reducerea caract.pasiv	pete de coroziune
Coroziunea armăturilor	ruginire	fisurarea betonului
Agregate active	reacția alcali-silica	expansiune
Agregate murdare	cristalizare	exfolieri
Gelivitate	expansiune	fisurare
Sare pentru dezgheț	degajare de căldură	cojirea betonului
Încărcări alternante	oboseală	fisurare, rupere
Apa curgătoare	eroziune	deteriorarea suprafeței
Apa turbulentă	cavitație	formarea de cavități
Circulația vehiculelor	uzură	neutralizare

1.4.2. Precieri prin teste de laborator și in-situ

Cei mai importanți parametri care definesc rezistența betonului la deteriorare sunt caracteristicile de penetrare ale betonului de suprafață și din apropierea suprafeței. Nu numai betonul de acoperire interacționează la factorii de mediu înconjurător și masa de beton cu calități slabe.

Penetrarea betonului poate fi divizată în 3 fenomene de transport, distincte dar în același timp conexe, a vaporilor de umezeală, ionilor dizolvați, gazelor și soluțiilor apoase.



Absorbția este procesul prin care betonul trage în masa sa lichid, apă obișnuită sau soluții apoase, prin atracție capilară. Viteza de pătrundere a apei este definită prin absorbțivitate (putere de absorbție) sau sorbtivitate (putere de sorbție) și poate fi descrisă prin:

$$\text{Absorbțivitatea} = f [\text{mărimea capilarelor, interconectarea capilarelor, gradientul de umiditate}]$$

Umiditatea poate conține săruri dizolvate, de clor sau sulfatați, și gaze dizolvate, oxigen, dioxid de carbon, dioxid de sulf. Transportul ionilor reprezintă adeseori o combinație de absorbție și difuzie. Betonul va tinde, în situații obișnuite, să absoarbă umiditate conținând ioni, pe o adâncime probabilă de 20 - 25 mm, penetrarea ionilor mai departe producându-se prin difuzie.

Absorbția de apă conduce deseori la deformații din umezire și uscare care pot participa la producerea atacului datorat reacțiilor alcali-silice sau înghețului-dezghețului. Absorbția poate fi controlată prin reducerea mărimii și interconectării porilor capilari prin utilizarea unui raport scăzut apă-ciment și a unei bune tratări la punerea în operă a betonului.

Difuziunea este procesul prin care un vapor, gaz sau ion poate străbate betonul sub acțiunea gradientului de concentrație. Difuzivitatea (coeficientul de difuziune) definește viteza de mișcare a agentului de difuziune și poate fi descris astfel:

$$\text{Difuzivitatea} = f [\text{gradientul de concentrație, cantitatea de reacție a agentului de difuziune cu produșii de hidratare, mărimea și interconectarea capilarităților}]$$

Difuziunea este mecanismul prin care se poate produce carbonatarea care de asemenea

caracterizează pătrunderea clorului și a altor ioni. Este deci îndeaproape legată de problemele de coroziune ale armăturilor. Difuziunea poate fi controlată într-o manieră similară cu absorbția dar importantă în acest caz este și "capacitatea de legare" a hidraților din beton, în particular față de ioni, cum ar fi cei de clor.

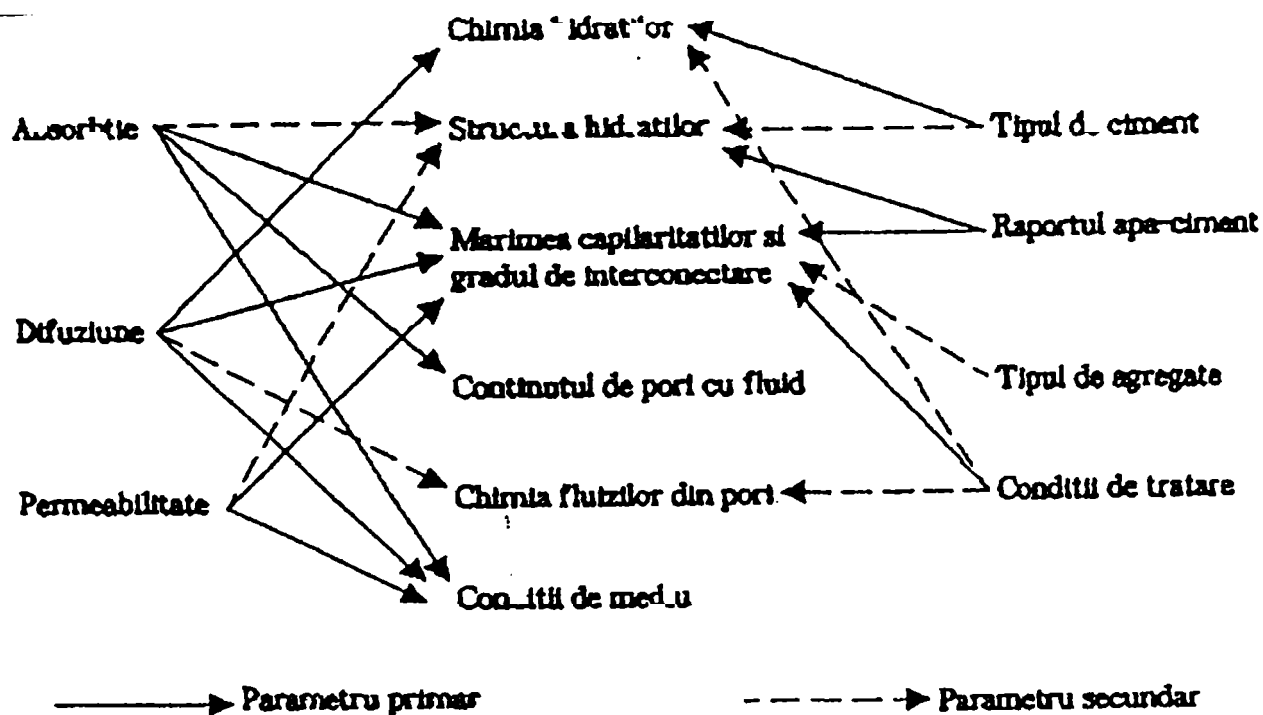
Înlocuitorii cimentului în betoane, cenușa de termocentrală sau zgura granulată de furnal, au un bun efect în apariția zonelor de legare a ionilor de clor și deci de reducere a difuziunii acestora în beton.

Permeabilitatea este definită ca și proprietatea de răspândire în beton, care cantitativ caracterizează ușurința cu care un fluid va trece prin beton, sub acțiunea unei diferențe de presiune. Aceasta contrastează cu absorbția și difuziunea care sunt cauzate de diferența de concentrație. Permeabilitatea poate fi descrisă prin:

$$Permeabilitatea = f[\text{gradientul de presiune, mărimea și interconectarea capilarităților}]$$

Deci, în sens strict, permeabilitatea este o caracteristică aplicabilă numai situațiilor specifice, cum ar fi barajele sau tunelele unde se pot dezvolta presiuni semnificative. Permeabilitatea se poate controla într-un mod similar cu absorbția.

Procesele de transport, de migrare în beton pot fi deci influențate de un larg număr de parametri ai materialului și mediului înconjurător, spre exemplu [10]:



Aceasta demonstrează existența unui extrem de complexă interacțiune între proprietățile materialelor, condițiile de mediu înconjurător în timpul turnării, tratării betonului, calitatea muncii și rezultatele referitoare la caracteristicile de penetrare. Rezultă clar imposibilitatea determinării caracteristicilor de penetrare din parametrii specifici normali ai betonului. Pentru măsurarea directă a caracteristicilor de penetrare în beton s-au dezvoltat teste specifice, conform [10]:

Absorbția	[Testul de absorbție inițială la suprafață (ISAT) conform standardului britanic BS 1881 [29] Testul de absorbție a betonului de acoperire (CAT) conform [30] Testul de absorbție a apei conform standardului britanic BS1881
Difuziunea	[Carbonatare accelerată conform [31] Difuziunea accelerată a clorului conform [32]
Permeabilitatea	[Permeabilitatea la apă conform [33] Permeabilitatea la gaz conform [34]

Utilizând aceste metode de testare in-situ a betonului este posibilă evaluarea efectelor diferitelor materiale și condiții de expunere asupra betonului de acoperire și, de asemenea, datele obținute pot fi folosite pentru prevederea durabilității betonului, spre exemplu carbonatarea acestuia.

Dezvoltarea unor astfel de teste poate permite inginerilor aplicarea controlului calității la durabilitate pentru betonul in-situ într-o manieră asemănătoare celei aplicate pentru rezistențe și specificarea explicită a performanțelor necesare betonului. Este încă necesar un mare efort de cercetare înainte ca aceste metode de testare să poată fi adoptate pe șantier.

Deci în prezent s-a cristalizat posibilitatea de a mări eficiența controlului, din normele de proiectare, asupra carbonatării și coroziunii datorate acestuia pe baza unor măsurători corespunzătoare a performanțelor betoanelor și nu a proporțiilor de amestec. S-au dovedit viabile [35] în acest sens câteva teste asupra performanțelor betoanelor (rezistența la 28 de zile, rezistența după tratarea betonului, rezistența de lungă durată în condiții de expunere și pierderea inițială de greutate în condiții de expunere) și pare posibil ca și alte măsurători similare celor

amintite anterior, de absorbție, difuziune și permeabilitate, să fie folosibile.

Alte serii de teste care sunt folosite la ora actuală în scopul aprecierii durabilității betonului sunt testele de alcalinitate. Acestea se fac in-situ pe suprafețele de beton sau în laborator, pe epruvete extrase din elementele de beton. Testul de alcalinitate se execută cu indicatori, spre exemplu fenolftaleina, stropiți pe suprafețele de beton. Funcție de modul de colorare a betonului rezultă scăderea alcalinității. Din prezentele studii și teste [36] stropirea cu substanțe indicatoare s-a dovedit foarte folositoare în identificarea zonelor de beton cu **pH** mult scăzut datorită pătrunderii puternice a ionilor de clor. Testul prin stropire este o metodă rapidă de determinare a ariilor și a adâncimii de beton de acoperire afectate.

Concentrația conținutului de clor solubil în apă se poate determina pe epruvete extrase din elementele de beton [37] prin metoda titrării potențiale diferențiate utilizând un electrod selectiv de ioni de clor, rezultatele fiind exprimate în termenul de conținut procentual de NaCl la greutatea de beton.

În multe probleme de durabilitate este foarte importantă evaluarea deteriorărilor prin coroziunea armăturilor. Aceasta se poate rezolva prin teste directe pe barele de armătură extrase din elementele de beton armat sau prin teste in-situ. La armături se urmărește aria corodată, lungimea corodată, adâncimea de coroziune, pierderea de greutate datorită coroziunii, și legătura dintre fisuri și corodarea armăturilor prin frecvența de apariție a coroziunii în fisurile betonului [38]. Testele in-situ pentru determinarea efectelor coroziunii se fac prin măsurători ale potențialului electric prin metoda "semi-celulei" [37].

În scopul asigurării durabilității structurilor din beton se recurge la multe soluții, una dintre acestea fiind folosirea acoperirilor și căptușirilor suprafețelor de beton, soluție detaliată la punctul 5.2 al prezentului referat.

Cunoscând condițiile de mediu înconjurător precum și cerințele care trebuie satisfăcute de materialele folosite pentru realizarea acoperirilor și căptușirilor este necesară evaluarea modului în care acestea vor rezolva problemele de protecție a betonului, fapt care a dus la dezvoltarea unor teste specifice:

- determinarea ratei de difuzie a CO₂ prin acoperiri și căptușiri;
- infiltrarea CO₂ în beton;
- transmisia vaporilor de apă;
- rata (viteza) de transmitere a apei;
- viteza de absorbție a apei, teste de capilaritate;
- viteza cu care betonul pe care s-au aplicat straturi de acoperire se usucă după ce a absorbit apa;

- adâncimea de carbonatare prin teste in-situ pentru elemente cu suprafețele protejate.

Pe lângă aceste teste speciale, se execută și o serie de teste mai generale [44] dar care sunt strâns legate de necesitatea precizării cât mai exacte a proprietăților de protejare și de comportare în exploatare a acoperirilor:

- determinarea rezistenței la oboseală datorată deschiderii și închiderii fisurilor din beton, determinări efectuate la diferite temperaturi și deschideri ale fisurilor;

- determinarea efortului de aderență la beton pentru diferite condiții de expunere exterioară și efectul conținutului de apă din betonul structural asupra acestuia;

- determinarea rezistenței la factori climaterici: de expunere exterioară (radiații solare, temperatură, umiditate, averse de ploaie) urmărindu-se evoluția rezistenței la întindere și a alungirii; căldura, urmărindu-se aceeași parametri;

- determinarea rezistenței, în condiții normale de presiune și presiuni mărite, la difuzia apei, aer, ioni de clor, vapori de apă a acoperirilor și căptușirilor aplicate pe elementele de beton.

Aceste metode de testare directă în scopul determinării proprietăților betonului și armăturilor, legate de durabilitate și a distrugerilor datorate factorilor de mediu fac parte din programe largi de investigare a construcțiilor susceptibile deteriorării. Investigările complete ale construcțiilor trebuie să ia în considerare istoria structurii și a mediului înconjurător, rezultatele studiilor anterioare, inspectarea vizuală și fotografică a structurii, urmate și suplimentate de teste distructive și nedistructive. Toate elementele de construcție trebuie atent și detaliat inspectate și în special zonele deteriorate, prin măsurători in-situ sau pe epruvete extrase din construcții.

1.5. MĂSURI DE PROTECȚIE ÎN SCOPUL ASIGURĂRII DURABILITĂȚII STRUCTURIILOR DIN BETON

Este necesar în prezent ca beneficiarii să-și schimbe modul de a înțelege durata de viață proiectată a construcțiilor. Inginerii devin acum conștienți de implicațiile unei durate de viață proiectată finită. Figura 1.10. ilustrează cerințele tipice privind durata de viață proiectată a diferitelor structuri, conform [39]:

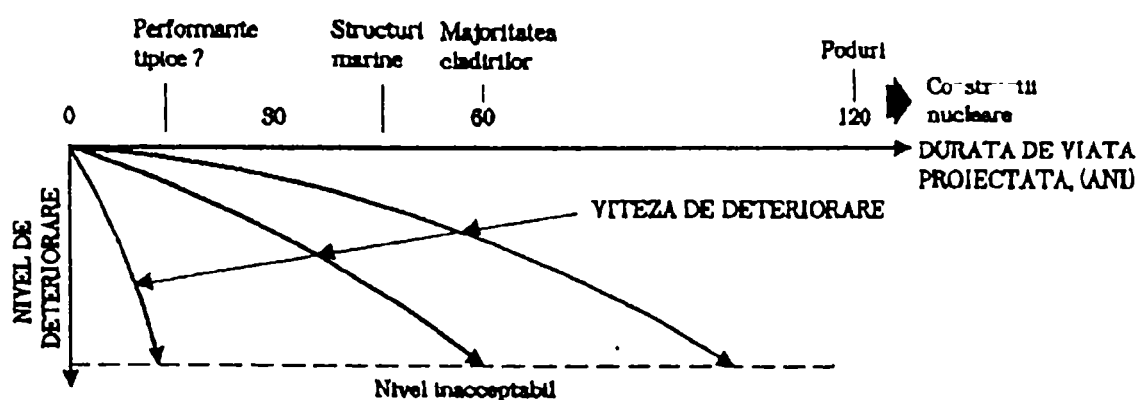


Figura 1.10. Durata de viață proiectată pentru diferite structuri

Posibilitățile ca betonul să satisfacă aceste durate de viață proiectate sunt diverse. Considerarea acestui concept conduce la modelul operațional de și de proiectare care indică calea optimă de a beneficia de cea mai eficientă construcție din punct de vedere economic, așa cum se prezintă în Figura 1.11. [10]:

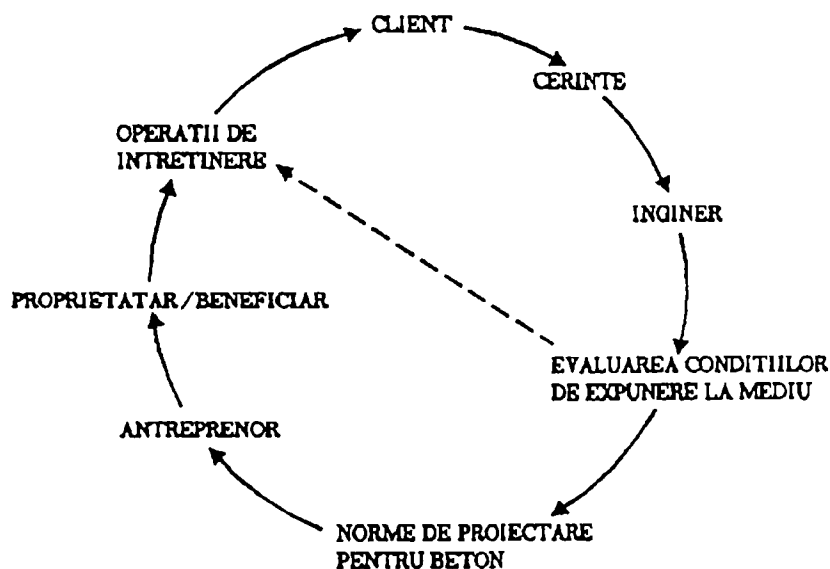


Figura 1.11. Modelul operațional și de proiectare pentru structuri durabile.

Dacă oricare dintre părțile "cercului" lipsește atunci, fie durata de viață proiectată nu se va atinge, fie betonul nu va fi exploatat economic. Pentru ca acest cerc să fie complet este necesar ca beneficiarul să-și definească adecvat cerințele, și asigurarea unui control simplu și sigur al calității privind durabilitatea.

Betonul poate fi produs într-o largă varietate de forme, cu rezistențe ajungând la 150 daN/mm² și densități de la 500 la 4000 kg/m³. Indiferent de betonul folosit, atunci când se are în vedere durabilitatea se poate considera că există, în esență, 5 opțiuni principale de protejare prin realizarea:

- betoanelor obișnuite;
- betoanelor superioare;
- betoanelor căptușite;
- betoanelor cu armături căptușite;
- betoanelor eficiente.

Betonul obișnuit este produs conform normelor uzuale și, probabil, va necesita lucrări de reparație și întreținere periodice pentru restabilirea funcționalității, așa cum se arată în Figura 1.12. [39]:

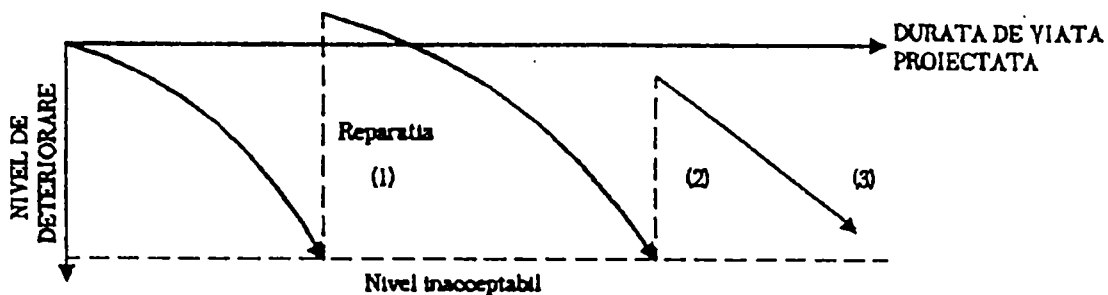


Figura 1.12. Durata de serviciu pentru betoane obișnuite

Betonul obișnuit este adeseori afectat de practica defectuoasă de pe șantier și deci este improbabil că va satisface cerințele privind durata de viață proiectată fără măsuri și cheltuieli adiționale.

Betonul superior este produs conform normelor curente, satisface cerințele de durabilitate și într-o măsură excesivă cerințele structurale. Acest beton poate fi obținut prin folosirea unui conținut de ciment ridicat ($> 400 \text{ kg/m}^3$) și a unui raport scăzut apă-ciment ($< 0,4$). Funcție de modul de punere în operă, este probabilă realizarea unor rezistențe la compresiune in-situ mai mari de 50 N/mm^2 . Pot apărea probleme datorită căldurii de hidratare degajate asociată conținutului mare de ciment.

Betonul căptușit este proiectat pentru a satisface cerințele structurale, apoi fiind protejat prin căptușire pentru a furniza durabilitatea adecvată. În ultimii 5 ani sistemele de căptușire penetrante pe baza de silani și siloxani au fost privite pe plan mondial ca una dintre posibilele soluții ale problemei de coroziune a armăturilor. Oricum, există semne de întrebare privitor la longevitatea sistemelor de căptușire, costurile lor și performanțele betoanelor recăptușite. Este de asemenea dificil de apreciat, în cazul structurilor căptușite în întregime, pe ce adâncime apare o rezistență continuă la atacul consecutiv al substanțelor agresive.

Betonul cu armături căptușite este proiectat pentru a satisface cerințele structurale și este utilizat numai în mediile în care este necesară protecția armăturilor împotriva coroziunii. În

contrast cu soluția precedentă armăturile sunt căptușite, spre exemplu cu zinc sau rășini epoxidice aderente prin fuziune. Controlul atent care poate fi exercitat pe timpul realizării armăturilor căptușite oferă o încredere mai solidă în performanțele betonului armat. Totuși, astfel de armături sunt scumpe, de aici atenția cu care trebuie mânuite și puse în operă. Orice deteriorare a lor poate să nu fie detectată ceea ce duce la posibilitatea coroziunii locale puternice. Trebuie rezolvate și întrebările referitoare la aderența dintre armături și beton.

Betonul eficient este realizat conform prescripțiilor cele mai moderne, utilizându-se complet potențialul materialelor componente prin îmbunătățirea construcției, calității muncii pe șantier și a practicilor de punere în operă ale betonului. Un astfel de beton nu necesită considerații speciale în afara exploatării complete a potențialului materialelor existente. Astfel, pentru realizarea betonului eficient se vor utiliza aditivii chimici și materialele înlocuitoare a cimentului împreună cu folosirea membranelor de protecție eficiente. Betonul eficient va fi ieftin luând în considerare costul pe întreaga durată de viață a construcției în comparație cu celelalte opțiuni de betoane, iar pentru realizarea lui vor fi necesare doar îmbunătățiri și schimbări nu deosebite ale practicii curente de construcții.

Opțiunile prezentate pentru realizarea unor structuri de beton armat durabile trebuie avute în vedere în fazele de proiectare, execuție și apoi întreținere a construcțiilor.

1.5.1. Măsuri de protecție luate prin proiectare

În general normele de proiectare se referă la problemele de durabilitate a structurilor de beton armat prin indicarea acoperirii minime de beton a armăturilor. Astfel standardul românesc STAS 10107/0-90 [40] are prevederi în acest sens, precum și normele europene, standardul britanic BS 8110 [41], codurile europene comune de proiectare pentru structuri de beton EUROCODE 2 [42].

Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor se diferențiază pentru structuri de beton armat sau precomprimat, și funcție de clasa de expunere la condiții de mediu înconjurător. În general, aceste condiții sunt clasificate, într-o primă fază, funcție de acțiunea sau nu a sărurilor. În mediile fără acțiunea sărurilor stratul minim de acoperire cu beton a armăturilor crește de la elementele situate în medii protejate de acțiuni agresive la cele supuse umidității mărite, umezirii repetate sau înghețului-dezghetului. De asemenea și în mediile în care acționează sărurile se face o diferențiere funcție de agresivitatea acestora: îngheț-dezghet, apa de mare, substanțe acide.

Clase de expunere

Normativul European EC 2 și NE 012/99 face o clasificare a structurilor de beton, beton armat și beton precomprimat la condițiile factorilor distructivi din mediul înconjurător, împărțindu-le în 5 clase de expunere. Clasificarea se referă la cele mai multe dintre structurile de beton care urmează a fi proiectate în concordanță cu prevederile din Eurocodul EC2. În tabelul 1.2. sunt prezentate clasele de expunere după Eurocodul EC 2

Câteva remarci suplimentare sunt necesare:

Tabelul 1. 2. Clasele de expunere în funcție de condițiile mediului ambiant

Clasa de expunere <i>Exposure class</i>		Exemple de conditii ale mediului ambiant <i>Examples of environmental conditions</i>
1 mediu inconjurator uscat <i>dry environment</i>		interiorul constructiilor de locuit si birourilor ⁽¹⁾ <i>interior of buildings for normal habitation of officers.</i>
2 mediu inconjurator umed <i>humid environment</i>	a fara inghet <i>without frost</i>	-interiorul constructiilor unde umiditatea este ridicata (exemplu: spalatorii) <i>interior of buildings where humidity is high (e.g. laundrees);</i> -elemente exterioare; <i>exterior components</i> -elemente in terenuri neagresive si/sau apa; <i>components in non aggressive soil and/or water</i>
	b cu inghet <i>with frost</i>	-elemente exterioare expuse la inghet; <i>exterior components exposed to frost</i> -elemente in terenuri neagresive si/sau in apa, expuse la inghet; <i>components in non aggressive soil and/or water and exposed to frost;</i> -elemente interioare unde umiditatea este ridicata si expuse la inghet; <i>interior components when the humidity is high and exposed to frost</i>
3 mediu inconjurator umed cu inghet si saruri antigelive <i>humid environment with frost and deicing salts</i>		-elemente interioare si exterioare, expuse la inghet (parti) si la agenti antigelivi <i>interior and exterior components exposed to frost and de-icing agents</i>
4 mediu marin <i>sea water environment</i>	a fara inghet <i>without frost</i>	-elemente complet sau partial aflate in apa de mare sau in zona de stropire cu apa de mare; <i>components completely or partially submerged in sea water, or in the splash zone</i> -elemente in aer saturat cu saruri (zona de coasta) <i>components in salt saturated air (coastal area)</i>
	b cu inghet <i>with frost</i>	-elemente aflate partial in apa de mare sau in zona cu stropire cu apa de mare si supuse la inghet; <i>components partially submerged in sea water or in the splash zone and exposed to frost</i> -parti aflate in aer salin si expuse la inghet <i>components in saturated salt air and exposed to frost</i>
Clasele exemplificate pot exista singure sau in combinatie cu clasele de mai jos: <i>The following classes may occur alone or in combination with the above classes:</i>		
5 ⁽²⁾ mediu ambiant chimic agresiv <i>aggressive chemical environment</i>	a	-mediu ambiant chimic, cu mica agresivitate (gaz, lichid sau solid); <i>slightly aggressive chemical environment (gas, liquid or solid)</i> -atmosfera industriala agresiva <i>aggressive industrial atmosfere</i>
	b	-mediu ambiant chimic cu agresivitate moderata (gaz, lichid sau solid) <i>moderately aggressive chemical environment (gas, liquid or solid)</i>
	c	-mediu ambiant chimic cu agresivitate ridicata (gaz, lichid sau solid) <i>highly aggressive chemical environment (gas, liquid or solid).</i>

(1) Aceasta clasa de expunere este valida numai atat timp cat structura sau unele componente ale ei sunt expuse la conditii mai severe, pentru o perioada mai lunga de timp

This exposure class is valid only as long as during construction the structure or some of its components is not exposed to more severe conditions over a prolonged period of time

(2) Mediile ambiante chimice agresive sunt clasificate in ISO/DP 9690: Sa-A1G, A1L, A1S; Sb-A2G, A2L, A2S; Sc-A3G, A3L, A3S

Clasa 1 se referă la elementele de beton din interiorul construcțiilor frecvent folosite. Această clasă este valabilă numai dacă, pe perioada de realizare a construcțiilor, acestea nu sunt supuse la condiții mai severe de expunere pe o perioadă mai lungă de timp. Trecerea într-o clasă de expunere mai severă se face numai în cazuri speciale cum ar fi: prezența unor concentrații de cloruri care se acumulează pe elementele construcției în timpul execuției; acțiunea înghețului-dezghetului pe durata realizării structurii. Prin aceasta se evită apariția anumitor degradări ale unor elemente sau părți componente ale construcțiilor executate în termene obișnuite, dar ele devin deosebit de importante pentru clădirile lăsate în "conservare" din diverse motive.

Clasa 2 la această clasă nu sunt necesare remarci suplimentare celor cuprinse în tab.1.2.

Clasa 3 trebuie să ia în considerare, cu multă grijă, unele date suplimentare privind acțiunile specifice ale agenților din mediul înconjurător asupra unor zone locale ale elementelor cum sunt: concentrația de umiditate, umeziri și uscări în cicluri cu apă sărată, zone de vapori cu sare. Aceste acțiuni din mediu vor crea zone cu condiții foarte agresive care necesită măsuri suplimentare de protecție.

Clasa 4 diferențele dintre clasele 3 și 4b este mică și acțiunea ciclică de umezire și uscare reprezintă situațiile cele mai severe. Proiectarea în condiții normale nu poate să asigure o durată de serviciu foarte lungă. În astfel de situații protecții suplimentare apar ca necesare.

Clasa 5 această clasă se referă la agresivitatea chimică asupra betonului și nu se referă la atacul chimic asupra armăturilor sau asupra altor elemente metalice înglobate în beton. Cerințele privind durabilitatea betonului în concordanță cu normele europene ENV 2006 pentru betonul proaspăt cât și pentru betonul întărit sunt prezentate în tabelul 1.3. [42].

Aceste cerințe se referă la raportul maxim apă-ciment, dozajul minim de ciment, etc, toate exprimate funcție de clasele de expunere la condițiile de mediu. În acest tabel este prezentată și grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor.

Tabelul 1.3. Cerințe impuse de durabilitate

Cerințe <i>Requirements</i>			Clasele de expunere <i>Exposure class</i>								
			1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c
(A/C) _{max} ptr: w/c	Beton simplu <i>P.C</i>	-	0.70								
	Beton armat <i>P.C</i>	0.65	0.60	0.55	0.50	0.55	0.50	0.55	0.50	0.45	
	Beton precomprimat <i>Pr.C</i>	0.6	0.60								
C _{min} , kg/m ³ min. cement	Beton simplu <i>P.C</i>	150	200	200	-	-	-	200	-	-	
	Beton armat <i>R.C.</i>	260	280	280	300	300	300	280	300	300	
	Beton precompr. <i>Pr.C</i>	300	300	300				300			
% Aer ptr. d _{max} : air content	32 mm	-	-	4	4	-	4	-	-	-	
	16 mm	-	-	5	5	-	5	-	-	-	
	8 mm	-	-	6	6	-	6	-	-	-	
Agregate rezistente la îngheț <i>Frost resistant aggregates</i>		-	-	da	da	-	da	-	-	-	
Beton impermeabil ISO 7031 <i>Impermeable concrete</i>		-	-	da	da	da	da	da	da	da	
Tipul cimentului pentru beton simplu și armat <i>Types of cement for plain and reinforced concrete</i>		Norme nationale <i>National norms</i>					Ciment rezistent la sulfati cu conținut de (<i>sulphate resisting</i>) >500 mg/kg în apă >3000 mg/kg în sol				
Acoperire minima (<i>cover</i>)	Beton armat	15	20	25	40	40	40	25	30	40	
	Beton precomprimat	25	30	35	50	50	50	35	40	50	

Note: P.C.-Plain Concrete; R.C.-Reinforced Concrete; Pr.C.-Prestressed concrete; da=yes

În figura 1.13. sunt prezentate cerințele conform standardului britanic BS 8110 [41]

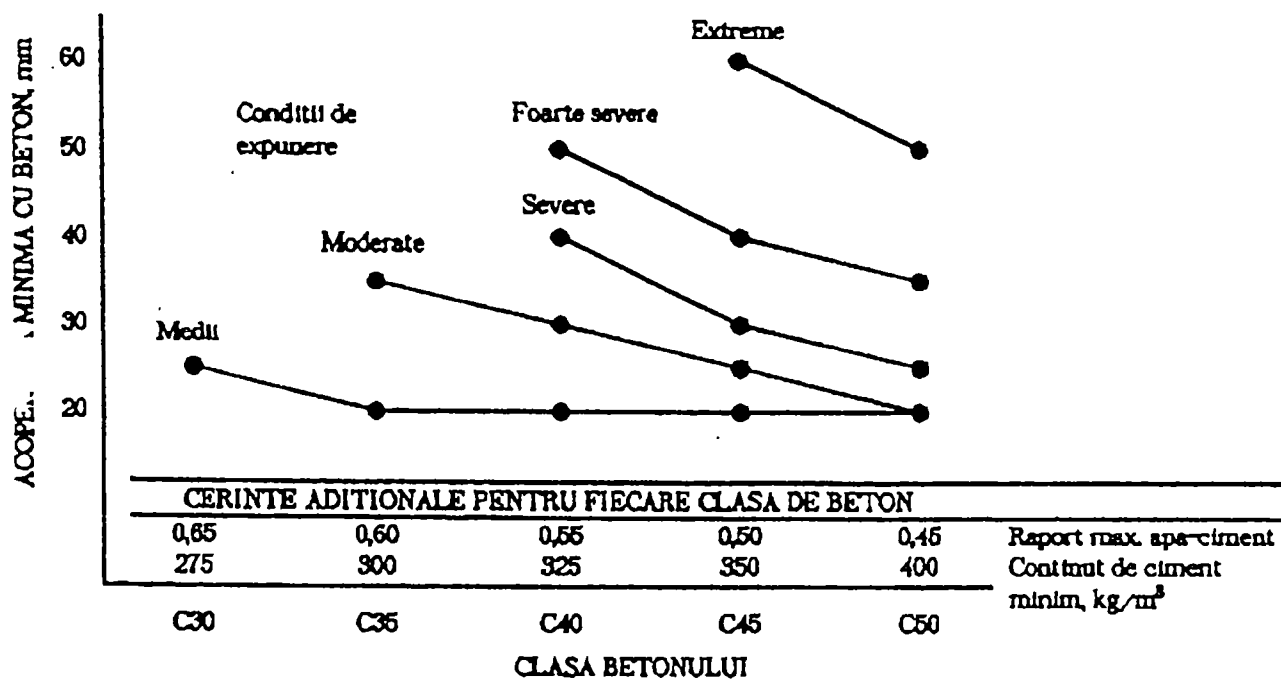


Figura 1.13. Cerințele de durabilitate conform standardului britanic BS 8110.

În același standard sunt de asemenea recomandate o serie de perioade minime de tratare

și protejare a betonului după punerea în operă, perioade diferențiate pe tipuri de betoane și condiții ambientale (umiditate, existența sau nu a protecției față de soare și vânt). Perioadele de tratare și protecție a betonului variază până la 10 zile și pot fi asigurate prin:

- 1) menținerea cofrajelor în pozițiile de turnare;
- 2) acoperirea suprafețelor betonului cu folii impermeabile;
- 3) aplicarea unei membrane de protecție;
- 4) aplicarea unui material absorbant de umiditate;
- 5) continua sau frecvența stropire cu apă.

Prescripțiile date de diferitele standarde în vigoare prezintă totuși numeroase limitări și deficiențe în asigurarea durabilității. Astfel standardul european EUROCODE 2 împreună cu ENV 206 nu țin cont foarte exact de problemele ce pot apărea datorită carbonatării și coroziunii armăturilor. În acest scop ele vor fi îmbunătățite în urma cercetărilor, una dintre soluții fiind detalierea mai adâncă a claselor de expunere la condițiile de mediu. Aceleași deficiențe le prezintă și standardul britanic BS 8110 în privința problemelor deosebite de durabilitate din mediile salin. De asemenea, nu este cuantificată eficiența metodelor de tratare și protecție a betonului după punerea sa în operă.

1.5.2. Măsuri de protecție luate prin execuție

Există în prezent, așa cum s-a mai arătat până acum, un număr mare de opțiuni pentru îmbunătățirea performanțelor de durabilitate, opțiuni care pot fi folosite singure sau în combinații. Adoptarea lor în diferite situații particulare depinde de câțiva factori care includ: ușurința de aplicare, eficiența în relație cu riscul de deteriorare care apare pe durata de viață a construcției, dacă sistemul poate fi aplicat retroactiv și de asemenea costul și ușurința realizării întreținerilor viitoare.

În execuție, soluțiile problemelor de durabilitate sunt multiple. Una dintre soluții o reprezintă realizarea unor structuri de beton armat de înaltă calitate. Principalii factori în acest sens ar fi: stabilirea și realizarea acoperirii optime cu beton a armăturilor; selectarea și dozarea constituenților betoanelor (cimenturile și înlocuitorii acestora, calitatea și porozitatea agregatelor, raportul apă-ciment, aditivii); tehnicile de vibrare pentru furnizarea compactității maxime; sporuri de calitate și rezistență realizate prin folosirea elementelor prefabricate; metode de tratare și protejare a betonului după punerea în operă, pentru optimizarea hidratării cimentului și reducerea contracțiilor, fisurilor și micro-fisurilor datorate uscării; cerințele de răcire a masei betonului pentru prevenirea fisurilor din expansiunea termică.

Utilizarea materialelor înlocuitoare ale cimenturilor, cum sunt cenușa de termocentrală și zgura granulată de furnal și un raport foarte scăzut apă-ciment (0,35-0,40) duc la obținerea betoanelor cu permeabilitate redusă și rezistente la difuzia ionilor.

O altă soluție o reprezintă acoperirile și căptușirile de protecție a suprafeței betonului, soluție care poate fi aplicată de la început în execuția construcțiilor noi sau în timp pentru realizarea lucrărilor de întreținere la construcțiile existente și remediere a construcțiilor deteriorate datorită posibilelor probleme de durabilitate. O largă gamă de tipuri de căptușiri sunt disponibile la ora actuală pentru a furniza protecție împotriva pătrunderii clorurilor și sulfatilor, carbonatarea acidă și alte atacuri chimice agresive, îngheț-dezgheț și abraziune.

O soluție des folosită pentru acoperiri și căptușiri de protecție o reprezintă finisajele pe bază de ciment. Aceste sisteme sunt folosite, în general, pentru aspectul estetic plăcut și uneori furnizează și protecția elementelor din beton. Cele mai utilizate soluții de acest gen sunt materialele cu proprietăți modificate datorită polimerilor, rezultatul fiind un finisaj comparativ mai ieftin, cu o durabilitate rezonabilă combinată cu capacitatea de a adera la suprafețe umede. Probleme apar când se folosesc polimerii foarte ieftini cum ar fi poliacetatul de vinil care nu este suficient de rezistent. Cu aceste materiale, degradarea acoperirilor poate fi extrem de rapidă. Recent s-a dezvoltat utilizarea rășinilor acrilice foarte flexibile care împreună cu cimenturile dau un produs cu un grad de flexibilitate suficient pentru urmărirea deformațiilor și deplasărilor din fisurile fine existente în beton. S-au propus în ultimul timp ca soluții pentru bariere contra clorurilor și dioxidului de carbon, finisaje care conțin "materiale care dezvoltă cristale" care se presupun că migrează în porii substratului de beton și cristalizează blocând acești pori [45]. Totuși există rezerve asupra performanțelor acestor materiale.

Rezolvarea problemelor de durabilitate și în special a celor de coroziune a armăturilor se poate face prin protejarea specială a acestora.

Una dintre soluțiile de protecție o reprezintă armăturile căptușite cu rășini epoxidice, legătura între cele două materiale făcându-se prin fuziune. Aplicarea acestui procedeu este esențial controlat prin operațiile din fabrici specializate. Este necesară decontaminarea armăturilor și curățarea lor. Următorul pas în proces este încălzirea uniformă a barelor la o temperatură în jurul a 230°C. Odată încălzite barele sunt trecute printr-o mașină care realizează acoperirea cu rășină epoxidică, apoi aceasta fiind tratată prin reîncălzire.

Până în prezent principala tehnică pentru aplicarea căptușirilor armăturilor a fost stropirea electrostatică a barelor drepte, urmată de tratarea stratului de protecție și fasonarea barelor la forma dorită.

O alternativă la acest procedeu o reprezintă realizarea căptușirii armăturilor prin

scufundarea acestora într-un pat fluid de rășină epoxidică, procedeu mai avantajos deoarece: carcase complexe de armături prefabricate în orice formă pot fi căptușite; nu mai este necesară fasonarea armăturilor căptușite și se evită astfel potențialele suprafețe deficitare căptușite în zonele îndoiturilor; pot fi asigurate straturi de căptușire mai groase ceea ce va îmbunătăți rezistența chimică și electrică a oțelului. Deci prin această metodă se realizează o căptușire mai groasă și mai durabilă comparativ cu prima metodă.

Folosirea armăturilor protejate prin căptușire va duce la unele reduceri ale aderenței la beton, la creșterea deschiderii fisurilor și mărimii săgeților. Aceste aspecte trebuie luate în considerare la proiectarea structurilor și în special la prevederea detaliilor de execuție.

Ca armătură pentru betoane expuse în medii marine sau puternic corozive se pot folosi un nou tip de bare, realizate din fibre de sticlă înglobate în materiale plastice [48]. Aceste armături sunt rezistente la coroziune și au o bună comportare mecanică. Pentru a utiliza complet potențialul de rezistență la întindere a acestor armături, ele trebuie bine înglobate și ancorate în beton. În acest scop normele obișnuite de proiectare nu sunt adecvate, fiind necesare specificații noi care să țină seama de modulul de elasticitate și modul de deformare al fibrelor de sticlă.

În cazul betoanelor armate, susceptibile de a fi afectate pe suprafețe mari prin pătrunderea ionilor de clor, se propune protejarea catodică a acestora, soluție care duce la evitarea reparațiilor la scară largă sau completa înlocuire a unor elemente de construcție. Pentru aplicarea efectivă a procedurii de protecție catodică trebuie asigurate condiții electrolitice uniforme în și împrejurul betonului. Structurile subterane și în special conductele și tunelurile sunt indicate de a fi protejate catodic.

Prin folosirea unor aditivi speciali la prepararea betoanelor este, de asemenea, posibilă asigurarea unei durabilități superioare.

Astfel de aditivi sunt cei care inhibă coroziunea armăturilor din beton, protecția realizându-se prin dezvoltarea unei reacții de oxidare între ionii de nitrați și oțel rezultând regenerarea sau îngroșarea filmului pasiv. Aceste produse nu sunt indicate la structuri supuse la acțiunea ionilor de clor sau la diferențe de presiuni.

Se folosesc în practica preparării betoanelor și aditivii reducători de permeabilitate, a căror componenți principali sunt emulsiile bituminoase și stearați de amoniu. Acești ultimi componenți reacționează cu hidroxidul de calciu formând stearați de calciu care precipită pe suprafața interioară a vaselor capilare, rezultă o căptușire impermeabilă a suprafeței betonului. Câmpul electric creat de stearați are un efect de respingere a moleculelor de apă în loc ca acestea să fie atrase prin tensiune capilară. Globulele din emulsiile bituminoase rămân în porii capilari blocând pătrunderea apei în masa de beton.

1.5.3. Măsuri de protecție luate prin întreținere

Practica actuală a construcțiilor de beton armat a scos în evidență apariția deteriorărilor la structurile existente și necesitatea remedierii urgente a acestora.

Este recunoscut faptul că durata de serviciu a structurilor este limitată. Problemele de durabilitate au început să apară relativ târziu, din această cauză normele de proiectare nefiind complete în privința prescripțiilor pentru asigurarea atingerii duratei de viață proiectate, fapt scos în evidență la punctul 5.1. De aceea trebuie, ca cei ce au în exploatare construcții, să recurgă la măsuri suplimentare pentru protecția lor, aceasta în urma unei evaluări a condițiilor de expunere la factorii de mediu înconjurător, a eventualelor degradări structurale, după care trebuie efectuată întreținerea, repararea, remedierea acestor construcții.

CAPITOLUL 2.

TEORII REFERITOARE LA COROZIUNEA ARMĂTURILOR ÎN ELEMENTELE DE BETON ARMAT

2.1. GENERALITĂȚI

În condiții normale, armătura de oțel este protejată în beton împotriva coroziunii prin pasivitate. Alcalinitatea betonului, caracterizată printr-o valoare $\text{pH} > 12,5$ a apei din pori, favorizează formarea pe suprafața armăturii a unui strat microscopic de oxid, așa-numitul strat pasiv. Acesta împiedică dizolvarea fierului, și coroziunea oțelului imposibilă, chiar dacă sunt întrunite condiții de producere a coroziunii (prezența umezelii și a oxigenului).

Alcalinitatea betonului poate fi redusă local datorită:

- carbonatării;
- acțiunii ionilor de clor;
- dizolvării și antrenării alcaliilor de către apa care străbate betonul.

Dacă valoarea pH scade sub 9 în dreptul armăturii sau în cazul în care concentrația ionilor de clor depășește valoarea critică, filmul pasiv se dizolvă și protecția anticorozivă se pierde. În consecință, coroziunea oțelului este posibilă dacă există suficientă umezeală și oxigen. Acesta este cazul structurilor în aer liber.

Efectele procesului de coroziune a armăturii înglobate în beton constau în:

- reducerea secțiunii transversale a armăturii;
- despicarea stratului de acoperire cu beton a armăturii.

Parametrii principali care influențează protecția armăturii în beton pot fi rezumați astfel:

- grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturii;
- permeabilitatea betonului din stratul de acoperire;
- dozajul de ciment;
- tipul cimentului;
- condițiile de mediu ambiant.

2.2. VITEZA FENOMENELOR DE COROZIUNE A METALELOR

Metalele se distrug în timp, în principal, datorită fenomenului de coroziune, deci este interesant de cunoscut viteza de coroziune a metalelor. Aceasta este în funcție de modul de creștere a peliculei rezultate în urma coroziunii, care depinde de natura metalului. Astfel, dacă această peliculă este poroasă și agentul coroziv poate pătrunde, atunci coroziunea continuă liniar în funcție de timp (Figura 2.1. curba a) [53].

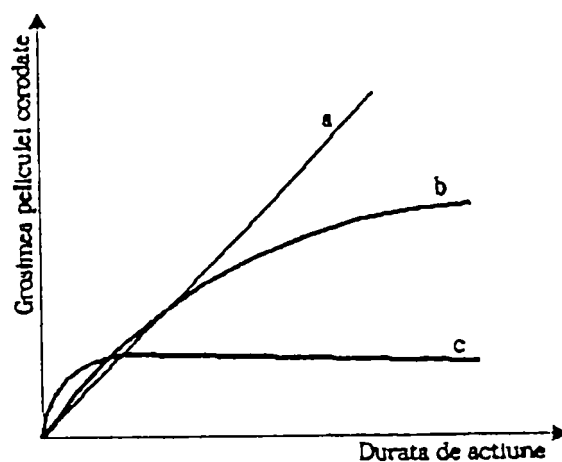


Figura 2.1. Corelația dintre grosimea peliculei corodate și durata de acțiune a agentului agresiv

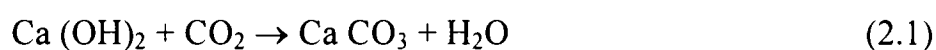
În cazul în care pelicula de produse de reacție este compactă iar agentul agresiv nu poate difuza prin ea, atunci procesul de coroziune este foarte lent sau chiar se oprește, așa cum este ilustrat în Figura 2.1. curba b și respectiv curba c; în ambele situații volumul produselor de oxidare este mai mare decât volumul metalului de origine. Continuarea proceselor de coroziune, în aceste cazuri, este cauzată de desprinderea peliculei compacte formate. Curbele din Figura 2.1. pot fi descrise prin legi analitice de variație în timp a coroziunii.

Din cele prezentate în Figura 2.1. se constată că în timp ce la elementele de aluminiu primul strat de oxid format se transformă în strat protector, la construcțiile de oțel (partea preponderentă este Fe) procesul de coroziune este continuu, întrucât pe măsură ce se formează rugina, aceasta se desprinde și cade, rămânând astfel suprafețe expuse.

2.3. COROZIUNEA ARMĂTURILOR DIN BETON

Coroziunea armăturilor din beton, în condiții normale de exploatare, se poate produce datorită acțiunilor agresive din mediul exterior care pătrund prin stratul de protecție (acoperirea cu beton) creând în lungul barelor un potențial electric diferențiat; se va produce, în prezența apei și oxigenului o coroziune electro-chimică a barelor de oțel. Factorii din mediu care produc fenomenul de coroziune a armăturilor din beton sunt: bioxidul de carbon care produce carbonatarea betonului din jurul barelor de armătură; clorurile care dau ionii de clor ce pătrund până la barele de armătură.

Carbonatarea betonului din jurul barelor de armătură se produce prin acțiunea bioxidului de carbon asupra hidroxidului de calciu din piatra de ciment conform reacției:



Rezultatul acestei reacții este o micșorare a alcalinității betonului, caracterul pasiv al barelor nemaiputând fi păstrat, astfel încât coroziunea electrochimică a barelor de oțel e posibilă.

Ionii de clor ajunși până la barele de armătură au rol identic: se înlătură caracterul pasiv al barelor în procesul electrochimic de coroziune.

Mecanismul coroziunii armăturilor în beton poate fi separat, la fel cu celelalte arătate la coroziunea metalelor, în două procese: cel anodic și cel catodic.

Procesul anodic constă în eliberarea de electroni, după relația:



Procesul catodic se produce prin combinarea surplusului de electroni cu apa și oxigenul, rezultând ionul de hidroxil :



După câteva faze intermediare, ionii de metal și cei de hidroxil se vor combina rezultând Fe_2O_3 , care reprezintă rugină. Se constată că pentru formarea ruginii este consumat

numai oxigenul, care pătrunde spre armături prin difuzie prin stratul de acoperire; apa este necesară numai ca soluție de electrolit. Din cele prezentate rezultă că procesul de coroziune nu se produce în : beton fără umiditate (uscat), procesul electrolitic fiind împiedicat; beton saturat cu apă, lipsind oxigenul.

Coroziunea armăturilor din beton este însoțită de o mărire a volumului acestora, ceea ce conduce la apariția unor fisuri paralele cu barele de oțel; se poate produce și o desprindere a stratului de beton de acoperire datorită creșterii volumului armăturilor corodate, iar în final o reducere sensibilă a ariilor secțiunilor transversale, ceea ce diminuează mult sau chiar total rezistența și rigiditatea acestora. Procesul de coroziune a armăturilor depinde și de posibilitatea de pătrundere a agenților din mediu la barele de oțel; în spații închise nu sunt condiții suficiente pentru producerea procesului de coroziune într-un ritm semnificativ; în spații deschise, mediul înconjurător oferă condiții suficiente pentru corodarea armăturilor din beton dacă elementul de beton armat nu este corect proiectat și executat în ceea ce privește protecția barelor de oțel.

Coroziunea armăturilor din beton, atât în cazul elementelor de beton armat, cât și al celor din beton precomprimat, reprezintă una dintre cauzele frecvente ale micșorării durabilității acestor elemente. Este bine știut faptul că la o structură corect proiectată și bine executată, problema coroziunii armăturii nu se pune; piatra de ciment, datorită caracterului său alcalin, asigură un grad de protecție ridicat împotriva coroziunii, iar un beton compact, cu grad de impermeabilitate înalt, reduce la minimum penetrația oxigenului, ionilor de clor și bioxidului de carbon, factori care produc și accelerează procesul de coroziune. Cu toate acestea, coroziunea armăturilor din elementele de beton se produce, aceasta ridicând numeroase probleme tehnice și economice.

Durata de exploatare a unui element din beton armat sau precomprimat poate fi pusă în evidență prin explicarea procesului de coroziune, care este apreciat a avea două perioade (fig.2.2.) [68].

- perioada de inițiere ce se datorește prezenței activatorilor procesului de coroziune care sunt ionii de clor (Cl^-) și bioxidul de carbon (CO_2);

- perioada de propagare a coroziunii în barele de oțel, care este pusă în evidență, experimental prin degajarea de oxigen la catod, temperatură, rezistivitatea betonului etc.

Durata de exploatare a unei structuri de beton armat este, în consecință, determinată de perioada de inițiere și de perioada în care procesul de coroziune a metalului (armăturilor) atinge un grad de distrugere care nu afectează siguranța minimă a construcției (fig.2.2.).

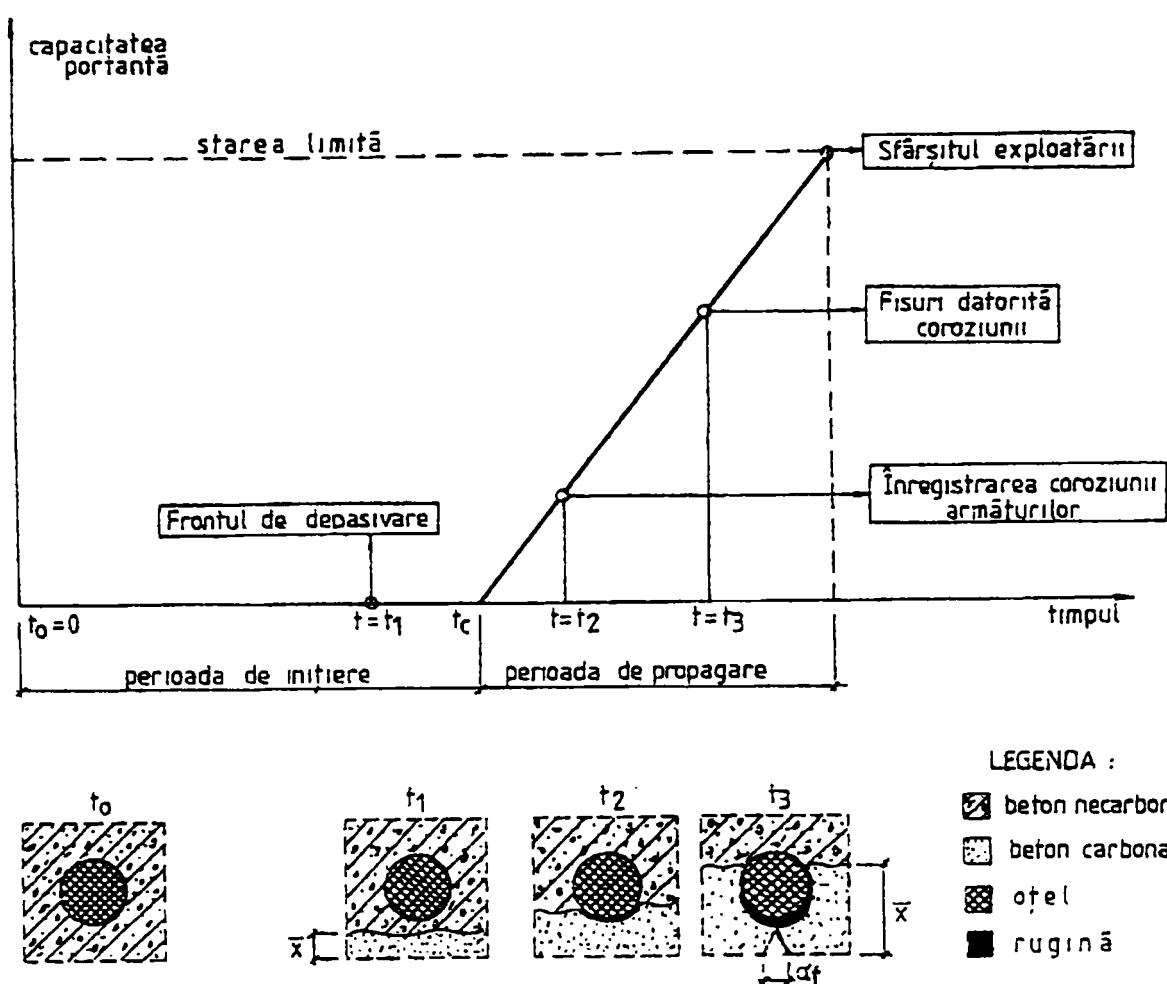


Figura 2.2. Schemă generală privind deteriorarea în timp a betonului armat.

Frontul de depasivare, datorat carbonatării betonului și/sau ionilor de clor se poate pune în evidență fie prin calcul fie prin determinări experimentale

Începutul coroziunii armăturilor are două momente distincte: cel teoretic când frontul de depasivare atinge armăturile (t_c în Fig.2.2.) și cel practic când coroziunea este pusă în evidență prin măsurători experimentale ($t = t_2$). Pentru stabilirea începutului coroziunii se folosesc metodele nedistructive: degajarea de oxigen la catod, temperatură, rezistivitatea betonului. Cea mai folosită metodă este "Procedeul cu măsurarea potențialului semi-celulei". Există, astăzi, mai multe tipuri de aparate bazate pe acest procedeu și care pot fi procurate și în țara noastră.

Determinarea acestui stadiu, relativ timpuriu, este deosebit de important întrucât costul reabilitării elementelor din beton armat este relativ redus. Împiedicarea, în continuare, a procesului de coroziune se poate face prin înlăturarea stratului de acoperire și înlocuirea lui cu un strat nou de beton care va asigura o nouă "perioada de inițiere" și deci prelungirea duratei de funcționare a construcției.

Fisurile datorită coroziunii sunt puse în evidență prin observațiile vizuale care se fac

în urma inspecțiilor tehnice. Momentul înregistrării acestora este foarte târziu, capacitatea portantă a elementului fiind puternic afectată. În aceste situații măsurile necesare sunt de consolidare și nu de remediere. Executarea unei simple remedieri, prin înlocuirea stratului de acoperire cu beton cu unul nou este insuficientă din două motive: o parte însemnată din secțiunea armăturilor este corodată și deci capacitatea portantă este afectată; partea "superioară" a armăturii rămâne depasivată și după înlocuirea stratului de acoperire cu un strat de beton. În aceste condiții sunt necesare metode de consolidare ale elementului prin care se vor folosi noi armături sau procedee cu profile metalice.

Perioada de inițiere poate fi stabilită prin calcule în funcție de penetrația ionilor de clor și de procesul de carbonatare a betonului.

Întrucât carbonatarea este factorul preponderent care conduce la producerea perioadei de inițiere a coroziunii, foarte mulți cercetători au abordat acest subiect, în continuare fiind prezentate câteva studii în această direcție.

Astfel adâncimea de carbonatare x , în mm, poate fi exprimată ca o funcție de timpul t (durata de acțiune), în anii [64]:

$$x^2 = a^2 \cdot t \quad (2.4)$$

în care a este un parametru depinzând de: permeabilitatea betonului care este funcție de raportul apă- ciment (A/C), dozajul de ciment, tipul cimentului, dimensiunile granulelor de agregat, modul de tratare a betonului, umiditate, conținutul de bioxid de carbon din aer.

După studiile lui De Sitter parametrul a se calculează cu formula:

$$a = \frac{46 \left(\frac{A}{C} \right) - 17,6}{2,7} R \cdot K, \quad (2.5)$$

în care:

R este un parametru care introduce influența cimentului și are următoarele valori $R = 1,0$ pentru ciment portland clasa A, $R = 0,6$ – portland clasa B, $R = 1,4$ pentru ciment portland cu 30-40% zgură de furnal, $R = 2,2$ pentru ciment portland cu 60% zgură;

K – introduce condițiile climatice, având valorile:

$K = 0,3$ pentru beton umed; $K = 0,5$ pentru condiții medii din exterior, $K = 0,7$ pentru condiții de protecție în exterior, $K = 1,0$ pentru păstrare în interior;

A/C – raportul apă-ciment, care nu va depăși valoarea 0,6.

Se precizează că relația (2.5) este o valoare medie. Adâncimea maximă de carbonatare este, în general, cu 5-10 mm mai mare, așa cum se indică în fig.2.3. De asemenea, procesul de carbonatare care se produce în timp este influențat de fenomenul continuu de întărire a betonului, de pori, de fisuri etc. Pe de altă parte, în aprecierea adâncimii de carbonatare x , trebuie luată în considerare influența fluctuației de carbonatare, care se introduce prin notația Δ și are o valoare medie de circa 5 mm. În consecință, relația (2.4), ținând seama și de (2.5), devine:

$$(x - \Delta)^2 = \left[\frac{46 \left(\frac{A}{C} \right) - 17,6}{2,7} R \cdot K \right]^2 t \quad (2.6)$$

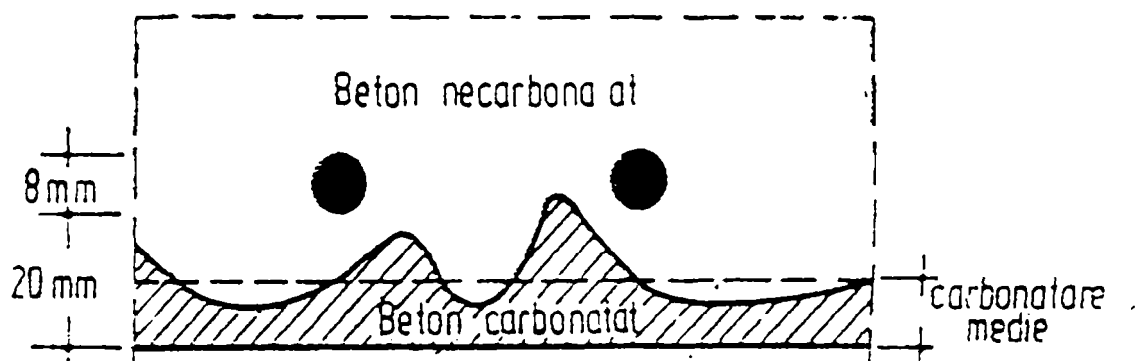


Figura 2.3. Schema mecanismului de carbonatare a betonului.

În cazul în care suprafața betonului este acoperită cu un strat protector impermeabil, cum ar fi foliile de policlorură de vinil sau vopsirea cu rășini expodice, atunci apare un timp suplimentar Δt , necesar pentru producerea carbonatării, care se exprimă prin relația:

$$\Delta t = \frac{(d - \Delta)s}{180f} \quad (2.7)$$

în care: s este grosimea acoperirii cu pelicula protectoare, în mm f – fracțiunea din suprafața neacoperită cu pelicula protectoare, care este apreciată a fi $f = 10^{-5}$. Este precizat însă, că în timp grosimea peliculei se reduce continuu fapt de care se ține seama, ceea ce conduce la reducerea sensibilă a timpului suplimentar Δt .

După CEB [68], adâncimea de carbonatare este definită de relația:

$$x = \sqrt[n]{Kt}, \quad (2.8)$$

în care: $n = 2$ pentru mediu uscat (interior); $n > 2$ pentru mediu cu umiditate schimbătoare (exterior);
 K – constantă depinzând de porozitatea betonului și puterea liantă;
 t – timpul.

La concluzii oarecum asemănătoare privind carbonatarea betonului a ajuns și "Grupul de cercetare privind durabilitatea" din R.P. Chineză [65]. Adâncimea de carbonatare x se exprimă în funcție de timpul t , prin formula :

$$x = \alpha \sqrt{t}, \quad (2.9)$$

în care α este coeficientul ratei de carbonatare care depinde, în condiții speciale, de raportul apă-ciment, tipul cimentului, calitatea betonului etc. Pentru punerea în evidență a coeficientului de carbonatare, autorii au efectuat cercetări de laborator, rezultatele fiind prezentate în tabelul 2.1.; determinările au fost făcute pe epruvete, păstrate în condiții naturale atmosferice timp de 5 ani, fiind calculat coeficientul ratei de carbonatare și stabilită, apoi adâncimea de carbonatare pentru un timp de menținere în atmosferă de 50 ani.

Tabelul 2.1. Coeficientul ratei de carbonatare [65]

Tipul de ciment Clasa betonului	Ciment obișnuit			Ciment cu zgură		
	C12/15	C16/20	C20/25	C12/15	C16/20	C20/25
Coeficientul ratei de carbonatare α	2,5	1,7	1,15	3,61	2,7	2,05
Adâncimea de carbonatare pentru 50 ani, mm	18,4	12,0	8,1	25,5	19,1	14,5

În tabelul 2.2. este prezentată rata de carbonatare, exprimată prin adâncimea de carbonatare, pentru două situații: \bar{x}_{50A} este adâncimea de carbonatare, estimată pentru păstrarea în condiții naturale timp de 50 ani; \bar{x}_{28z} este adâncimea de carbonatare realizată cu o concentrație de CO_2 de $(20 \pm 3)\%$, o umiditate relativă de $(70 \pm 5)\%$ o temperatură de $(20 \pm 5)^\circ C$ și o durată de menținere în aceste condiții de 28 zile. În afara factorilor de influență prezentați în tabelul 2.1. și 2.2., cercetătorii chinezi mai scot în evidență și următoarele: dacă umiditatea relativă a mediului este 90, 70 și 50% atunci rata de carbonatare este respectiv 0,6; 1,0 și 1,4; aditivul plastifiant lingo-sulfonat de calciu reduce rata de carbonatare cu

10...30%; acoperirea betonului cu emulsie de bitum micșorează substanțial rata de carbonatare.

Tabelul 2.2. Comparația dintre rata de carbonatare accelerată și naturală

Tipul de ciment	Ciment obișnuit			Ciment de zgură		
Raportul apă-ciment	0,42	0,48	0,55	0,42	0,48	0,55
\bar{x}_{50A} estimată pentru carbonatare naturală, mm	10,32	14,60	21,58	11,05	18,55	27,13
\bar{x}_{28Z} estimată pentru carbonatare accelerată, mm	5,80	8,41	12,59	13,15	19,80	25,80
$\beta = \bar{x}_{28Z}/\bar{x}_{50A}$	0,56	0,58	0,58	1,20	1,06	0,95

Kong ș.a. [67] au constatat că procesul de carbonatare se produce cu cea mai mare viteză la o umiditate de circa 60%; pentru un beton umed sau foarte uscat viteza de carbonatare se reduce considerabil.

O corelație de tipul (2.9) dintre adâncimea de carbonatare și timpul de expunere propun și cercetătorii japonezi, în care α depinde numai de raportul apă-ciment. Influența timpului de acțiune a carbonatării, a calității betonului și modului de păstrare asupra adâncimii de carbonatare sunt prezentate în fig. 2.4 și 2.5, date citate de Müller [66]; în diagrame s-au notat x_t – adâncimea de carbonatare la timpul t , x_∞ - adâncimea finală de carbonatare. Alte încercări, efectuate in situ de autorul citat, arată că adâncimea de carbonatare crește liniar cu timpul, până la vârsta de 80 de ani, datele obținute au însă împrăștieri foarte mari.

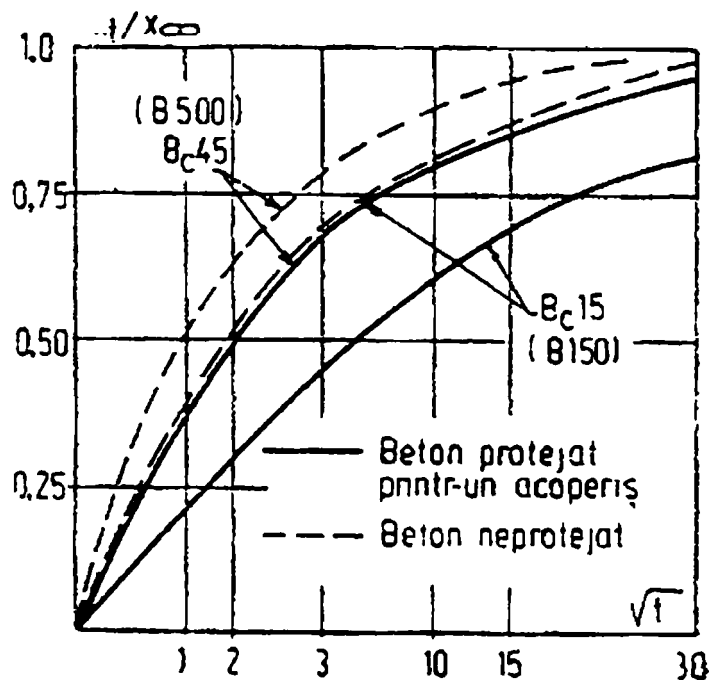


Figura 2.4. Corelația dintre adâncimea de carbonatare și timpul de expunere.

Câteva concluzii referitoare la stabilirea perioadei de inițiere, adică a fenomenului de

carbonatare, pe baza datelor prezentate, se impun ca necesare.

În ceea ce privește corelația adâncimea de carbonatare-durata fenomenului, în fig. 2.5. s-au trasat variațiile propuse de autorii citați, pentru următoarele date: ciment portland obișnuit, raportul apă-ciment egal cu 0,5 beton B300 care este păstrat în atmosferă, neprotejat cu o concentrație de 0,03% a bioxidului de carbon. Se apreciază că variația parabolică (rel.2.8 și 2.9) este cea mai corespunzătoare, variațiile propuse de Tuutti dând valori exagerat de mari pentru adâncimea, x , de carbonatare.

Influența calității betonului, exprimată prin marca betonului sau, indirect, prin raportul A/C în rel (2.5) este redată în fig.2.5., constatându-se că la betoane de calitate mai bună adâncimea de carbonatare scade; se apreciază că variația dată în [66] este mai corespunzătoare decât cea obținută de grupul privind durabilitatea din R.P. Chineză. În ceea ce privește influența raportului A/C din rel. (2.5) , se obțin următoarele valori ale adâncimii de carbonatare la o durată de exploatare de 50 de ani; la A/C = 0,4 (un beton de B500 cu ciment P45) rezultă $x = 1,05$ mm ; la A/C = 0,5 (B400), rezultă $x = 7,1$ cm ; la A/C = 0,6 (B300) rezultă $x = 13,1$ cm . Valorile au fost calculate cu $R = 1,0$ și $K = 0,5$ din rel (2.5). Se constată că aceste valori au o variație asemănătoare cu cele din tabelele 2.1 și 2.2 și fig. 2.5., dar se consideră că influența calității betonului este mai bine pusă în evidență de rezultatele prezentate de Müller.

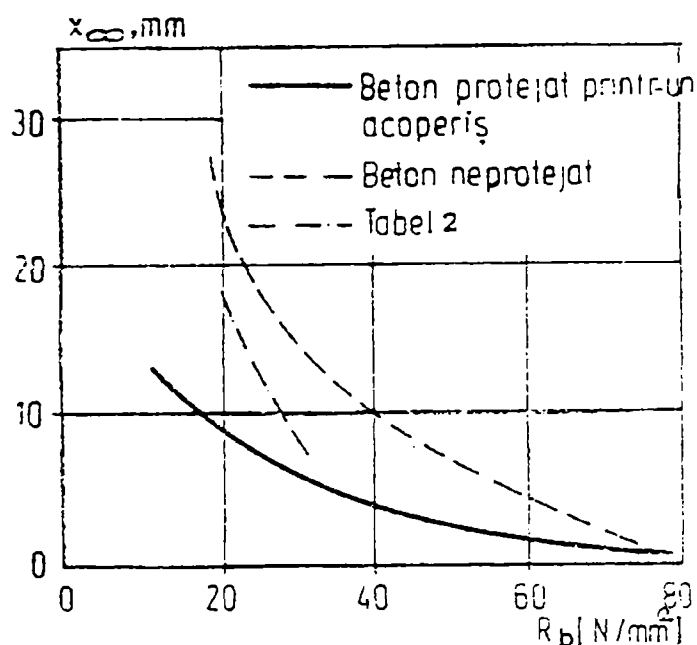


Figura 2.5. Corelația dintre adâncimea de carbonatare și rezistența betonului.

Tipul de ciment și mai cu seamă adaosurile active, cum sunt zgura și cenușa de termocentrală, influențează puternic adâncimea de carbonatare; adaosurile între 30 și 60 % de zgură de furnal conduc la creșterea adâncimii de carbonatare cu 40 ... 120%.

Protejarea betonului conduce, în mod evident, la micșorarea sensibilă a adâncimii de

carbonatare; la un beton acoperit sau din interior adâncimea carbonată este pe jumătate față de un beton neprotejat. Păstrarea betonului în condiții de umiditate ridicată conduce la micșorarea procesului de carbonatare, dar nu împiedică complet fenomenul (v. rel.2.5). Acoperirea betonului cu folii sau pelicule protectoare micșorează în mod substanțial procesul de carbonatare.

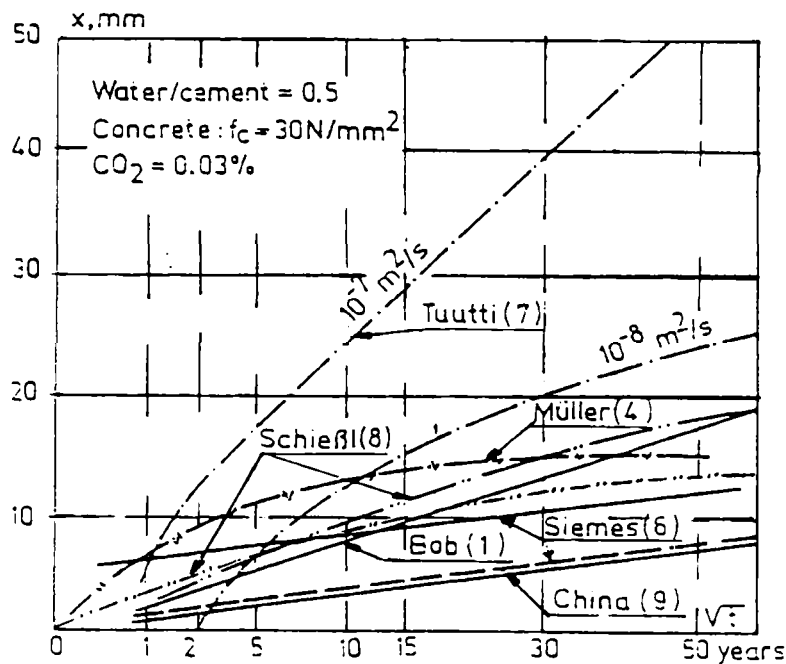


Figura 2.6. Corelația dintre adâncimea de carbonatare și durata fenomenului după diferite studii.

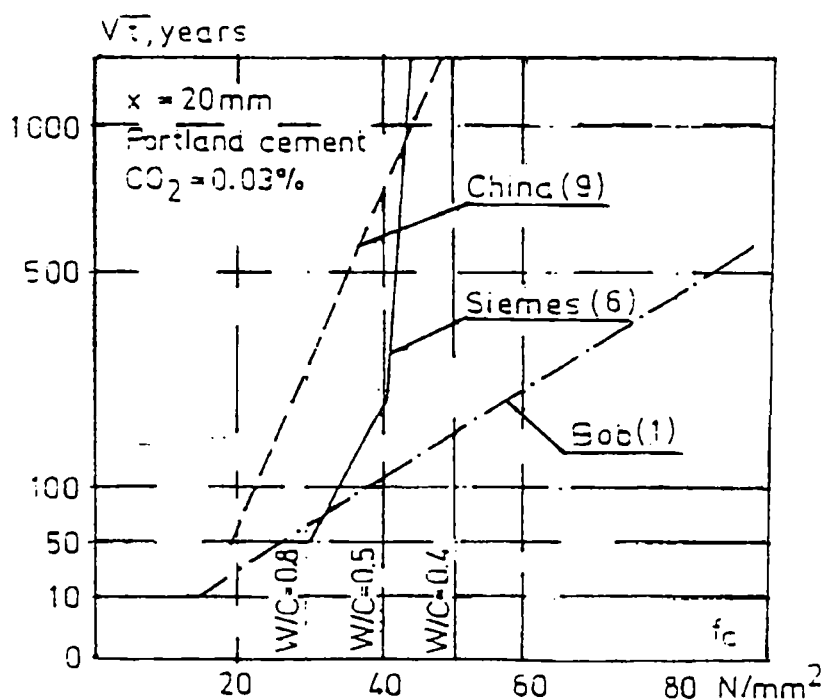


Figura 2.7. Corelația dintre durata de carbonatare și rezistența la compresiune a betonului.

Adâncimea de carbonatare, în timp este prezentată de Rostan (Davos 1992) în diagrama din fig.2.8.

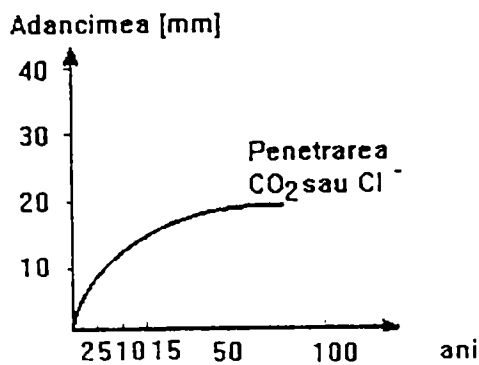


Figura 2.8. Corelația dintre adâncimea de carbonatare și durata de exploatare.

Un model complex de calcul pentru adâncimea de carbonatare prezintă și Papadakis și colaboratorii (1992) care se bazează pe masa de CO_2 , $Ca(OH)_2$ și CSH (silicat de calciu hidratat); relația de calcul a adâncimii de carbonatare x este [56]:

$$x = 0,35 \rho_c \frac{\left(\frac{A}{C} - 0,3\right)}{\left(1 + \frac{\rho_c A}{1000C}\right)} f(RH) \left(1 + \frac{\rho_c A}{1000C} + \frac{\rho_c A_g}{\rho_{ag} C} \cdot CO_2 \cdot \frac{22,4}{44} \cdot 10^6 \cdot t\right)^{1,2} \quad (2.10)$$

în care: A - conținutul de apă;

C - conținutul de ciment;

A_g - conținutul de agregate;

ρ_c - densitatea cimentului;

ρ_{ag} - densitatea agregatelor;

$f(RH)$ - factor de influență a umidității (0,4 pentru $RH=50\%$),

CO_2 conținutul de CO_2 în mg/m^3 în atmosferă;

t - durata de expunere în ani.

În ceea ce privește adâncimea de penetrare a ionilor de clor, x_{cl} Papadakis și colaboratorii prezintă relația [63]

$$x_{cl} = \left(\frac{2D_{e,cl} [Cl^-(aq)]_0 \cdot t}{[Cl^-(s)]_{sat}}\right)^{1/2} \quad (2.11)$$

în care: $[Cl^-(aq)]_0$ este concentrația de clor la suprafața betonului,

$[Cl^-(s)]_{sat}$ concentrația la saturație de Cl^- în faza solidă,

$$D_{e,cl} = 0,15 \frac{1 + \frac{\rho_c A}{C}}{1 + \frac{\rho_c A}{C} + \frac{\rho_c A_g}{\rho_{ag} C}} \left(\frac{\frac{\rho_c A}{C} - 0,85}{1 + \frac{\rho_c A}{C}}\right)^3 D_{cl^-, H_2O} \quad (2.12)$$

unde semnificația parametrilor lui $D_{e,cl}$ sunt cele arătate mai sus. $D_{e,cl}$ este difuzivitatea efectivă care are diferite valori pentru betoane. Spre exemplu la un beton de 14 luni cu un raport de $A/C = 0,6$ $D_{e,cl} = 18,7 \times 10^{12} \text{ m}^2/\text{s}$. Pentru cazul folosirii de NaCl, următoarele valori au fost obținute $[Cl^-]_{sat,ciment} = 410 \text{ mol/m}^3$ și $[Cl^-]_{sat,ag} = 200 \text{ mol/m}^3$.

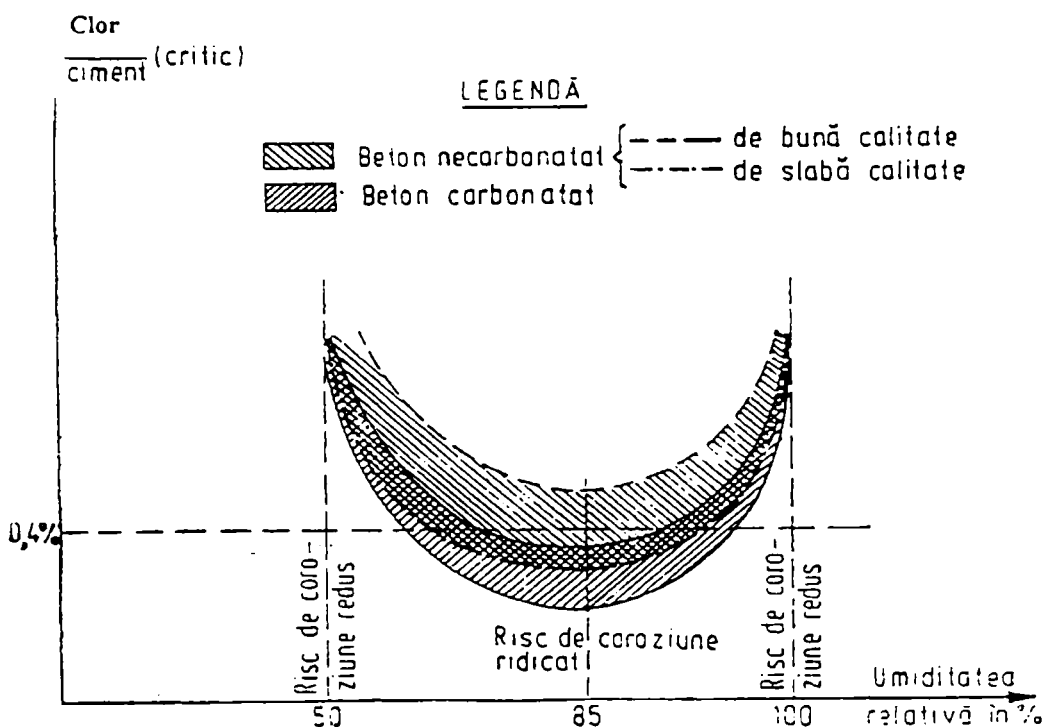


Figura 2.9. Corelația dintre conținutul de clor cu condițiile mediului și calitatea betonului.

Ionii de clor, rezultați de la apa de mare sau de la sarea folosită pentru dezgheț, pătrund în interiorul betonului prin porii acestuia; pătrunderea ionilor este un proces de difuzie care are loc prin porii umpluți parțial sau total cu apă. Este de precizat faptul că pentru coroziunea armăturilor din beton au influență numai ionii de clor liberi existenți în apa din pori. Pe de altă parte, după carbonatarea betonului, clorul legat, existent în apa din pori, influențează de asemenea procesul de coroziune. Adâncimea de penetrare a ionilor de clor se supune unei legi asemănătoare cu cea a bioxidului de carbon (v. rel.2. 4): concentrația ionilor de clor descrește cu adâncimea și crește cu timpul.

Ionii de clor produc asupra armăturilor cunoscutele pete de coroziune (pitting corrosion), întrucât stratul pasiv va fi dislocat pe suprafețe mici; în plus, ionii de clor vor acționa ca și catalizator în procesul electrochimic de coroziune a armăturii. Mecanismul complet al coroziunii datorită cloridelor nu este încă elucidat pe deplin.

Corelația dintre conținutul critic al ionilor de clor cu condițiile mediului și calitatea betonului este redată în fig. 2.9. Riscul de coroziune cel mai mare se atinge în zona în care umiditatea relativă este variabilă (85%). La umidități constante de 50% riscul de coroziune

este mic întrucât procesul electrotehnic este împiedicat, iar la umiditate relativă de 100% riscul coroziunii este, de asemenea mic, datorită lipsei oxigenului.

Perioada de propagare a coroziunii în barele de armătură depinde de calitatea betonului, natura armăturii și condițiile de mediu ambiant. Într-un beton complet saturat cu apă, rata medie (viteza) de coroziune este de 0,0001-0,01 mm/cm [68]. Așa cum s-a mai arătat, coroziunea armăturilor din beton este însoțită de o sporire a volumului acestora, ceea ce conduce la apariția unor fisuri paralele cu barele de oțel; se poate produce și o desprindere a stratului de beton de acoperire datorită creșterii volumului armăturilor corodate. Prin observarea fisurilor cauzate de coroziune (același tip de fisuri pot fi cauzate și de contracție, variație de temperatură etc) se poate stabili gradul de coroziune admis pentru o exploatare normală. Pe baza unor date experimentale s-a stabilit că la o deschidere a fisurilor din coroziune de circa 0,1 mm se atinge limita maximă a procesului de distrugere a armăturilor; în tabelul 2.3 sunt date aceste valori experimentale [68].

Tabelul 2.3. Efectele cantitative ale coroziunii armăturilor [17]

Rezultate ale coroziunii Caracteristici ale betonului	ϕ mm	λ_f mm	m_o mm
A/C = 0,9	5	0,10...0,15	0,25
d = 10 mm	11	0,10...0,20	0,19
A/C = 0,9	5	0,05	0,48
d = 30 mm	11	0,05...0,10	0,23
A/C = 0,5	5	0,05...0,20	0,16
d = 10 mm	11	0,05...0,25	0,11

Coroziunea propriu-zisă poate fi apreciată prin măsurarea ratei de coroziune m_a prin utilizarea tehnicii de polarizare lineară.

Prin aplicarea legii lui Faraday se scrie:

$$m_a = 0,0115 I_{cor} t \quad (2.13)$$

în care t – este timpul de la începutul coroziunii, în ani, de când substanțele agresive au atins

armătura:

I_{cor} – valoarea medie a ratei de coroziune în A/cm^2 .

Rata de coroziune variază cu umiditatea și temperatura.

Diametrul de bară rămasă necorodată, ϕ se poate estima în funcție de diametrul nominal inițial ϕ_0 , astfel:

$$\phi = \phi_0 - \alpha m \tag{2.14}$$

în care α este un coeficient care depinde de tipul de atac.

Dacă se produce o coroziune omogenă $\alpha = 2$, iar când coroziunea este localizată numai pe o parte, așa cum este cazul coroziunii punctuale (pitting corrosion) date de ionii de clor, atunci $\alpha \leq 4-8$.

2.4. MODELUL COROZIUNII ARMĂTURILOR – C. BOB

Modelul coroziunii armăturilor în beton pentru construcții existente, propus de C. Bob [53], [52] este prezentat în Fig.2.10. și se referă atât la carbonatarea betonului cât și la penetrarea ionilor de clor.

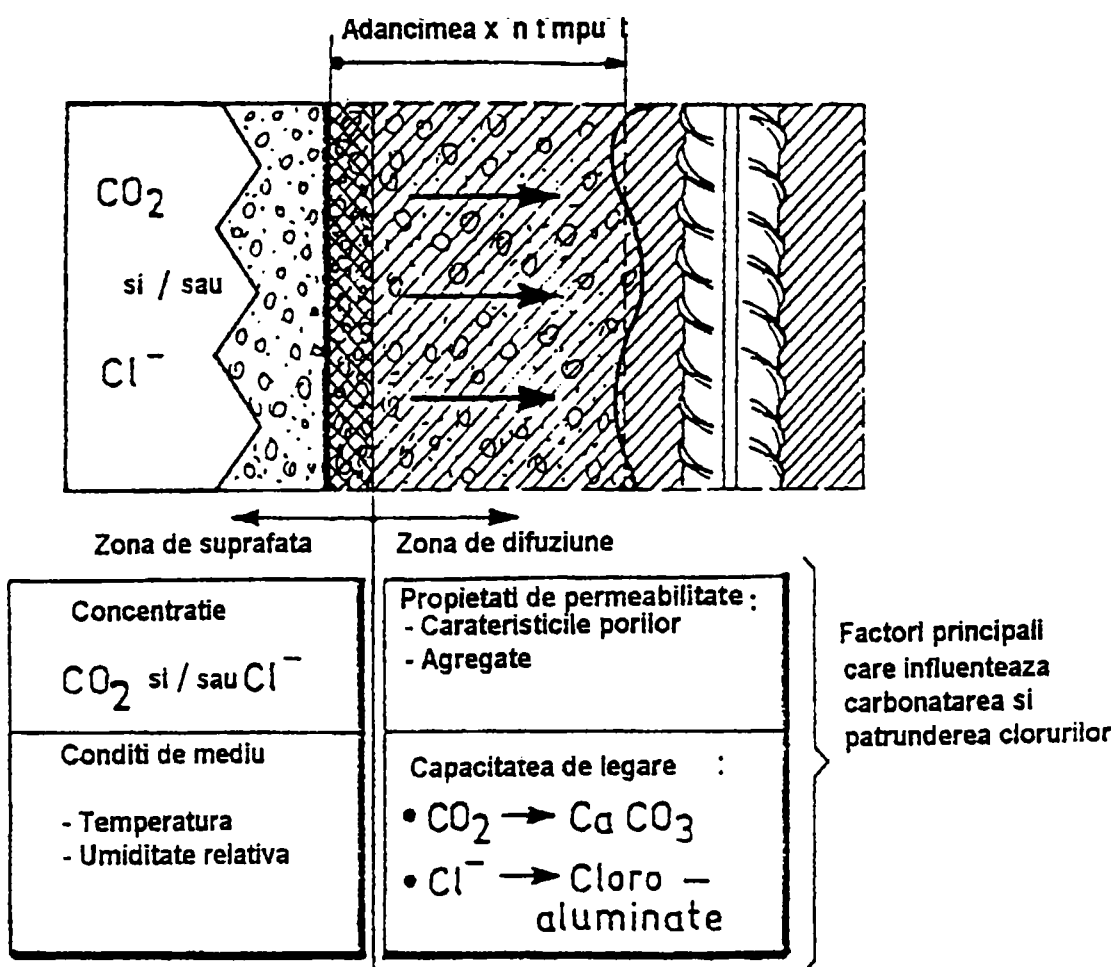


Figura 2.10. Modelul teoretic al carbonatării și pătrunderii ionilor de clor

Principalii factori care influențează carbonatarea și penetrarea ionilor de clor sunt: concentrațiile de bioxid de carbon (CO_2) și ioni de clor (Cl^-), condițiile mediului înconjurător; proprietățile de permeabilitate și capacitatea de reacție (de legare) chimică.

Concentrațiile de CO_2 și/sau Cl^- de la suprafața betonului influențează în mod direct adâncimea de carbonatare sau penetrarea ionilor de clor. Perioada inițială datorită ionilor de clor este influențată de concentrația acestora în jurul armăturilor, care vor schimba stadiul pasiv într-un stadiu activ al coroziunii; concentrația ionilor de clor care modifică acest stadiu este definită a fi **concentrație critică I_t** . Această concentrație are valori de : 0,2 % din conținutul de ciment din beton pentru betonul carbonat și 0,4% pentru betonul necarbonat [68]. Alți cercetători indică valori mai mari ale concentrațiilor critice de clor de circa 1-2% din cantitatea de ciment [68].

Condițiile din mediul înconjurător cum sunt umiditatea și temperatura au o influență semnificativă asupra penetrării ionilor de clor; umiditatea relativă reprezintă, de asemenea, un parametru important pentru aprecierea carbonatării betonului. Dacă betonul este supus la alternanțe de umezire și aer uscat atunci substanțele pe bază de clor vor penetra în beton atât prin absorbție (sucțiune capilară) când betonul este uscat cât și prin difuzie când porii betonului sunt umpluți cu lichid; cloridele penetrează mai repede prin absorbție (aer) decât prin difuzie (apă) [60].

Influența temperaturii asupra penetrării cloridelor în beton se manifestă astfel: la temperaturi mai mici cloridele penetrează mai încet [60].

Carbonatarea betonului este influențată de către umiditatea relativă (RH) întrucât în condițiile din interiorul construcțiilor, cu o umiditate scăzută, concentrația CO_2 este mai mare decât pentru umiditatea ridicată [64].

Proprietățile de permeabilitate pentru CO_2 și Cl^- sunt influențate de calitatea microstructurii betonului care este o funcție de mărimea și distribuția porilor și canalelor capilare ale pietrei de ciment cât și de structura agregatelor. Microstructura betonului este influențată de : cantitatea și tipul de ciment, raportul apă/ciment, granulozitatea și diametrul maxim al agregatelor, de aditivii folosiți și de condițiile de tratare ale betonului.

Proprietățile de permeabilitate pot fi apreciate prin parametri teoretici sau din determinări experimentale. Rezistența cubică, pierderea inițială de masă, absorbția de apă și permeabilitatea la aer pot fi indicatori posibili pentru carbonatare [61]. Coeficientul de difuzie al cloridelor D_{ia} în considerare factorii specifici betonului și este cel mai bine stabilit experimental prin testul cu semi-celulă [60].

Capacitatea de legare este pusă în evidență fie prin reacția dintre beton și CO_2 fie

prin capacitatea de legare a cloridelor. Ca un rezultat al carbonatării, alcalinitatea betonului scade și deci caracterul pasiv nu mai este păstrat astfel încât coroziunea armăturii este posibilă; carbonatarea este un proces de difuzie. Studii numeroase au indicat că o rată mai mare a carbonatării (o adâncime mai mare de carbonatare) se obține atunci când cimentul conține o fracțiune mai mare de cenușă de termocentrală sau zgură de furnal (Fig.2.11.). Acest fapt a fost atribuit capacității mai reduse a liantului de a reacționa (a lega) bioxid de carbon întrucât conține mai puțin hidroxid de calciu [57]; cimentul portland fără adaosuri conține o proporție ridicată de hidroxid de calciu (10-15%) în urma proceselor de hidratare.

Cloridele care prătrund în beton din mediul exterior sunt influențate de capacitatea de legare a acestora de către ciment.

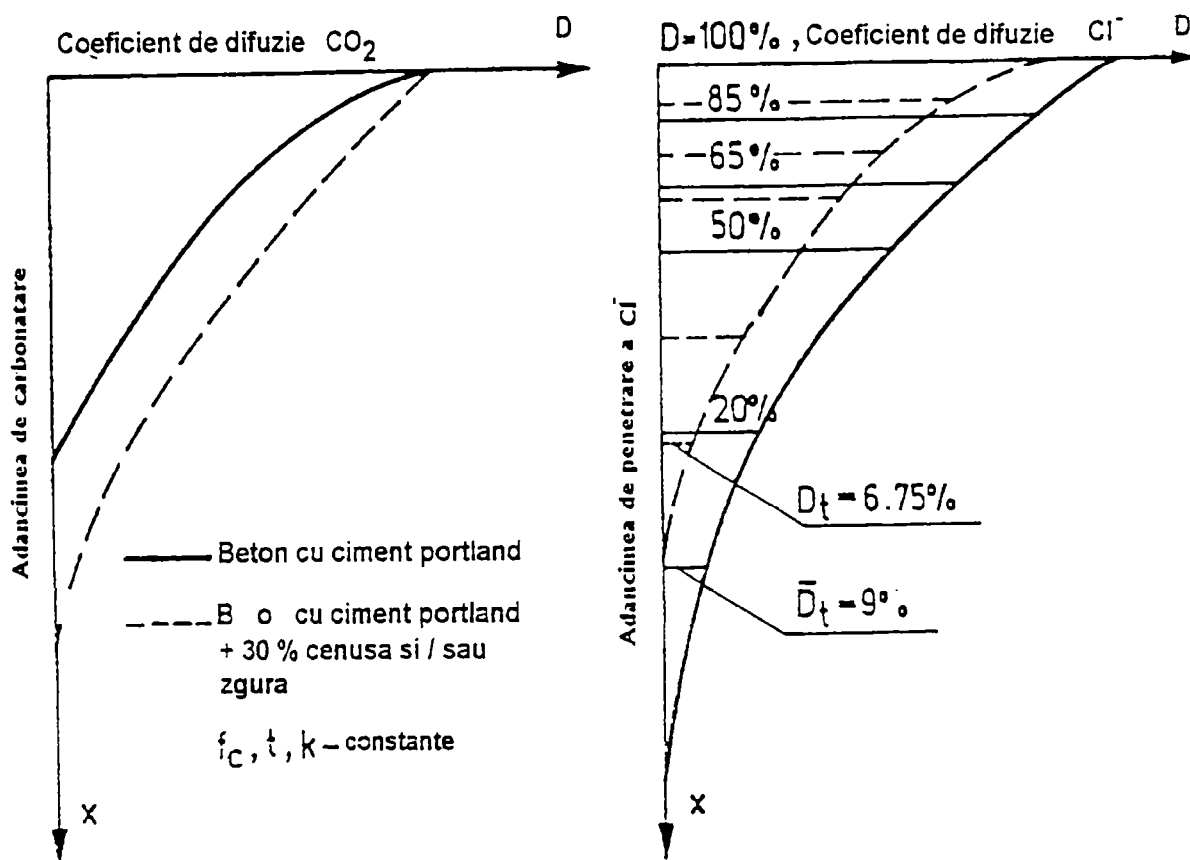


Figura 2.11. Schema de principiu a pătrunderii substanțelor agresive.

S-a stabilit că cimenturile cu adaosuri de cenușă de termocentrală și zgură de furnal, care au componente mai multe cu alumina pot forma cloro-aluminați și deci au o abilitate mai ridicată de a împiedica pătrunderea facilă a cloridelor în beton [60]. În acest fel influența conținutului de cenușă și zgură asupra difuziei D a clorurilor în beton se poate exprima prin:

$$D = C \bar{D} \quad (2.15)$$

în care: \bar{D} este difuzia cloridelor în betoane cu ciment portland fără adaosuri;

C – coeficient care ia în considerare tipul de ciment.

Schema de principiu privind penetrarea cloridelor și coeficientul de difuzie sunt prezentate în Fig.2.11. Din această schemă se poate stabili influența concentrației ionilor de clor întrucât se poate deduce o corelație între concentrația de suprafață a ionilor de clor I_s și concentrația critică a ionilor de clor I_t astfel:

$$I_t / I_s = D_t / D_s \quad (2.16)$$

în care : D_s - este difuzia cloridelor la suprafața betonului;

D_t - difuzia cloridelor corespunzătoare concentrației critice.

Spre exemplu dacă $I_s = 20$ g cl/l iar valoarea critică a concentrației este 0,4% din cantitatea de ciment ($I_t = 450 \times 0,4 / 100 = 1,8$ Kg/m³ sau g/l) ceea ce înseamnă că I_t este 9% din concentrația de suprafață I_s și deci D_t este 9% din D_s .

Modelul cantitativ al coroziunii armăturilor este prezentat în Tabelul 2.4. În baza studiilor și determinărilor experimentale s-a propus inițial, o formulă pentru stabilirea adâncimii de carbonatare a betonului [52], [53]. Mai recent, pe baza unor noi articole [57], [60], [62] și determinări experimentale s-a putut generaliza formula propusă și pentru penetrarea ionilor de clor în beton.

În concordanță cu modelul prezentat în Fig.2.10. formula propusă ia în considerare: capacitatea de legare prin coeficientul c al tipului de ciment, condițiile din mediul ambiant (umiditatea și temperatura) prin coeficientul K , concentrația de suprafață a bioxidului de carbon și/sau ionilor de clor prin coeficientul α și proprietățile de permeabilitate prin rezistența la compresiune a betonului R_b (f_c). Această metodă de calcul numeric este foarte utilă inginerilor în aprecierea construcțiilor de beton armat care sunt expertizate în vederea remedierilor, consolidărilor sau demolării. Formula prezentată în tabelul 2.6. ia în considerare proprietățile de permeabilitate la bioxidul de carbon sau ioni de clor prin rezistența la compresiune a betonului utilizarea acestui parametru a fost dictată de următoarele considerente:

- rezistența la compresiune a betonului este o mărime convențională și valoarea ei depinde de o multitudine de factori, printre care, calitatea și cantitatea de ciment, raportul apă-ciment, caracteristicile agregatelor, condițiile de tratare ulterioară ale betonului;

Tabelul 2.4. Model cantitativ al coroziunii armăturilor

PERIOADA ÎNȚĂLĂ											
$\bar{x} = \frac{150ckd}{R_b} (t)^{1/2}$											
<p>\bar{x} - adâncimea medie de carbonatare sau de penetrare a clorului, mm; R_b - rezistența la compresiune a betonului, N/mm²; t - durata de acțiune a CO₂ și/sau Cl⁻, ani; Valori numerice pentru c, k și d:</p>											
Proces de carbonatare c - tipul cimentului					Penetrarea ionilor de clor c - tipul cimentului						
Ciment	52.2	42.5	II / A	III / B	III / A	Ciment	I	II / A	III / B	III / A	
c	0.8	1.0	1.2	1.4	2.0	c	1.00	0.90	0.75	0.67	
k - condiții de mediu					k - condiții de mediu						
Condiții de mediu		Interior	Exterior prote- jat	80- 85	Beton umed > 90	Condiții de mediu		Valorea lui k = k ₁ * k ₂			
RH, %		≤ 60	70- 75	80- 85	> 90	Temp °C	0-5	5-15	15-25	25-35	35-45
k		1.0	0.7	0.5	0.3	k ₁	0.67	0.75	1.00	1.25	1.50
						RH %	50		85		100
						k ₂	0.75	1.00	0.75		
d - concentrația de CO ₂					d - concentrația de ioni de clor						
CO ₂ în	%	0.03		0.10		% de concentra- ție pe supr.	0%	20	50	65	85
	g/m ³	0.36		1.20			în față				
d		1.00		2.00		d	2.00	1.00	0.50	0.33	0.16
<p>Notă: % de concentrație pe suprafață reprezintă concentrația critică de clor (aprox. 0.2% în greutate față de conținutul de ciment pentru beton carbonatat și 0.4% pentru beton necarbonatat) din mediile cu clor.</p>											
DURATA PROCESULUI DE COROZIUNE											
Condiții de mediu	Influența asupra vitezei de coroziune										
	Calitativ									Cantitativ v _c , mm/an	
Interior	Nu există coroziune semnificativă dacă umiditatea relativă ≤ 60%									-	
Exterior	Viteză mică de coroziune în atmosfera obișnuită									0.04	
	Viteză medie de coroziune în medii industriale									0.1	
Agresive	Viteză mare de coroziune în soluții saline									0.20 - 0.30	
	Viteză foarte mare de coroziune în soluții saline concentrate									0.60 - 1.80	

- rezistența la compresiune a betonului este un parametru major în aprecierea clasei betonului cu care se operează în proiectarea structurilor noi și de asemenea, pentru aprecierea calității betonului din structurile vechi. În acest ultim caz, rezistența la compresiune este oarecum stabilită fie pe carote extrase din lucrare fie prin metode nedistructive.

Valorile numerice privind tipul de ciment, condițiile din mediu exterior și concentrația de suprafață au fost stabilite din studiu teoretic și date experimentale.

Este, de asemenea, posibilă utilizarea rezistenței betonului la compresiune la 28 de zile, f_{c28} , în locul rezistenței la compresiune f_c la timpul t ; se poate folosi formula (2.17) pentru creșterea rezistenței betonului în timp:

$$f_c = 0.69f_{c28} \log t_1 \quad (2.17)$$

unde t_1 este vârsta betonului în zile, formula (2.17) fiind valabilă pentru $t_1 \in (28; 360)$.

Aplicarea rațională a formulei din Tabelul 2.4. prin utilizarea rezistenței la compresiune a betonului la 28 de zile se obține considerând: rezistența la compresiune f_{c28} pentru primul an și rezistența la compresiune f_c pentru următorii $(t - 1)$ ani de durată de serviciu a structurii de beton. Cu această presupunere formula din Tabelul 2.4. devine ($t_1 = 360$):

$$x = \frac{150ckd}{f_{c28}} \left(1 + \frac{\sqrt{t-1}}{1.766} \right) \quad (2.18)$$

S-au propus și de către alți autori formule pentru adâncimea medie de carbonatare, bazate pe rezistența la compresiune a betonului:

Parrott [69], 1987:

$$x = \sqrt{521t} e^{-0.05f_{c28}} \text{ [mm]} \quad (2.19)$$

Duval [70], 1992:

$$x = \left(\frac{1}{2.1\sqrt{f_{c28}}} - 0.06 \right) \sqrt{365t} \text{ [cm]} \quad (2.20)$$

În Figura 2.12. este prezentată adâncimea de carbonatare funcție de rezistența la compresiune a betonului în concordanță cu formulele anterioare. Profesor Bob C. propune două cazuri: formula (2.18) care consideră rezistența la compresiune f_c la timpul t ; formula din Tabelul 2.4. unde s-a folosit f_{c28} în locul lui f_c . Curbele din Figura 2.12. au fost stabilite pentru: $CO_2 = 0.03 \%$, umiditate relativă $< 60 \%$; ciment portland tip I42.5; durata de serviciu $t = 30$ ani.

Din figura 2.12. se poate observa că relațiile propuse de profesor Bob C. folosesc mai adecvat rezistența la compresiune a betonului.

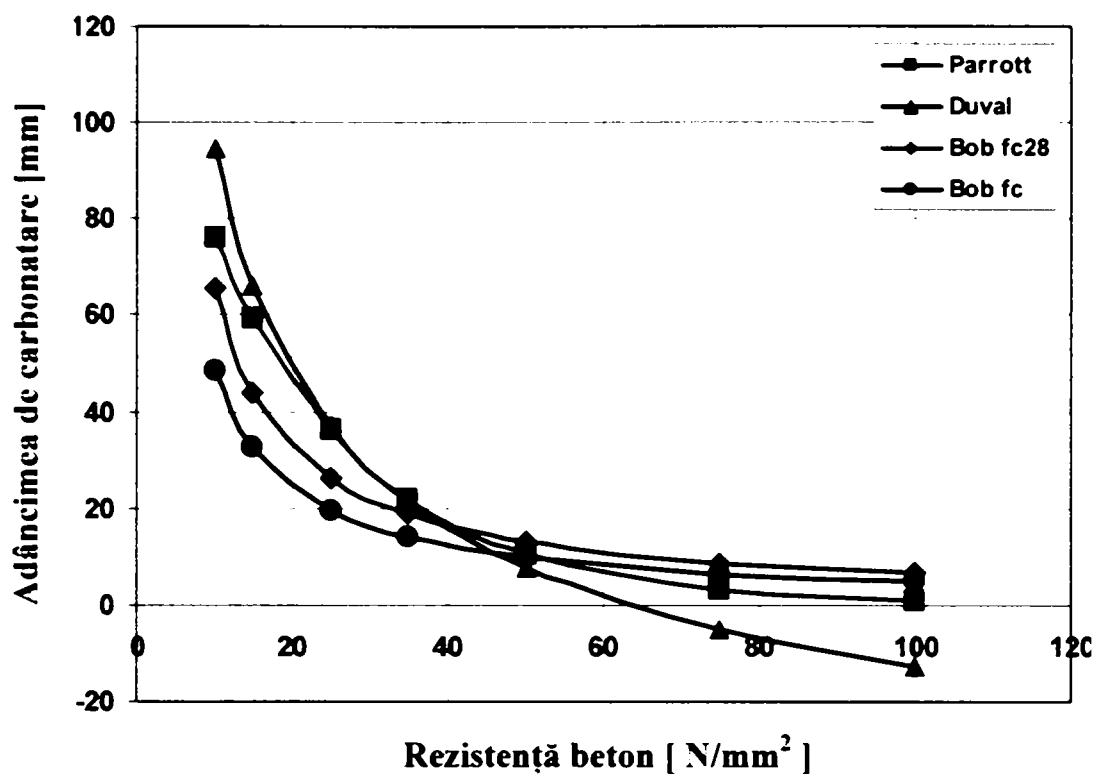


Figura 2.12. Adâncimea de carbonatare funcție de rezistența la compresiune

Procesul de coroziune care începe după perioada de inițiere prin carbonatare și/sau penetrarea ionilor de clor, se desfășoară cu diverse viteze de coroziune. Pe baza unor date din literatura de specialitate, în Tabelul 2.4. și Fig. 2.13. sunt prezentate ratele vitezei de coroziune în funcție de principalii parametri de influență.

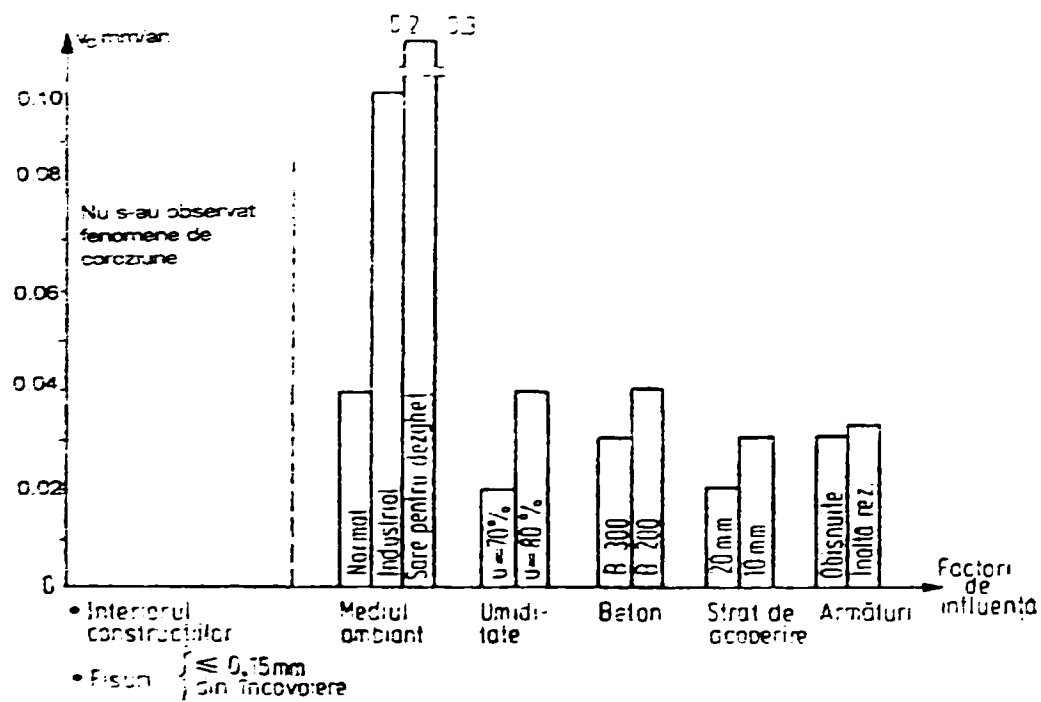


Figura 2.13. Modul de influență a diferiților factori asupra vitezei de coroziune.

CAPITOLUL 3.

CARBONATAREA BETONULUI

3.1. GENERALITĂȚI

Mult timp s-a presupus că cimentul hidratat nu reacționează cu mediul ambiant, adică aerul. Realitatea este însă cu totul alta pentru că aerul, prin conținutul de CO_2 reacționează cu cimentul hidratat, mai ales în prezența umidității. Chiar dacă CO_2 gazos nu este reactiv, în prezența apei se formează acid carbonic el fiind de fapt agentul de reacție.

Viteza de carbonatare a betonului crește o dată cu concentrația de CO_2 mai ales în cazul unor rapoarte apa-ciment mari [71]. Pătrunderea lui în beton se face prin sistemul de pori din pasta de ciment.

Sunt unele cazuri în care concentrația de CO_2 poate ajunge în mod excepțional la o concentrație de 1%, dar în mod normal concentrația CO_2 poate varia între 0.03% în mediul rural și 0.3% în orașe mari.

Reacția preponderentă ce are loc în beton la pătrunderea CO_2 este transformarea $\text{Ca}(\text{OH})_2$ în CaCO_3 . În cazurile betoanelor conținând numai ciment Portland aceasta reacție este de mare interes spre deosebire de betoanele cu conținut de cimenturi mixte, unde sunt importante și reacțiile de carbonatare a hidrosilicaților de calciu C-S-H [2].

3.2. EFECTELE CARBONATĂRII

Cel mai important efect al carbonatării din punct de vedere al durabilității îl reprezintă scăderea pH-ului de la o valoare cuprinsă între 12,6-13,5 la o valoare de aproximativ 9.

În unele studii [73] se consideră că valoarea pH-ului scade în jurul valorii de 8,3 în momentul în care tot $\text{Ca}(\text{OH})_2$ s-a carbonatat. În momentul contactului între betonul proaspăt

și oțelul încastrat în beton, la suprafața oțelului se formează un strat subțire din oxizi care aderă puternic la oțel și îi asigură o protecție față de reacția cu oxigenul și apa care ar avea ca rezultat ruginirea sau corodarea oțelului. Această stare a oțelului este cunoscută ca *pasivitate*. Menținerea acestei stări de pasivitate a oțelului este condiționată de o valoare suficient de mare a pH-ului.

Când pH-ul scade, stratul oxidic protector din jurul oțelului se distruge și are loc coroziunea (în prezența apei și a oxigenului).

Acesta este motivul pentru care este important să se cunoască adâncimea de carbonatare și dacă frontul de carbonatare a ajuns la suprafața armăturii de oțel.

Frontul de carbonatare nu avansează în linie dreaptă datorită **agregatului** grosier. Existența fisurilor în beton permite pătrunderea CO₂, caz în care avem un front de carbonatare local. În astfel de cazuri corodarea poate avea loc chiar dacă frontul total de carbonatare este la câțiva milimetri de suprafața oțelului.

3.3. VITEZA DE CARBONATARE

Viteza de carbonatare depinde de conținutul de umiditate al betonului și variază cu distanța de la suprafață. Carbonatarea are loc progresiv din exteriorul betonului expus la CO₂ spre interiorul betonului cu viteză descrescătoare deoarece CO₂ trebuie să difuzeze prin sistemul de pori. Difuziunea prin sistemul de pori este cu atât mai lent cu cât porii din cimentul hidratat sunt mai umpluți cu apă deoarece difuzia CO₂ prin apă este de patru ori mai mică decât prin aer.

Carbonatarea are loc cu cea mai mare viteză când umiditatea relativă este cuprinsă între 50% și 70% [74].

În condiții de umiditate constantă, adâncimea de carbonatare crește proporțional cu rădăcina pătrată a timpului putându-se determina cu relația:

$$ac = Kt^{0.5}, \quad (3.1)$$

unde : ac adâncimea de carbonatare

K este coeficientul de carbonatare, în $\text{mm}/\text{an}^{0.5}$

t -timpul de expunere, în ani

Valorile lui K sunt mai mari cu 3-4 $\text{mm}/\text{an}^{0.5}$ pentru betoane cu rezistența mică [75].

Formula (1) nu este aplicabilă când condițiile de expunere a betonului nu sunt constante.

Un alt parametru important de care trebuie să se țină cont este raportul apă/ciment a betonului. Astfel un raport apă/ciment= 6, adâncimea de carbonatare de 15mm poate fi atinsă după 15 ani iar în cazul unui raport=0,45 aceeași adâncime de carbonatare poate fi atinsă numai după 100 de ani [74].

Un exemplu de carbonatare pentru o perioadă de 16 ani este dată în figura 3.1. [76]

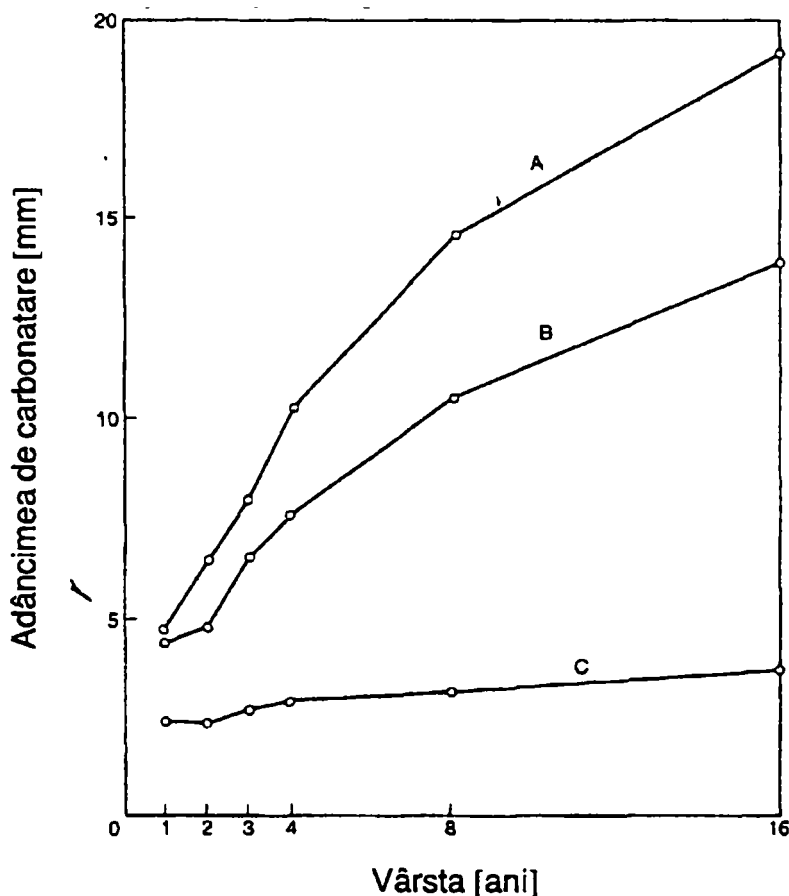


Figura 3.1. Variația în timp a carbonatării, în condiții diferite de expunere a betonului: A-20°C și umiditate relativă 65%; B -în exterior, protejat de o copertină; C - suprafața orizontală, exterioară, în Germania. Valorile sunt medii, pentru betoane cu rapoarte apă/ciment de 0,45, 0,60 și 0,80 - păstrare în mediu umed 7 zile.

Temperatura are și ea un rol important în evaluarea vitezei de carbonatare astfel că temperaturile ridicate măresc viteza de carbonatare. Variațiile mici ale temperaturii nu influențează viteza de carbonatare.

3.4. FACTORII CARE INFLUENȚEAZĂ CARBONATAREA

Principali factori care influențează carbonatarea sunt: tipul de ciment, raportul apă-ciment, gradul de hidratare.

Acești factori influențează în mod direct și rezistența betonului dar a se considera

viteza de carbonatare o funcție simplă de rezistență este o simplificare neindicată [74]. Principalul motiv pentru care această simplificare nu este indicată constă în faptul că rezistențele mecanice ale betonului păstrate în condiții standard sunt mai mari decât ale betoanelor aflate în construcție.

Din acest punct de vedere istoria păstrării betonului constituie un factor care influențează zona exterioară a betonului și implicit a carbonatării.

În figura 3.2. este evidențiată importanța păstrării betonului asupra carbonatării [77]

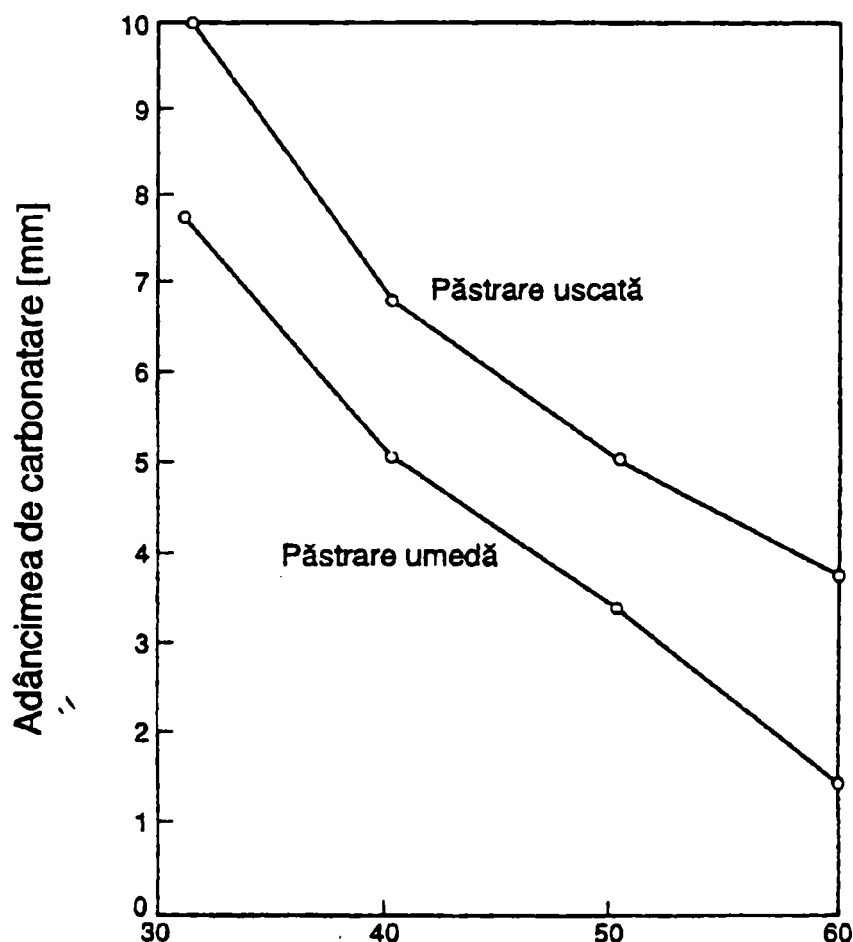


Figura 3.2. Adâncimea de carbonatare a betoanelor păstrate în mediu umed / uscat

Fig. 3.2. redă adâncimea de carbonatare a unor betoane cu rezistențe la compresiune după 28 zile (determinate pe cuburi standardizate), cuprinse între 30N/mm² și 60 N/mm², pentru: a- păstrare în apă 28 zile și b - păstrare în aer la o umiditate de 65%; după aceea toate probele au fost păstrate 2 ani la 20°C și umiditate relativă 65%

O cercetare care dovedește o reducere a adâncimii de carbonatare cu aproximativ 40% prin păstrarea în mediu umed a betonului de la o zi la 3 zile este citată de [74].

Este evident în acest context că o păstrare a betonului în condiții de umiditate redusă se concretizează într-o porozitate mare și deci o carbonatare mai adâncă.

3.5. CARBONATAREA BETOANELOR CU CIMENTURI MIXTE

În prezent cimenturile mixte sunt utilizate pe scară largă. Acesta este motivul pentru care este foarte important să se cunoască comportarea la carbonatare a betoanelor ce conțin cenușă sau zgură.

Chiar dacă au fost publicate multe lucrări cu privire la teste comparative privind carbonatarea betoanelor cu cimenturi mixte nu se pot face generalizări pentru că comparațiile au fost făcute utilizând baze diferite, funcție de conținutul cimentului folosit ca material liant. [74].

Se pot face totuși anumite observații cu privire la tendințele privind carbonatarea acestor betoane:

- prezența în cimentul mixt a cenușii de termocentrală clasa F are ca rezultat o carbonatare mai rapidă [72]. Cantitatea de Ca(OH)_2 în cimentul cu conținut de cenușă este mai mică decât într-un ciment fără adaus de cenușă, așa încât, este nevoie de o cantitate mai mică de CO_2 pentru a consuma toată cantitatea de Ca(OH)_2 și formarea de CaCO_3

- betoanele preparate cu ciment cu conținut de cenușă până în 30% și cu rezistențe peste 35 N/mm^2 au prezentat creșteri limitate a carbonatării [72,78]

- betoanele realizate din ciment cu conținut de zgură determină adâncimi mai mari de carbonatare [79,80]. Conf [72] însă, un conținut de zgură sub 50% și o concentrație de CO_2 de 0,03% a dat o creștere limitată a carbonatării.

- în cazul betoanelor preparate cu ciment cu priza reglată carbonatarea este mai puternică [76]

- carbonatarea poate reduce permeabilitatea, dar nu atunci când sunt prezente în amestec atât cenușa de termocentrală cât și zgura de furnal [81].

- utilizarea cenușii de termocentrală chiar dacă reduce permeabilitatea permite o carbonatare mai rapidă [82]

- creșterea vitezei de carbonatare este mai mare când cenușa se utilizează cu ciment Portland de furnal. [81]

- când conținutul de zgură de furnal și cenușa este mai mare de 60%, creșterea vitezei de carbonatare este cu atât mai mare cu cât conținutul de cenușă este mai mare [83]

- carbonatarea betoanelor cu conținut de zgură de furnal are un dublu aspect: deoarece cantitatea de hidroxid de calciu format în cimentul hidratat este mică, CO_2 nu poate fi fixat la suprafața betonului, așa încât nu se formează carbonat de calciu care să umple porii, motiv pentru care, în stadii timpuri, adâncimea de carbonatare este sensibil mai mare decât în

betonul conținând ciment Portland unitar [84] . Pe de altă parte, permeabilitatea mică a betonului cu conținut de zgură împiedică o creștere în continuare a adâncimii de carbonatare [85][86] . Din acest motiv nu există un risc al coroziunii armăturii ca urmare a reducerii pH-ului cu excepția cazului când conținutul de zgură este foarte mare [87].

- în cazul betoanelor cu conținut de silice ultra fină, studiile experimentale [88] efectuate au demonstrat ca prezența silicei reduce bazicitatea acestor betoane. Teste efectuate pe pasta de ciment matură, preparată din ciment Portland cu o bazicitate foarte ridicată (pH-ul=13,9) au arătat o reducere cu până la 0.5 a valorii pH-ului, provocată de includerea în amestec a 10% silice ultrafină iar o includere a 20% silice ultrafină a redus pH-ul cu 1 unitate, valoare pH-ului fiind de 12.9. Totuși bazicitatea este suficient de mare pentru a proteja armătura față de corodare [89].

- în cazul betoanelor cu conținut de silice ultra fină este necesară păstrarea umedă, îndeosebi în perioada 3-28 zile, datorită contribuției silicei ultra fine la rezistența mecanică. Un mod de păstrare necorespunzător influențează puternic și negativ fenomenul de carbonatare [89].

Majoritatea cercetărilor scot în evidență importanța modului de păstrare a betonului în primele 28 de zile.

3.6. DETERMINAREA CARBONATĂRII

Pentru determinarea adâncimii de carbonatare în condiții de laborator se utilizează :

- analize chimice
- difracția de raze X
- spectroscopia în infraroșu
- analize termogravimetrice

Cea mai uzuală și simplă metodă pentru determinarea carbonatării este analiza de fenolftaleină. Procedeu prescris de [90] este ușor de realizat și rapid. Ca (OH)₂ liber se colorează în trandafiriu iar porțiunea carbonatată devine incoloră. Testul dă un indiciu al pH-ului (culoarea trandafirie este dată de un pH mai mare de 9,5) motiv pentru care se impune atenție în interpretarea analizei.

O alta metodă utilizată presupune obținerea de probe de beton pulverulente obținute prin forarea la adâncimi progresive mai mari, probe care sunt supuse apoi testului cu fenolftaleină. În cazul acestei metode se impune o atenție deosebită în momentul obținerii probei pulverulente pentru ca hidroxidul de calciu, Ca (OH)₂, din betonul necarbonat poate

influența analiza dând impresia ca nu a avut loc carbonatarea.

3.7. CARBONATAREA PRIN TESTUL ACCELERAT

Utilizarea testului accelerat are ca scop determinarea carbonatării probabile într-un anumit beton. Testul constă în expunerea unei probe de beton la un mediu cu o concentrație de dioxid de carbon c_m (în procente).

Cele mai frecvente concentrații ale CO_2 folosite în testele realizate de până acum au fost de 4% sau 5% [92]. Doar în cazul [93] s-a folosit o concentrație CO_2 de 100%.

Bier [72], utilizând o concentrație de CO_2 de 2% a constata că adâncimea de carbonatare a unui beton cu conținut de cenușe de termocentrală sau zgură de furnal, bine păstrate, este mai mare de cel puțin două ori decât în cazul în care betonul conține numai ciment Portland.

O asemenea creștere a adâncimii de carbonatare nu a fost constatată în cazul în care concentrația de CO_2 a fost de 0,03% și conținutul de cenușă a fost sub 305 sau de zgură de furnal sub 50%. O explicație pentru această deosebire de comportare poate fi aceea că, la o concentrație mare de CO_2 , carbonatarea $Ca(OH)_2$ a fost urmată de o carbonatare a hidrosilicaților de calciu C-S-H. [74].

Interpretarea rezultatelor testelor de carbonatare accelerată a betonului impune o atenție mărită datorită faptului că în cazul carbonatării *in situ* condițiile de expunere concrete ale betonului presupune umezirea prin ploi și uscarea la razele solare și a vântului, aspecte care influențează major procesul de carbonatare.[74].

O altă atenționare care se face este că o concentrație mare a CO_2 denaturează fenomenul de carbonatare[74].

3.8. ALTE ASPECTE ALE CARBONATĂRII

Un aspect pozitiv al carbonatării îl constituie faptul că porozitatea betonului carbonatat este diminuată, rezultând o reducere a permeabilității superficiale [95] și o diminuare a penetrării umidității [91]. În acest mod betonul prezintă o rezistență crescută la atacul agresiv controlat de permeabilitate. Scăderea porozității betonului carbonatat este datorat faptului că $CaCO_3$ ocupă un volum mai mare decât $Ca(OH)_2$.

Diminuarea volumului de pori din zona de suprafață a betonului carbonatat poate

afecta fixarea colorantului (vopselei) pe suprafața betonului și diferențe în intensitatea culorii.

Un aspect original și benefic al carbonatării este prezentat într-un studiu finalizat în Danemarca [96]. Concluziile studiului, realizat la nivelul a patru țări din Scandinavia (Danemarca, Suedia, Norvegia și Islanda) pe o perioadă de 100 de ani (1950-2050 și 2003-2103), scot în evidență faptul că 57% din emisiile de CO₂ rezultate în urma procesului de producere a cimentului, în perioada studiată (100 de ani), vor fi re-absorbite de structurile de beton, prin procesul de carbonatare a betonului. În studiu s-a evaluat o durată de serviciu a structurilor de 70 de ani și o durată de serviciu post-demolare a betonului de 30 de ani. La nivelul anului 2005, când s-a finalizat studiul, procentul de reciclare a betonului rezultat din procesul de demolare era de 90% în respectivele țări. El este folosit ca *agregat de beton reciclat* (RCA – recycled concrete aggregates) material care prin carbonatare preia o mare parte din CO₂ din atmosferă.

Partea a II –a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

CAPITOLUL 4.

STRATEGIA DE CERCETARE

4.1. SCOPUL PROGRAMULUI EXPERIMENTAL

Scopul tezei de doctorat este verificarea experimentală a unor modele teoretice privind carbonatarea betonului în vederea completării valorilor numerice a modelului corodării armăturilor din elementele de beton armat.

Punctul de plecare a cercetărilor experimentale l-a constituit relația propusă de C. Bob pentru calculul adâncimii medii de carbonatare:

$$\bar{x} = \frac{150ckd}{R_b} (t)^{1/2} \quad (4.1)$$

unde :

\bar{x} - adâncimea medie de carbonatare, mm;

R_b - rezistența la compresiune a betonului, N/mm²;

t - durata de acțiune a CO₂, ani;

S-au propus și de către alți autori formule pentru adâncimea medie de carbonatare bazate pe rezistența la compresiune a betonului:

Parrott [69], 1987: $x = \sqrt{521t} e^{-0.05f_{c28}} \text{ [mm]} \quad (4.2)$

Duval [70], 1992: $x = \left(\frac{1}{2.1\sqrt{f_{c28}}} - 0.06 \right) \sqrt{365t} \text{ [cm]} \quad (4.3)$

dar formula propusă de C. Bob ia în considerare în plus față de celelalte formule:

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

- capacitatea de legare prin coeficientul c al tipului de ciment,
- condițiile din mediul ambiant (umiditatea și temperatura) prin coeficientul k ,
- concentrația de suprafață a dioxidului de carbon (CO_2) prin coeficientul d
- proprietățile de permeabilitate prin rezistența la compresiune a betonului R_b (f_c).

Aceste valori numerice sunt prezentate în tabelul 4.1:

Tabelul 4.1. Valori numerice pentru c , k și d

<i>c - tipul cimentului</i>				
Ciment	P55; 50	P45; 40	Pa35	M30
c	0,8	1,0	1,2	1,4
<i>k - condiții de mediu</i>				
Condiții de mediu	Interior	Exterior		Beton umed
		protejat	medii	
RH [%]	< 60	70-75	80-85	> 90
k	1,0	0,7	0,5	0,3
<i>d - concentrația de CO_2</i>				
CO ₂ în	%	0.03		0.10
	g/m ³	0.36		1.20
d	1.00		2.00	

După cum se observă din tabelul 4.1, coeficientul c are 4 valori numerice, funcție de tipul de ciment folosit, coeficientul k are 4 valori numerice pentru diverse condiții de mediu, și doar coeficientul d , care ține cont de concentrația de CO_2 , are doar două valori numerice.

Unul din obiectivele programului experimental este de a completa valorile numerice ale coeficientului d și pentru alte valori ale concentrației de CO_2 precum și verificarea experimentală a formulei de calcul a adâncimii medii de carbonatare propusă de C.Bob.

4.2. ETAPELE PROGRAMULUI EXPERIMENTAL

Derularea programului experimental a avut în vedere parcurgerea următoarelor etape:

Etapa 1- realizarea a 5 tipuri de betoane de diverse clase de rezistență – Bc10, Bc15, Bc20, Bc25, Bc30

Etapa 2- realizarea unei instalații de carbonatare accelerată a betonului care să permită păstrarea acestor betoane o perioadă de timp, la 6 concentrații diferite de CO_2 (007%, ,010%,

0.15% , 5%, 25%, 50%)

Etapa 3- prelevarea de probe purverulente de beton și determinarea pH-ului la anumite perioade de timp și de la anumite adâncimi .Adâncimile propuse au fost : 0-5 mm, 5-10 mm, 10-15 mm, 15-20 mm, 20-25 mm., 25-30 mm.

4.2.1 Etapa 1- rețete betoane

Prima etapa din cadrul programului experimental a constat în realizarea rețetelor și turnarea a 5 tipuri de betoane des utilizate în practică. S-au propus următoarelor tipuri de betoane, corespunzătoare claselor *Bc10*, *Bc15*, *Bc20*, *Bc25* și *Bc30*.

Turnarea s-a făcut în două serii, cu un decalaj de 6 luni, în condiții de laborator, respectându-se normativele în vigoare.

S-au turnat 12 epruvete sub forma de cuburi cu latura de 14.1 mm pentru fiecare clasă de beton propusă.

În privința cimentului folosit, s-a optat pentru folosirea cimentului tip *IIA – S32,5 R / [PA 35]* datorită faptului că este cel mai utilizat tip de ciment în practică.

Ca agregat s-a folosit agregat silicos de râu cu $d_{max} = 16mm$.

Epruvetele s-au ținut după turnare, primele 7 zile în apă și următoarele zile în aer iar la 28 de zile s-au determinat rezistențele la compresiune.

În tabelul 4.2 sunt prezentate caracteristicile betoanelor realizate:

Tabelul 4.2. Caracteristicile betoanelor experimentate

Seria	Clasa beton	Compoziția				Consistența [cm]	R_c^{28} [N/mm^2]
		C [kg/m^3]	A [kg/m^3]	A_g [kg/m^3]	A / C		
I.	BC 10	290.0	227.50	1832.5	0.78	6.0	21.14
	BC 15	340.0	246.20	1792.5	0.72	6.3	27.58
	BC 20	407.5	212.50	1730.0	0.52	6.0	38.91
	BC 25	452.5	220.25	1690.0	0.48	10.0	38.81
	BC 30	550.0	220.00	1557.5	0.40	8.0	49.61
II.	BC 10	290.0	233.80	1835.0	0.80	5.7	10.06
	BC 15	340.0	225.70	1792.5	0.66	5.8	22.68
	BC 20	407.5	231.25	1730.0	0.56	5.5	34.17
	BC 25	452.5	230.50	1690.0	0.50	5.0	37.19
	BC 30	550.0	223.75	1557.5	0.40	5.0	43.59

În tabelul 4.3 se prezintă clasele de beton definite în normativul C 140/86 , în vigoare la data începerii experimentelor și normativul actual.

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Tabelul 4.3. Clase de betoane conform normativului C 140/86

Clasa de rezistență a betonului	C 4/5	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
$f_{ck\ cil}$	4	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck\ cub}$	5	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60
C 140 / 86	Bc 5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30	-	-	Bc 50	-	Bc 60
Clasa de rezistență a betonului	C* 2,8/3,5	C* 6/7,5	C* 18/22,5	C* 28/35	C* 32/40						
$f_{ck\ cil}$	2,8	6	18	28	32						
$f_{ck\ cub}$	3,5	7,5	22,5	35	40						
C 140 / 86	Bc 3,5	Bc 7,5	Bc 22,5	Bc 35	Bc 40						

În urma colaborării cu un grup de cercetare din cadrul facultății am obținut o serie de epruvete de betoane de înaltă performanță (BIP) pe care le-am folosit în cadrul experimentului de carbonatare accelerată.

La aceste betoane s-a folosit ciment *tipul I 42,5 R* pentru seriile 1 și 2 (BIP1 și BIP2), respectiv *I 42,5* seria 3 (BIP3) Ele au avut deasemenea în compoziție silice ultrafină și superplastifiant LOMAR D .Seriile 1,2,3 au ca martor un beton obișnuit de clasa Bc40. (M1, M2, M3).

Ca agregat s-a folosit agregat de râu cu $d_{max} = 16\text{mm}$.

În tabelul 4.4 sunt date caracteristicile betoanelor de înaltă performanță (BIP) și a betoanelor martor (M).[98]

Tabelul 4.4. Caracteristicile betoanelor de înalte performanțe

Seria		Compoziția						Con-sis- tența, cm	ρ_a^{28z} , kg/m ³	R_c^{28z} , N/mm ²	$\frac{R_c^{BIP}}{R_c^{BO}}$
		C, kg/m ³	A, kg/m ³	Ag, kg/m ³	SUF, kg/m ³	SP, kg/m ³	A L				
1	BO	579,8 (142,5R)	234,7	1585,5	-	-	0,40	8,5 (T3)	2382	55,2	1,41
	BIP	587,5 (142,5R)	180,8	1606,6	58,7	6,4	0,31	9,5 (T3)	2419	77,6	
2	BO	588,3 (142,5R)	223	1608,7	-	-	0,38	8,5 (T3)	2335	56,3	1,51
	BIP	588 (142,5R)	179	1607,8	58,8	6,4	0,28	6 (T3)	2356	84,9	
3	BO	565,8 (142,5)	232,3	1601,9	-	-	0,41	14 (T4/T5)	2279	37,1	1,71
	BIP	586,5 (142,5)	188	1660,5	58,6	6,4	0,32	18 (T4/T5)	2370	63,5	
4	BO	638,6 (142,5)	227,1	1509,3	-	-	0,35	5 (T3)	2326	48,5	1,57
	BIP	641,6 (142,5)	203,4	1516,6	64,2	7,2	0,29	2 (T2)	2385	76	
<p style="text-align: center;">C, A, Ag, SUF, SP, L - dozajele de ciment, apă, agregate, silice ultrafină, superplastifiant și liant (ciment + silice ultrafină) BIP - beton de înalte performanțe; BO - beton obișnuit (martor)</p>											

4.2.2. Etapa 2 - Realizarea instalației de carbonatare accelerat a betonului

Instalația de carbonatare accelerată a betonului a fost realizată în colaborare cu Institutul de Cercetare-Dezvoltare pentru Electrochimie și Materie Condensată Timișoara (INCDEMC) și prezentată în [96].

Realizarea instalației de carbonatare rapidă

Pentru menținerea unei atmosfere controlate privind concentrația de bioxid de carbon în care sunt introduse probele de beton se impune analiza continuă sau periodică a acesteia. Cantitatea de bioxid de carbon care se introduce în incinte se măsoară volumetric cu ajutorul unui debitmetru de gaz, pentru obținerea concentrației impuse. Având în vedere faptul că în timp, o parte din bioxidul de carbon intră în reacție și parțial pot exista pierderi inerente de neetanșitate se impune controlul suprapresiunii create de acesta precum și menținerea acestei suprapresiuni.

Pentru aceasta fiecare incintă este prevăzută cu manometre de contact de mercur, care permit comanda unor electroventile intercalate între butelia de CO₂ și incinte, presiunea fiind menținută în limite foarte strânse. Semnalul de comandă preluat de la manometrele prevăzute cu traductoare de nivel, comandă electrovalvele prin intermediul unor circuite electronice, care permit reglarea histerezisului în limitele impuse în ceea ce privește toleranța concentrației de bioxid de carbon din incinte. Această suprapresiune creată în interiorul cu probe este influențată și de alți factori cum ar fi temperatura, care conduce la modificarea presiunii gazului și a vaporilor de apă, precum și de apariția altor gaze. Pentru evaluarea contribuției bioxidului de carbon la crearea acestei suprapresiuni, respectiv a concentrației acestuia în atmosfera controlată, se impune ca periodic să se verifice cantitatea de CO₂, dintr-o mostră de volum prin alte metode.

Dintre metodele de analiză a gazelor amintim: metoda absorbantilor (aparate OXSAT) unde este indicat ca absorbant pentru bioxidul de carbon soluția apoasă conținând 30% hidroxid de potasiu, din care 1ml absoarbe aproximativ 40ml CO₂. Aceasta este o metodă destul de aproximativă, iar măsurătoarea presupune trecerea volumului mostrei de gaz prin soluția menționată, lucru dificil de realizat.

Având în vedere faptul că bioxidul de carbon prezintă o oarecare sensibilitate în apă formându-se acidul carbonic, acesta conduce la modificarea pH-ului și a conductibilității electrice a acestuia. Cantitatea de bioxid de carbon care se dizolvă fiind funcție de concentrația

acestui în atmosfera controlată se pot trasa curbe de etalonare privind variația pH-lui și a conductibilității electrice, prin măsurarea cărora se poate determina cantitatea de bioxid de carbon. Ca soluție de bază, în afara apei distilate, se poate folosi soluție diluată de hidroxid de potasiu sau de sodiu.

Din încercările făcute preliminar, s-a ajuns la concluzia că deși solubilitatea bioxidului de carbon în apă este mică, la 20° C, 100 g apă dizolvând 0,1688 g bioxid de carbon, variația conductibilității electrice a acestuia este mare, conducând la o sensibilitate ridicată a măsurătorii. Solubilitățile bioxidului de carbon în apă sunt tabelate, iar acestea se referă la o presiune totală de 760 mm Hg (presiunea parțială a bioxidului de carbon plus presiunea vaporilor de apă la o temperatură dată).

Având în vedere unele dificultăți în ceea ce privește măsurarea variației pH-lui din cauza necesității folosirii ca traductor a unei celule galvanice formate dintr-un electrod de sticlă și unul de referință (calomel sau argint-clorură de argint) folosim pentru controlul concentrației bioxidului de carbon metoda conductometrică.

Aceasta constă în aplicarea unui câmp electric între doi electrozi cufundați în soluția de electrolit (apa în care se dizolvă bioxidul de carbon), câmp care face ca mișcarea dezordonată a ionilor să devină o mișcare ordonată, având ca efect un transport de materie spre cei doi electroliți. În cazul acestor conductori este evident că ușurința cu care este transportat curentul depinde de concentrația acestora, respectiv de rezistența pe care o opune trecerii curentului. Legea lui Ohm este aplicabilă și conductorilor ionici dacă se ține seama de particularitățile acestora. Spre deosebire de conductorii electronici când rezistența era o constantă, la conductorii ionici este o mărime complexă, variabilă, datorită reacțiilor ce au loc la electrozi și a modificării concentrației în timpul electrolizei. Aceste modificări de concentrație atrag după sine o modificare a rezistenței. Pentru a evita aceste complicații și a putea aplica legea lui Ohm, se folosește metoda de măsură în curent alternativ și nivele mici de tensiune. În acest caz rezistența electrică măsurată între cei doi electrozi este :

$$R = \rho \cdot l / S \quad (4.4)$$

unde ρ este rezistența specifică sau rezistivitatea; unitatea de măsură pentru ρ este (Ωm), iar pentru l (m), pentru S (m^2).

Inversa rezistenței specifice $1/\rho = \chi$, se numește conductanța specifică sau conductivitatea și reprezintă conductanța unei coloane de lichid cu înălțimea de 1m și secțiunea de 1 m^2 și se măsoară în $\Omega^{-1}\text{m}^{-1}$. Inversa rezistenței, $1/R$ se numește conductanță: dimensiunile fiind Ω^{-1} (sau Siemens).

Conductanța specifică a soluțiilor de electroliți, în general crește cu creșterea concentrației până la o anumită valoare, după care scade, trecând printr-un maxim. În cazul nostru, solubilitatea bioxidului de carbon în apă fiind mică și concentrația ionilor rezultați va fi mică.

Determinarea conductivității soluției în care se dizolvă bioxidul de carbon se face prin determinarea experimentală a rezistenței electrice între cei doi electrozi, celula de măsură fiind o ramură a unei punți Kohlrauch, varianta modificată a punții Wheatstone pentru determinarea rezistenței conductorilor metalici.

Aparatul de măsură, conductometrul, indică direct valoarea rezistenței care a dezechilibrat puntea, respectiv inversul rezistenței exprimate în Ω sau Ω^{-1} .

Electrozii de măsură, pentru a nu suferi modificări geometrice în mediul de electrolit sunt confecționați din platină sau alt material acoperit cu un strat fin de negru de platină. Cunoscând constanta celulei de măsură și conductibilitatea soluției rezultate în urma dizolvării bioxidului de carbon, se determină conductivitatea soluției, iar prin etalonare concentrația bioxidului de carbon din atmosfera controlată.

Pentru sesizarea modificărilor de concentrație a CO_2 se folosește o celulă de construcție specială funcționând pe principiul picăturii atârinate.

Dependența conductivității de concentrația dioxidului de carbon sunt date în tabelul 4.5 iar în figura 4.1 este redată curba de etalonare între concentrația dioxidului de carbon-conductivitate.

Tabelul 4.5. Dependendenta conductivității de concentrația bioxidului de carbon

Conc. CO_2 [%]	Conductivitate [$\mu\text{S}/\text{cm}$]	Conc. CO_2 [%]	Conductivitate [$\mu\text{S}/\text{cm}$]	Conc. CO_2 [%]	Conductivitate [$\mu\text{S}/\text{cm}$]
0.03	3.4	0.17	19.27	0.32	23.6
0.04	5.93	0.18	19.62	0.33	23.8
0.05	9.82	0.19	20.09	0.34	23.98
0.06	10.55	0.20	20.43	0.35	24.05
0.07	11.24	0.21	20.7	0.36	24.1
0.08	12.87	0.22	21.03	0.37	24.18
0.09	13.63	0.23	21.6	0.38	24.31
0.1	14.12	0.24	21.73	0.39	24.5
0.11	15.05	0.25	21.86	0.40	24.62
0.12	15.78	0.26	22.12	0.41	24.72
0.13	16.32	0.27	22.53	0.42	24.76
0.14	17.12	0.28	22.7	0.43	24.78
0.15	17.85	0.29	22.96	0.44	24.82
0.16	18.46	0.30	23.1	0.45	24.94
0.17	18.84	0.31	23.2	0.46	25.12

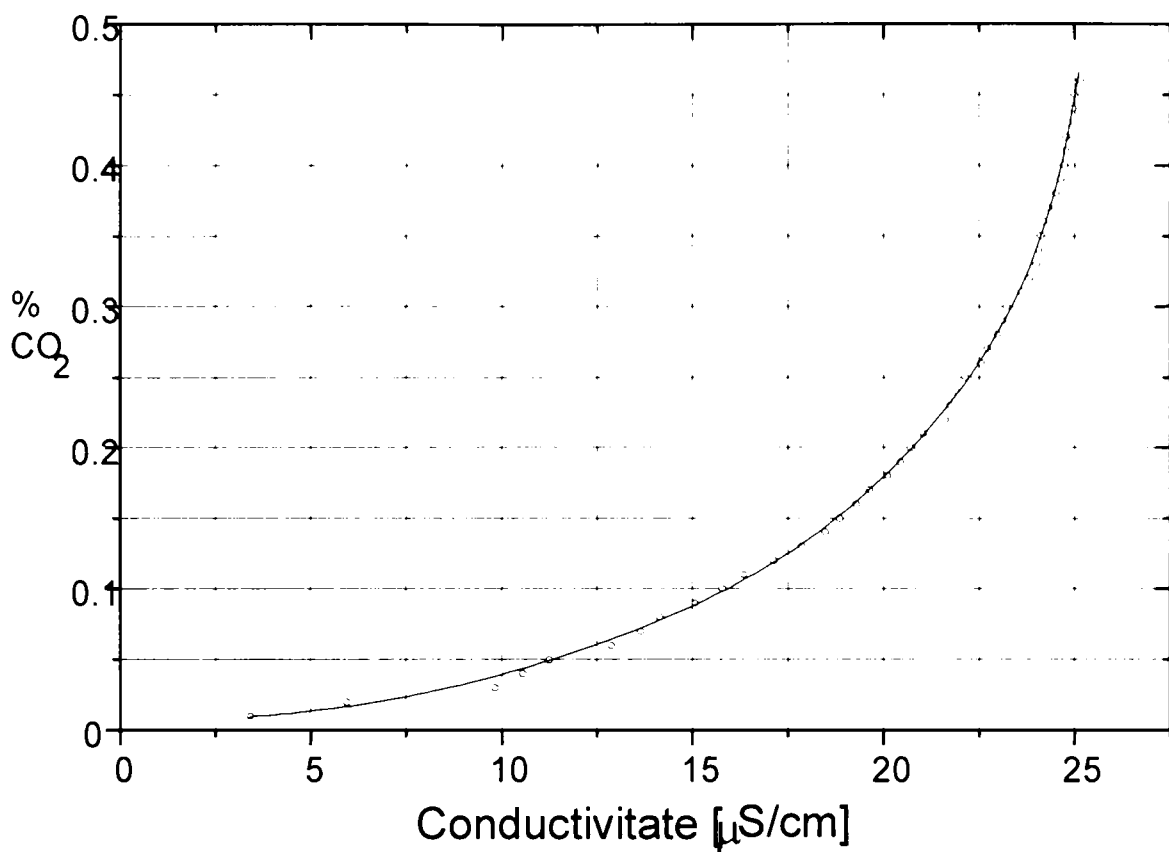


Figura 4.1. Curba de etalonare concentrație CO₂ – conductivitate

Instalația de carbonatare este prezentată în foto 1, 2 și 3, iar schema bloc a instalației de carbonatare accelerată a betonului este redată în figura 4.2

Foto 1. Instalația de carbonatare rapidă a betonului



Foto 2. Instalația de carbonatare rapidă



Foto 3. Instalația de carbonatare rapidă



Schema bloc a instalației de carbonatare accelerată a betonului este redată în fig. 4.2:

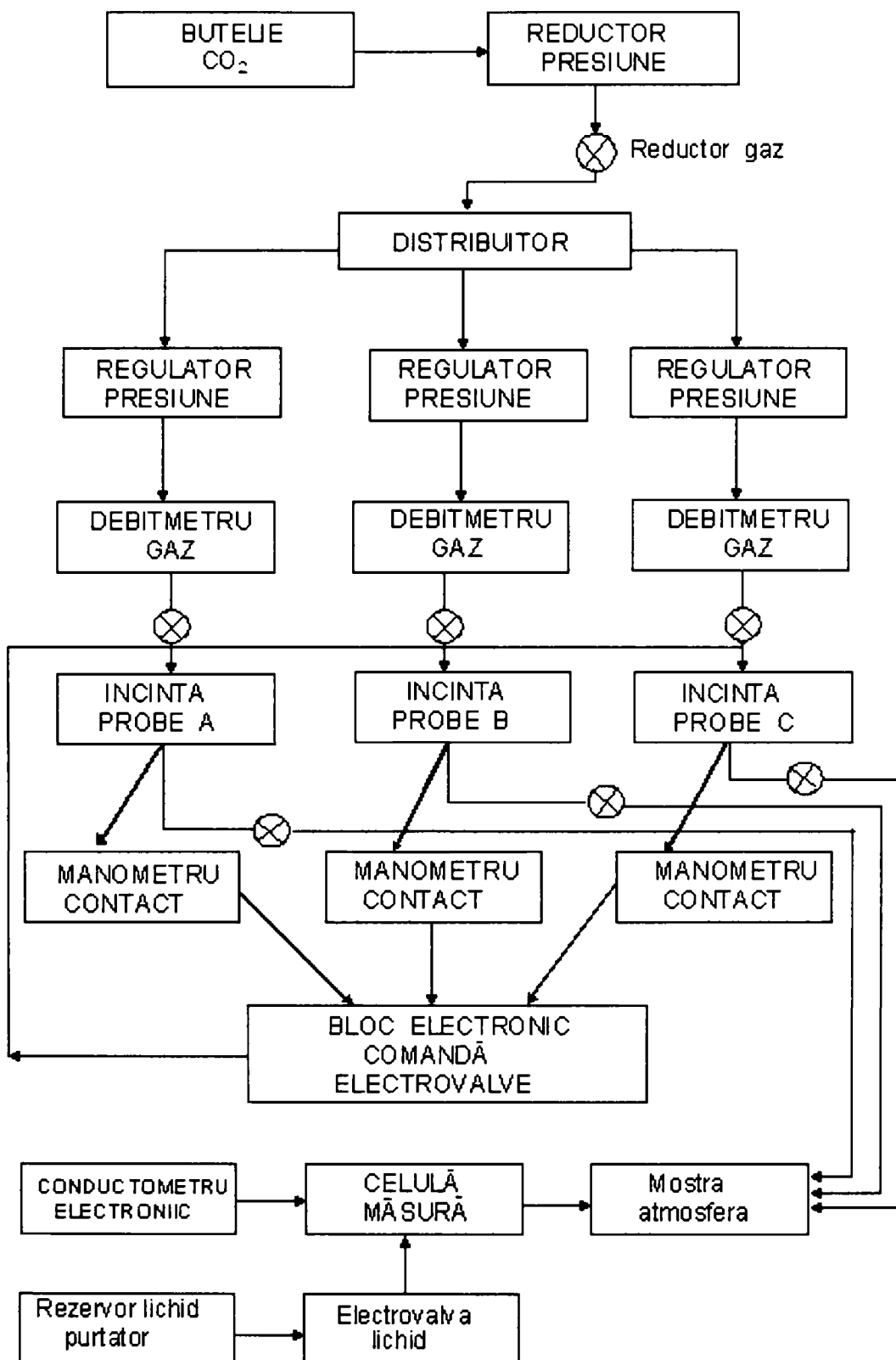


Figura 4.2. Schema bloc a instalației de carbonatare accelerată a betonului

4.2.3. Etapa 3 - Prelevarea probelor de beton si determinarea pH-ului

Prelevarea probelor de beton s-a făcut cu ajutorul unui burghiu cu cap Vidia (foto.4, 5), prin forare la adâncimi progresive mai mari. Probele pulverulente astfel obținute au fost

păstrate în cutiute etanșe (foto 6) și analizate ulterior.

Proba rezultată s-a mojarat și s-a cântărit 0,5 g de material care s-a dizolvat în 40 ml de apă distilată după care s-a ultrasonat (la o frecvență de rezonanță de 20 kHz cu ajutorul unui transductor magnetostrictiv).

Determinarea pH-ului s-a făcut pe un pH-metru CG 841 Schoot echipat cu un electrod de sticlă N 620.

Foto 4. Prelevarea probelor de beton



Foto 5. Prelevarea probelor de beton

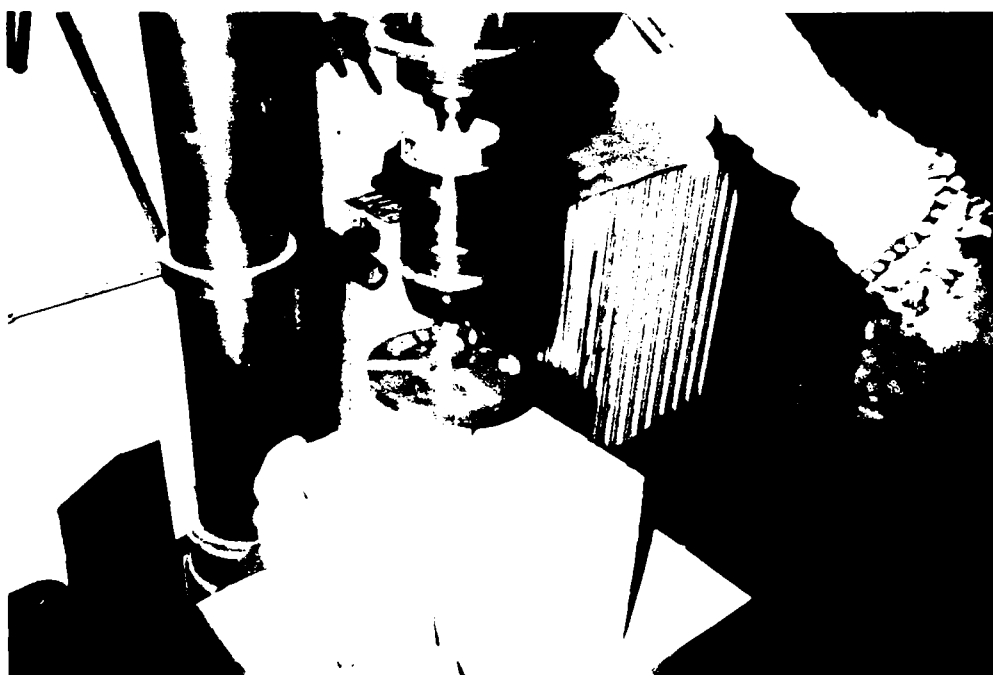


Foto 6. Păstrarea probelor pulverulente



4.3. DERULAREA PROGRAMULUI EXPERIMENTAL

Programul experimental a luat în considerare următorii parametri:

a) **clasa betonului**; s-au turnat în două etape, 5 rețete de beton corespunzător claselor: Bc10; Bc 15; Bc 20; Bc 25; Bc 30;

S-au mai testat o serie de betoane de înaltă performanță cu conținute de silice ultrafină, 3 rețete diferite BIP1, BIP2, BIP3 și martorele lor M1, M2, M3, beton obișnuit corespunzător mărcii B40. Aceste tipuri de betoane au fost testate doar la concentrația de 50% CO₂.

b) **concentrațiile de dioxid de carbon** alese au avut următoarele valori: 0.07%; 0.10%; 0.15%; 0.5 %; 25 % și 50 % CO₂;

c) **adâncimile** de prelevare a probelor de beton au fost: 0- 5 mm, 5-10mm, 10-15mm, 15- 20mm, 20-25 mm și 25- 30 mm.

d) **vârsta** la care s-au făcut determinări:

1) 30, 90, 120, 150, 180, 210, 270, 300, 660 zile, pentru probele de beton păstrate la concentrațiile de 5 %, 25 % și 50 % CO₂

2) 30, 60, 90, 300, 360, 390, 420, 540, 570 și 930 zile pentru probele de beton păstrate la concentrațiile de de 0,07 %, 0,10 % și 0,15 % CO₂;

Adâncimile și perioadele de timp au fost determinate de valorile pH-ului obținute la determinările precedente.

e) **umiditatea relativă** - 42%

f) **temperatura medie** - 20 grade Celsius

Probele din beton au fost ținute într-o instalație de carbonatare rapidă, alcătuită din incinte etanșe [foto 7, 8], câte una pentru fiecare concentrație de CO_2 . În aceste incinte au fost păstrate probele din beton la concentrații constante de CO_2 .

Prelevarea probelor de beton s-a făcut prin forare la adâncimi progresiv mai mari.

Probele pulverulente de beton s-a mojarat și s-a cântărit 0,5 g de material care s-a dizolvat în 40 ml de apă distilată după care s-a ultrasonat (la o frecvență de rezonanță de 20 kHz cu ajutorul unui transductor magnetostrictiv).

Determinarea pH-ului s-a făcut pe un pH-metru CG 841 Schoot echipat cu un electrod de sticlă N 620.

Determinarea concentrațiilor de CO_2 din incintele instalației de carbonatare s-a făcut prin măsurarea conductivităților cu un conductometru CDM 210 Mevt Lab Radiometer Copenhaga, echipat cu o celulă CDC 241M (an de fabricație 1998). (foto 9)

Foto 7. Incintă carbonatare



Foto 8. Incintă carbonatare

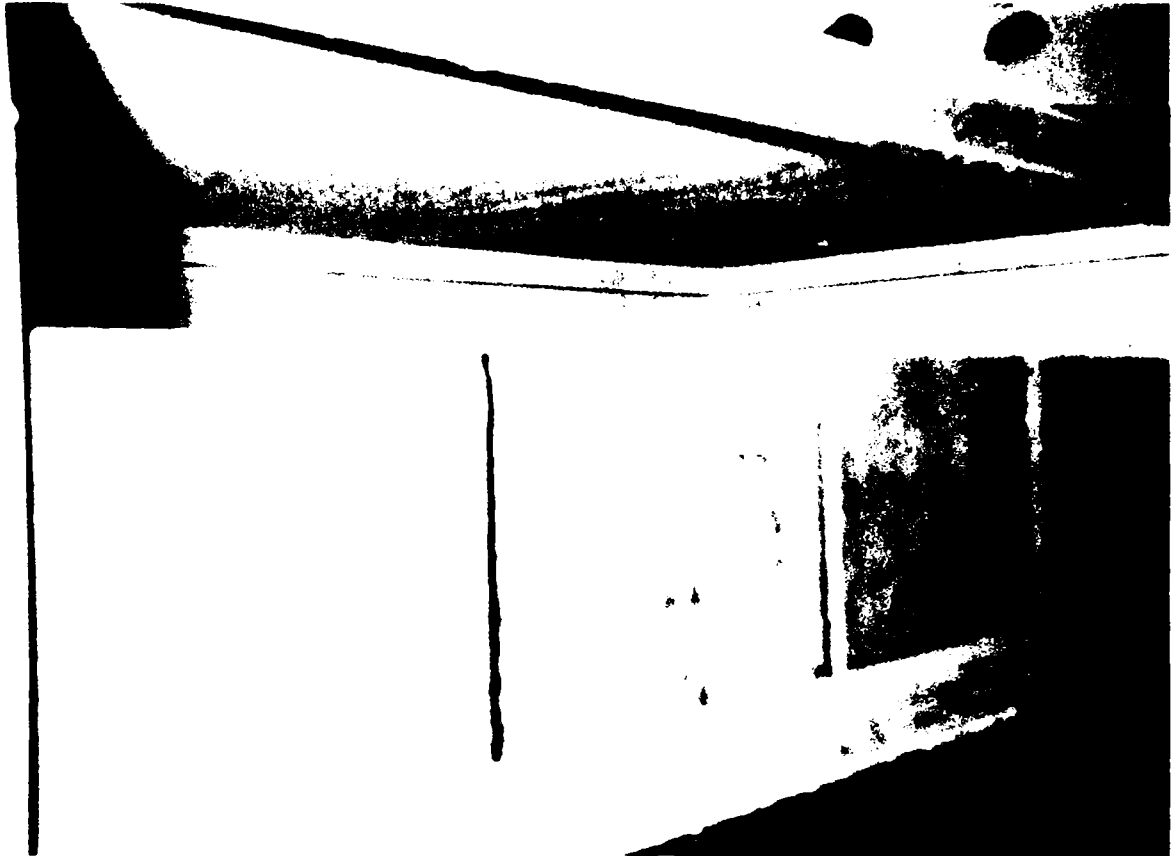


Foto 9. Conductometru CDM 210 Mevt Lab Radiometer Copenhaga



4.4. MODUL DE LUCRU

Partea experimentală s-a desfășurat pe parcursul a 3 ani, iar instalația de carbonatare a funcționat timp de 930 zile.

Pe perioada derulării experimentului au fost prelevate și analizate din punct de vedere al pH-ului, **4215** probe pulverulente de beton.

Au fost luate în considerare **1405** valori ale pH-ului, fiecare valoare fiind media a trei determinări. În anexa 1 sunt prezentate toate valorile medii ale pH-ului, valori luate în considerare la interpretarea rezultatelor.

Înainte de introducerea probelor de beton în incintele de carbonatare s-a determinat pH-ul inițial care a avut următoarele valori:

- 11,57 pentru Bc10, Bc15, Bc20, Bc25, BC30
- 11,03 pentru M1
- 11,00 pentru M2
- 11,04 pentru M3
- 11,03 pentru BIP1
- 11,06 pentru BIP2
- 11,24 pentru BIP3

În anexa 2 este dată analiza termogravimetrică a unei probe pulverulente de beton Bc15, pe adâncimea de 0-5 mm, înainte de introducerea epruvetei în instalația de carbonatare, iar în anexa 3 este prezentată analiza termogravimetrică a aceluiași tip de beton, după 90 de zile de carbonatare, pe adâncimea 0-5 mm, la o concentrație a CO₂ de 0,15%. Nu a fost evidențiată prezența CaCO₃, care are o descompunere la o temperatură de 900° C în CaO + CO₂.

Turnarea probelor de beton în două serii cu un decalaj de 6 luni între ele, s-a datorat faptului că probele de beton turnate în prima serie, introduse la concentrații ale CO₂ de 0,07%, 0.10% și 0.15 %, nu au prezentat semne evidente de carbonatare după 90 de zile de carbonatare accelerată. Am considerat că este necesară turnarea celei de-a doua serii de betoane și introducerea lor la concentrații ale CO₂ mai mari , respectiv 5%, 25% și 50%.

Punctul de plecare în evaluarea valorii pH-ului a fost diagrama simplificată a lui Pourbaix pentru coroziunea fierului, reprezentată în figura 4.3:

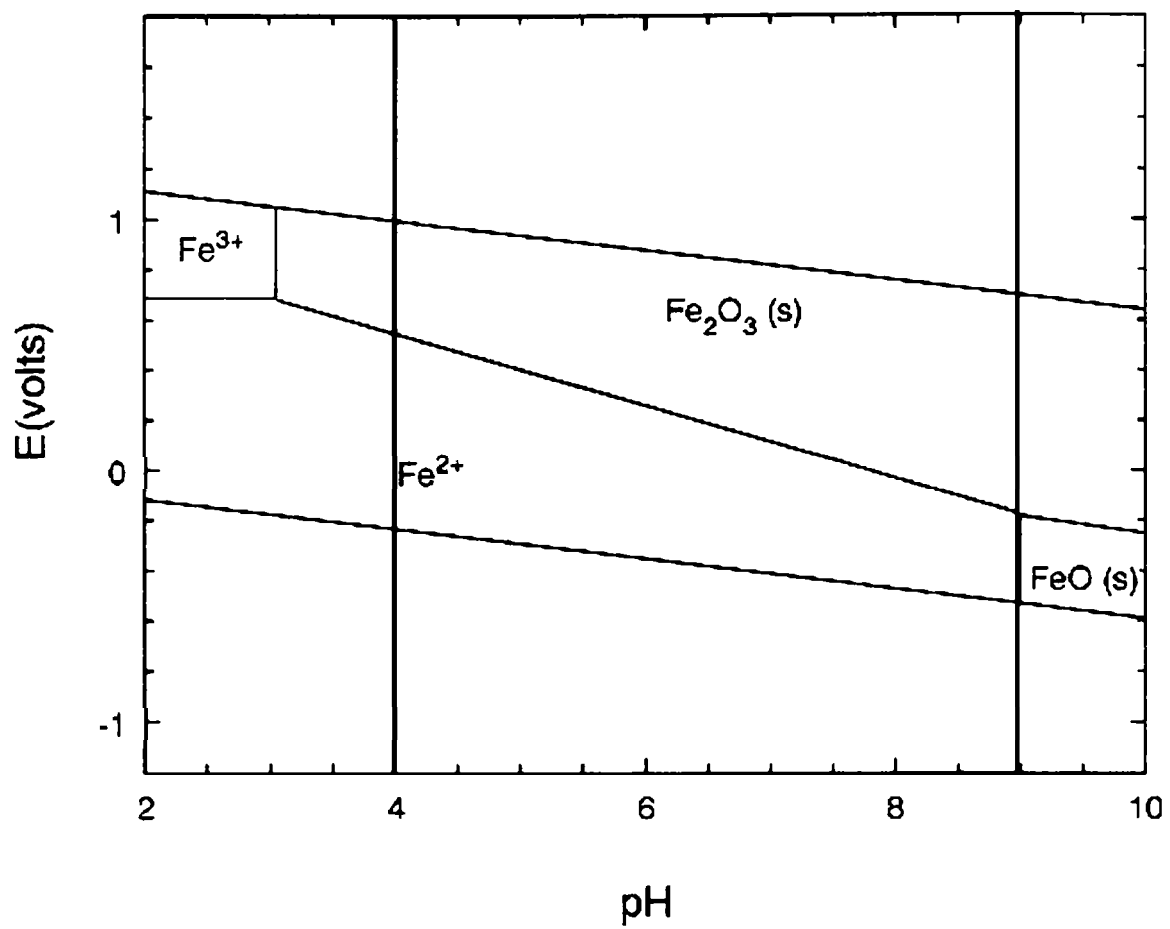


Figura 4.3. Diagrama simplificată a lui Pourbaix pentru coroziunea fierului

O interpretare a acestei diagrame pentru beton este reprezentată în figura 4.4

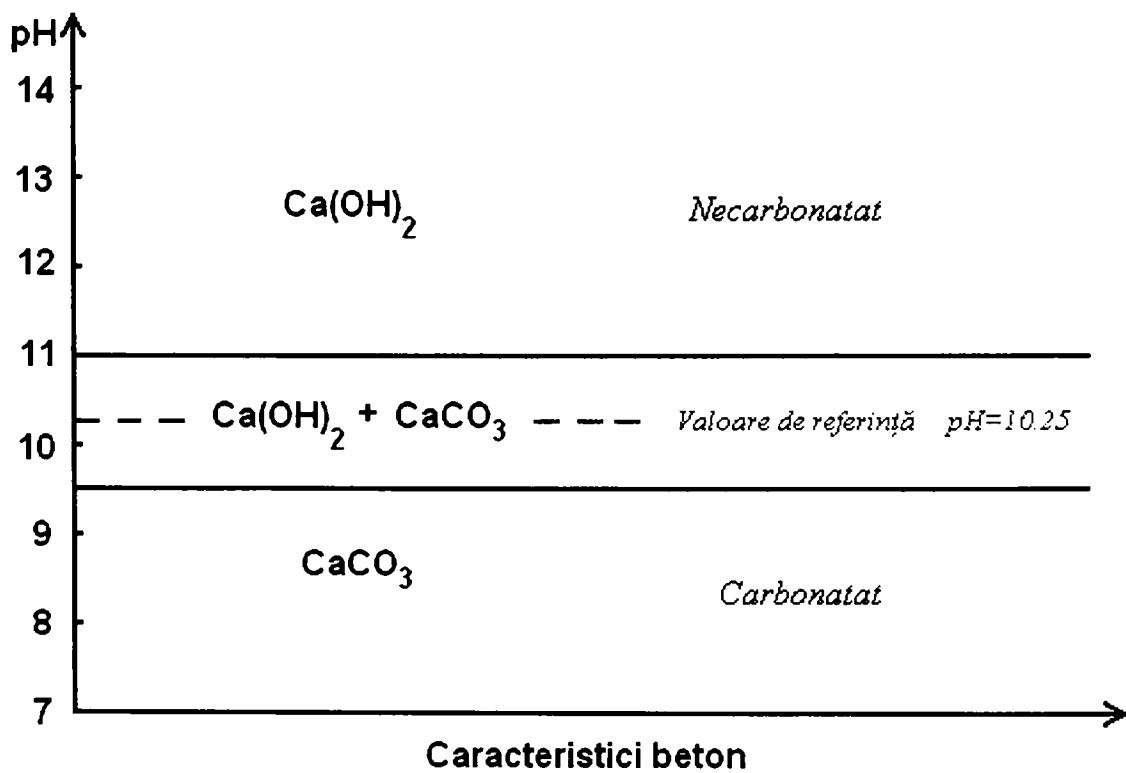


Figura 4.4. Valorile pH-ului în cazul carbonatării betonului

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Pe baza diagramei Pourbaix s-a stabilit că în cazul betonului, pH- ul este diferit în funcție de componenții rezultați din reacția Ca(OH)_2 cu CO_2 . La valori ale pH-ului peste 11,00 prezența Ca(OH)_2 asigură un mediu bazic care conferă armăturii starea de *pasivitate* , nefiind riscuri de apariție a coroziunii.

Pentru coroziunea armăturilor în beton s-a considerat ca o valoare a pH-ului sub 10,25 dă premisele apariției coroziunii.

La valori ale pH- ului sub 9,5 , Ca(OH)_2 este carbonatat integral.

În interpretarea datelor experimentale am considerat ca valoare de referință a pH-ului, valoarea de 10,25(media dintre valoare de 9,5 si 11), valoare sub care am considerat că a apărut carbonatarea betonului.

Prelevarea probelor pulverulente de beton s-a făcut pe adâncimile 0-5 mm, 5-10 mm, 10-15 mm, 15-20mm, 20-25mm, 25-30mm dar la interpretarea datelor experimentale au fost luate în considerare adâncimile medii, respectiv: 2,5 mm; 7,5mm; 12,5mm; 17,5mm; 22,5mm; 27,5mm.

În evaluarea datelor experimentale au intervenit 4 parametri:

- 1) tipul de beton
- 2) adâncimea studiată
- 3) timpul
- 4) concentrația CO_2

identificându-se 12 variante de interpretare a rezultatelor, variante prezentate în tabelul 4.6.

Tabelul 4.6. Variante de interpretare a rezultatelor

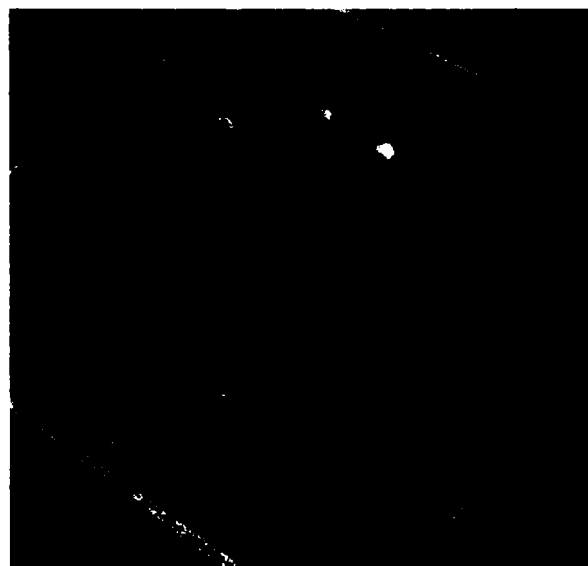
Dependența	Variabile	Constante
pH=f(timp)	Tip beton	- Adâncimea studiată - Concentrație CO_2
	Adâncimea studiată	- Tip beton - Concentrație CO_2
	Concentrație CO_2	- Tip beton - Adâncimea studiată
pH=f(tip beton)	Concentrație CO_2	- Adâncimea studiată - Timp

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

pH=f(tip beton)	Timp	- Adâncimea studiată - Concentrație CO ₂
	Adâncimea studiată	- Timp - Concentrație CO ₂
pH=f(adâncime carbonatare)	Tip beton	- Timp - Concentrație CO ₂
	Timp	- Tip beton - Concentrație CO ₂
	Concentrație CO₂	- Tip beton - Timp
pH=f(concentrație CO₂)	Tip beton	- Adâncimea studiată - Timp
	Adâncimea studiată	- Tip beton - Timp
	Timp	- Tip beton - Adâncimea studiată

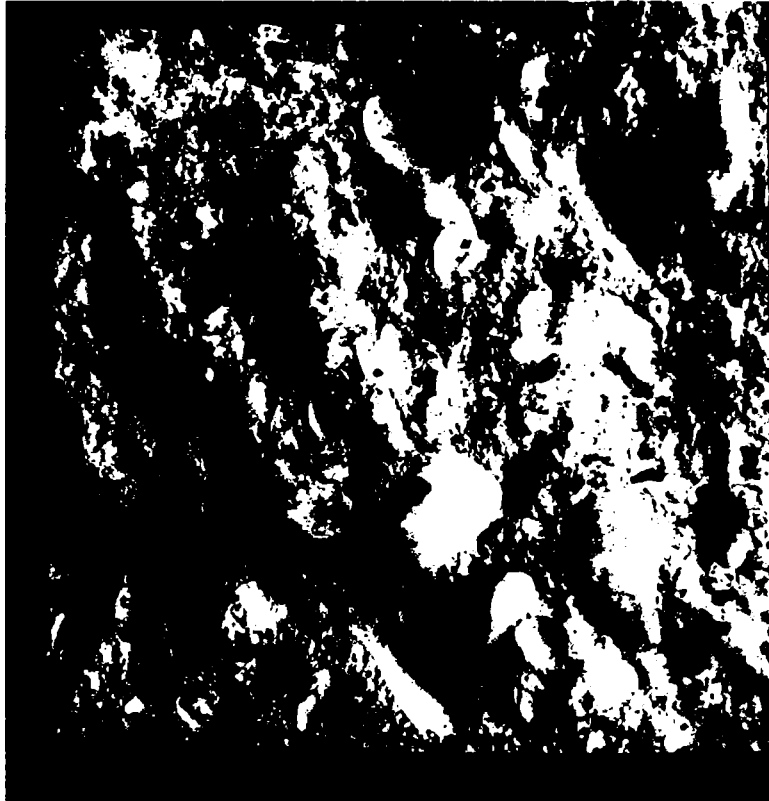
Epruvetele din beton au avut aceeași suprafața de sprijin în incintele de carbonatare pe toată perioada experimentului. Prelevarea probelor pulverulente s-a făcut pe celelalte fețe ale epruvetei(foto 10)

Foto 10. Epruvetă după prelevarea probelor



Unele valori ale pH-ului au fost mai mici comparativ cu majoritatea valorilor obținute la aceeași adâncime studiată. Ținând cont de faptul că dimensiunea maximă a agregatului intrat în compoziția betonului este de 16mm iar adâncimea de prelevare a probelor este de 5 mm, este foarte posibil ca pe traseul de forare sa fi existat un agregat cu dimensiuni mari care a modificat pH-ul (foto 11).

Foto 11. Structura betonului



Practic proba respectivă nu a conținut Ca(OH)_2 care conferă bazicitate betonului, rezultând o valoare mică a pH-ului. Aceste valori nu au fost eliminate din calculul mediei pH-ului pe adâncimea studiată dar ele au influențat într-o anumită măsură valorile finale.

CAPITOLUL 5.

DETERMINĂRI EXPERIMENTALE

În evaluarea datelor experimentale au intervenit 4 parametri:

- 1) tipul de beton
- 2) adâncimea studiată
- 3) timpul
- 4) concentrația CO₂

identificându-se 12 variante posibile de interpretare a rezultatelor, variante prezentate în tabelul 5.1.

Tabelul 5.1. Variante de interpretare a rezultatelor

Dependența	Variabile	Constante
pH=f(timp)	1. Tip beton	- Adâncimea studiată - Concentrație CO ₂
	2. Adâncimea studiată	- Tip beton - Concentrație CO ₂
	3. Concentrație CO ₂	- Tip beton - Adâncimea studiată
pH=f(tip beton)	4. Concentrație CO ₂	- Adâncimea studiată - Timp
	5. Timp	- Adâncime carbonatare - Concentrație CO ₂
	6. Adâncimea studiată	- Timp - Concentrație CO ₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

pH=f(adâncime carbonatare)	7. Tip beton	- Timp - Concentrație CO ₂
	8. Timp	- Tip beton - Concentrație CO ₂
	9. Concentrație CO₂	- Tip beton - Timp
pH=f(concentrație CO₂)	10. Tip beton	- Adâncimea studiată - Timp
	11. Adâncimea studiată	- Tip beton - Timp
	12. Timp	- Tip beton - Adâncimea studiată

VARIANTA 1

Varianta 1 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de timp având ca variabilă tipul de beton și păstrând constante adâncimea medie de prelevare a probei și concentrația dioxidului de carbon (CO₂)

S-au obtinut 36 de grafice de evaluare a pH-ului.

Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare adâncime, începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm și pentru fiecare concentrație de CO₂, începând cu concentrația de 0,07% în ordine crescătoare până la o concentrație de 50% CO₂.

S-au făcut 11 seturi de determinări ale pH-ului la diverse perioade de timp pe parcursul a 930 de zile.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 36 de grafice obținute s-au selectat 12 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.1- 5.12.

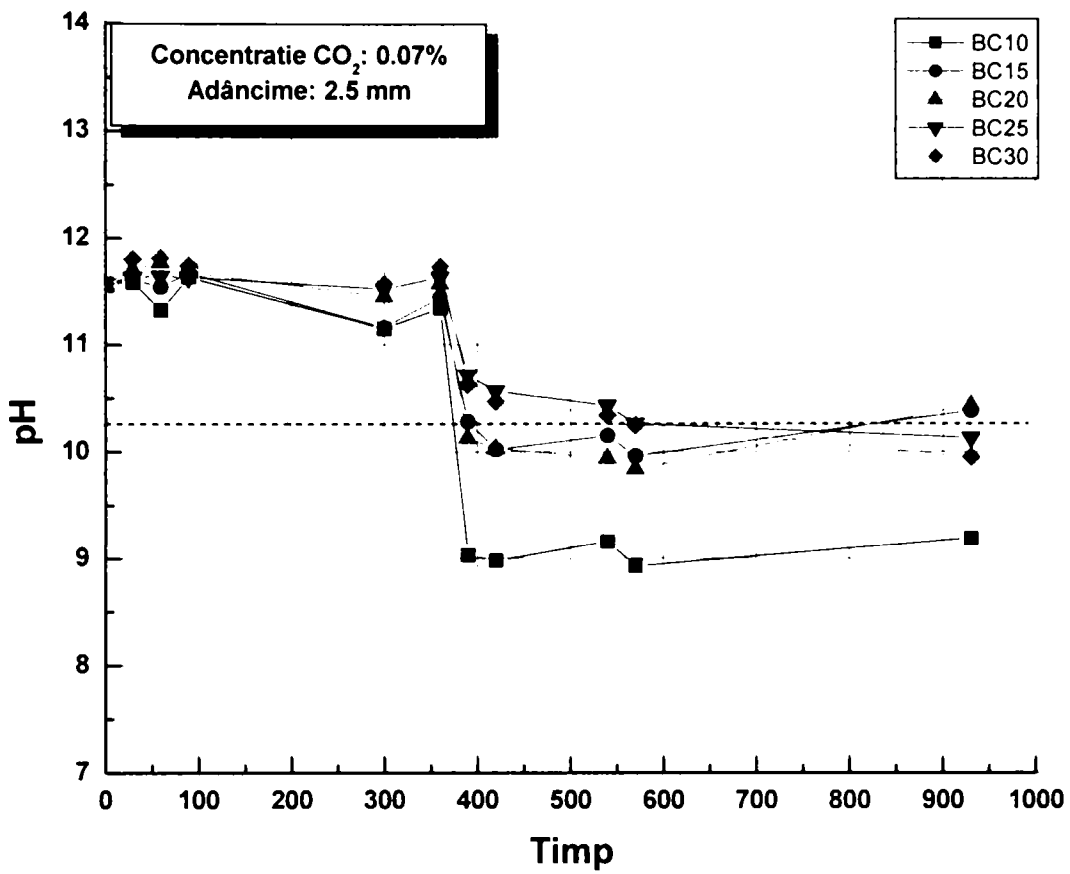


Figura 5.1. Variația pH-ului în timp

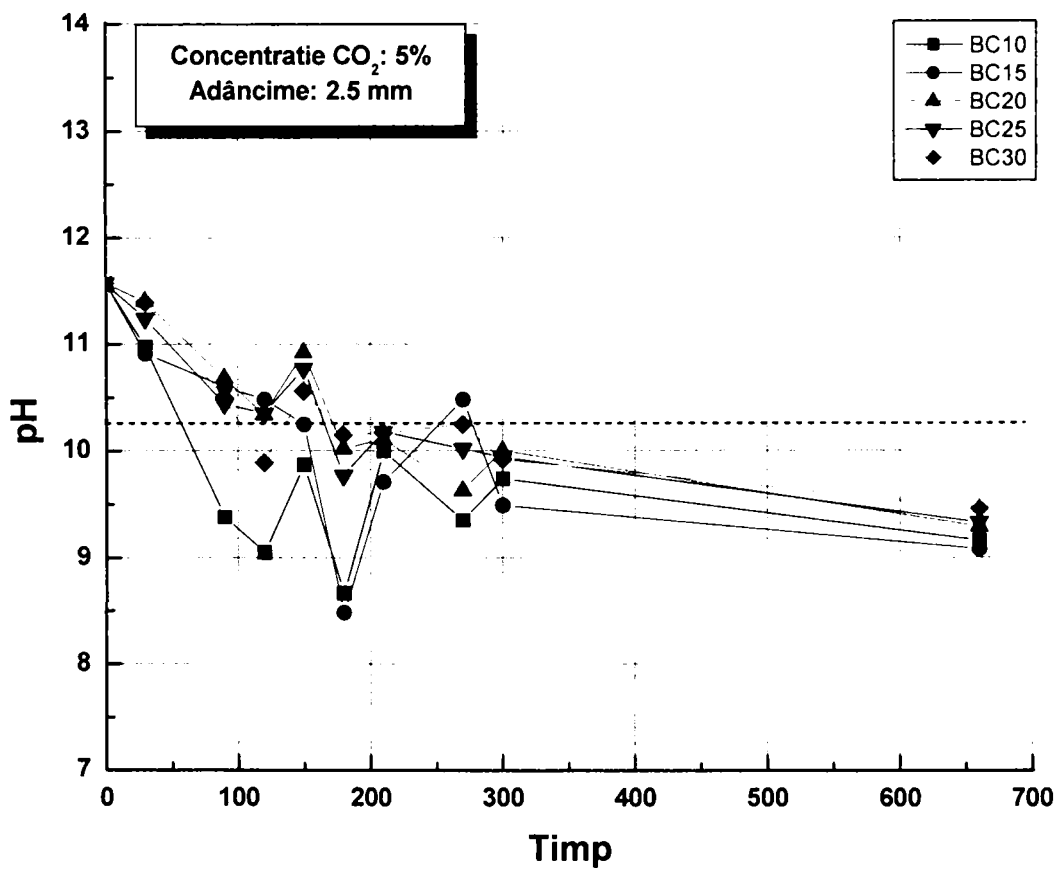


Figura 5.2. Variația pH-ului în timp

UNIV. "POLITEHNICA"
BIBLIOTECARA
BIBLIOTECA CENTRALĂ

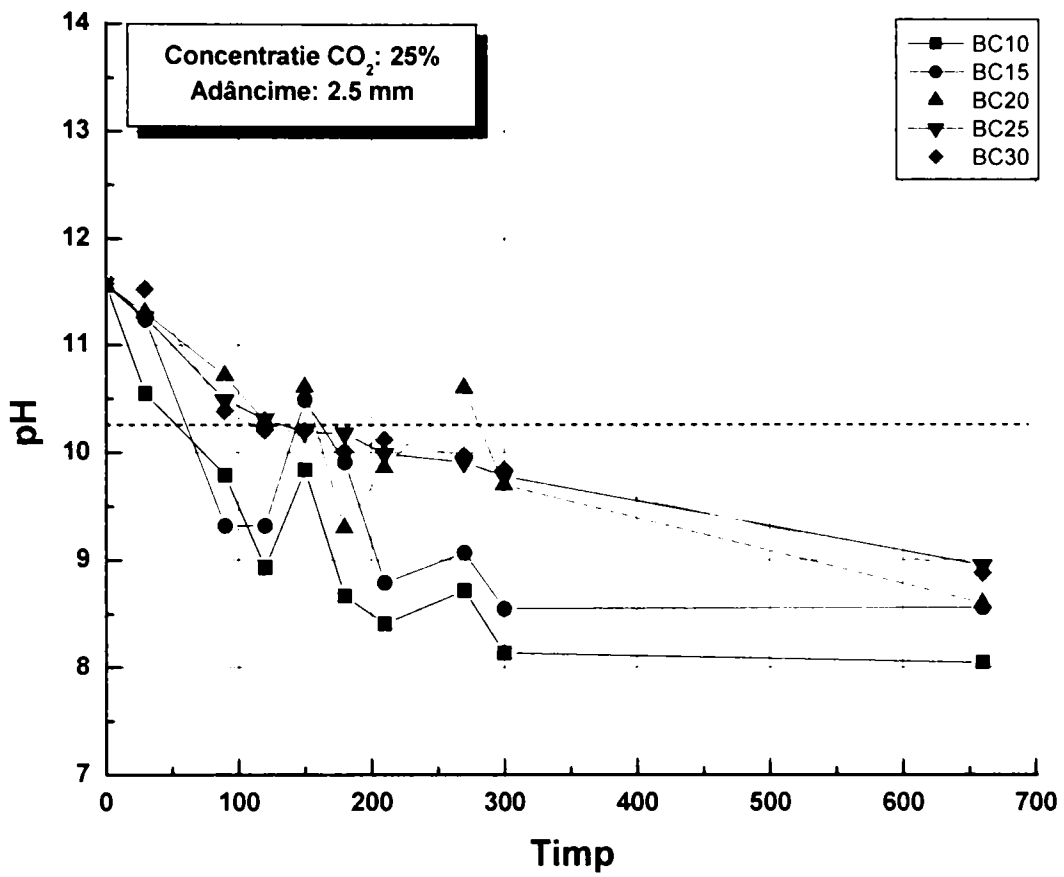


Figura 5.3. Variația pH-ului în timp

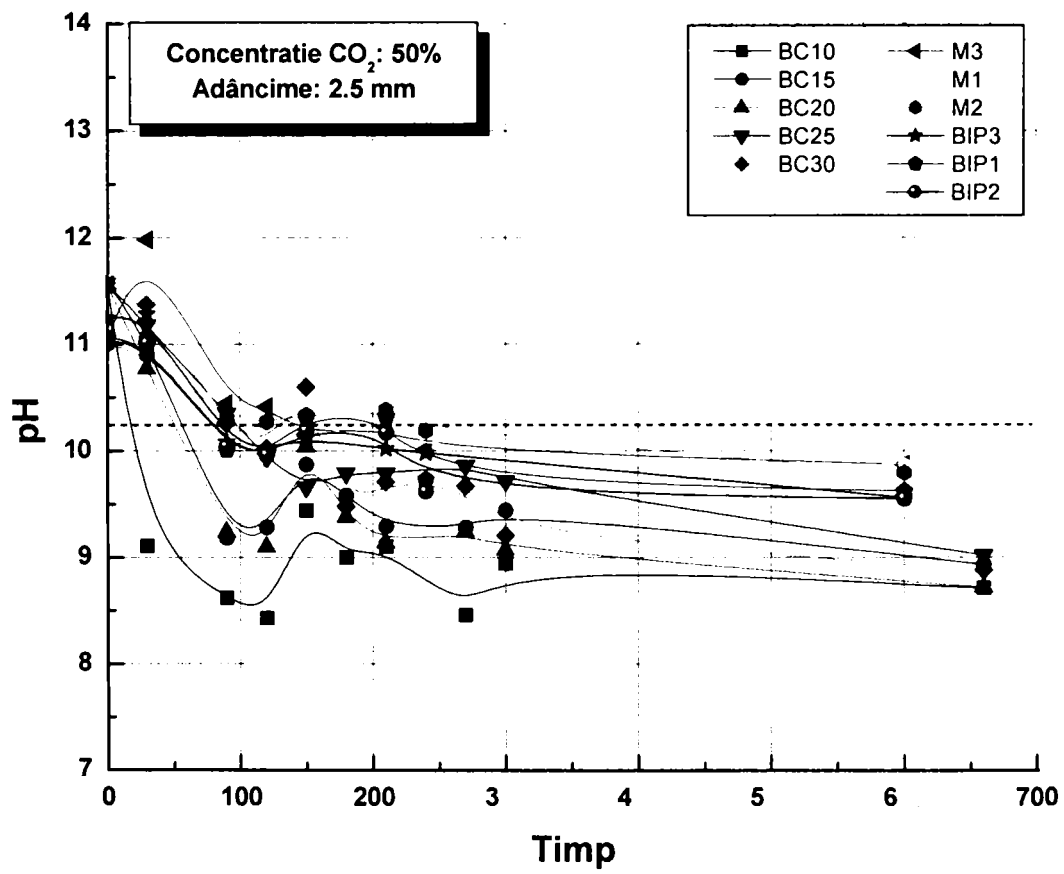


Figura 5.4. Variația pH-ului în timp

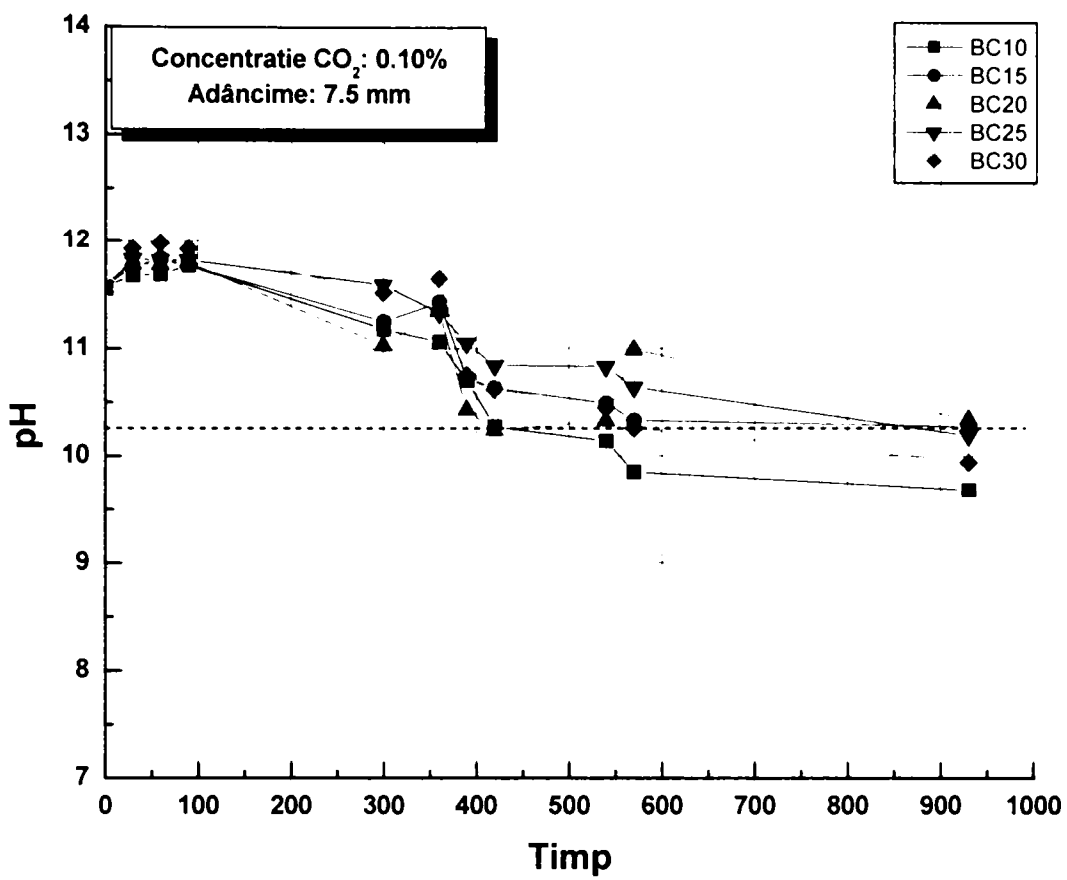


Figura 5.5. Variația pH-ului în timp

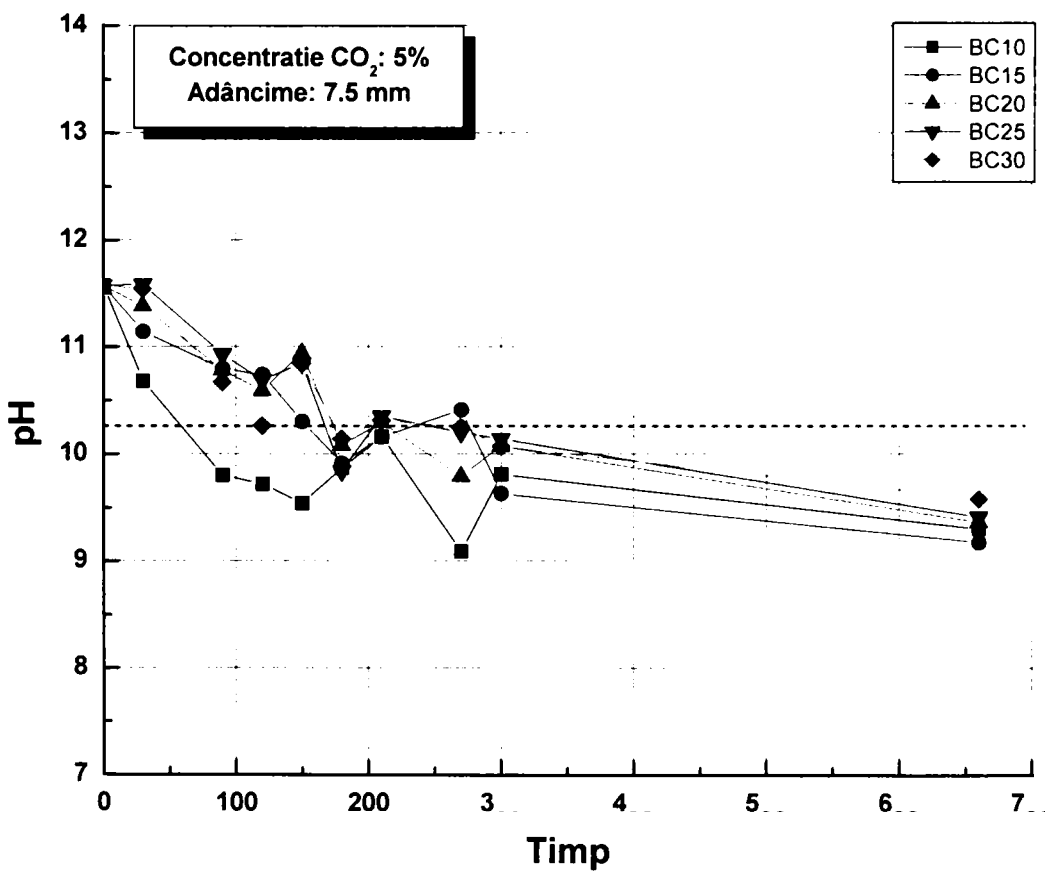


Figura 5.6. Variația pH-ului în timp

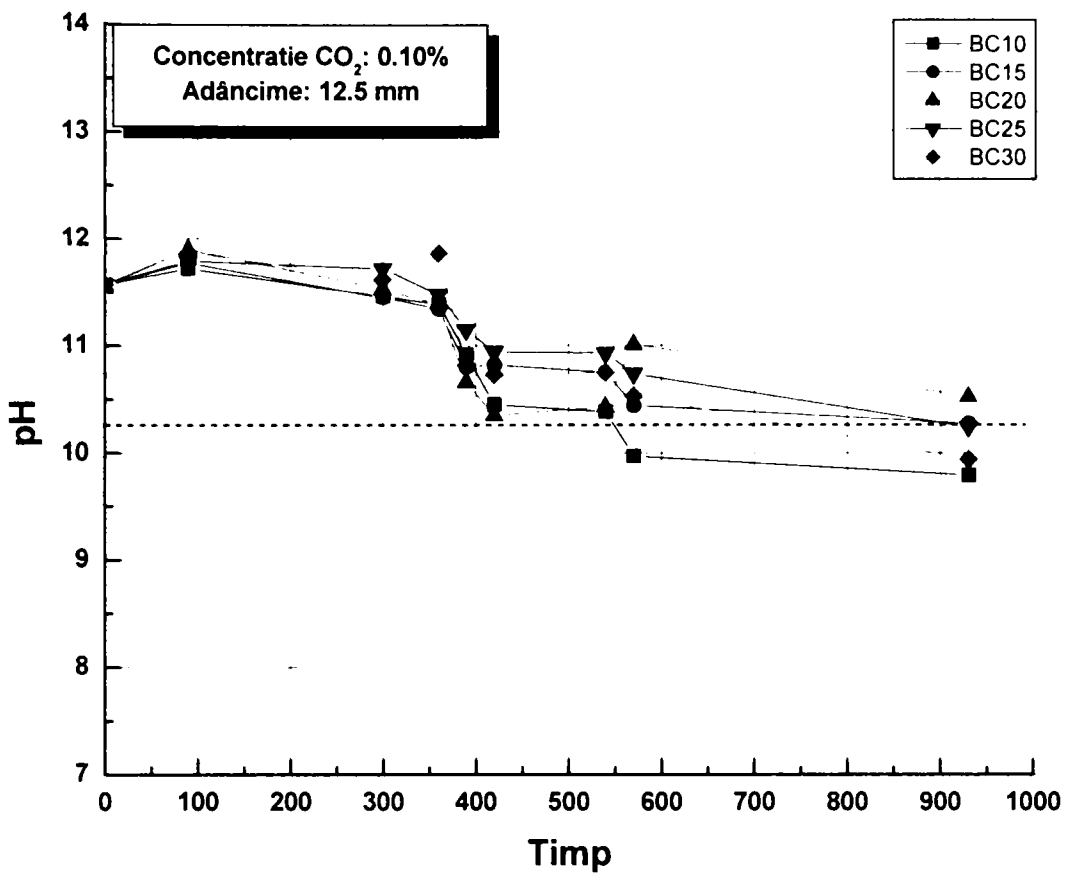


Figura 5.7. Variația pH-ului în timp

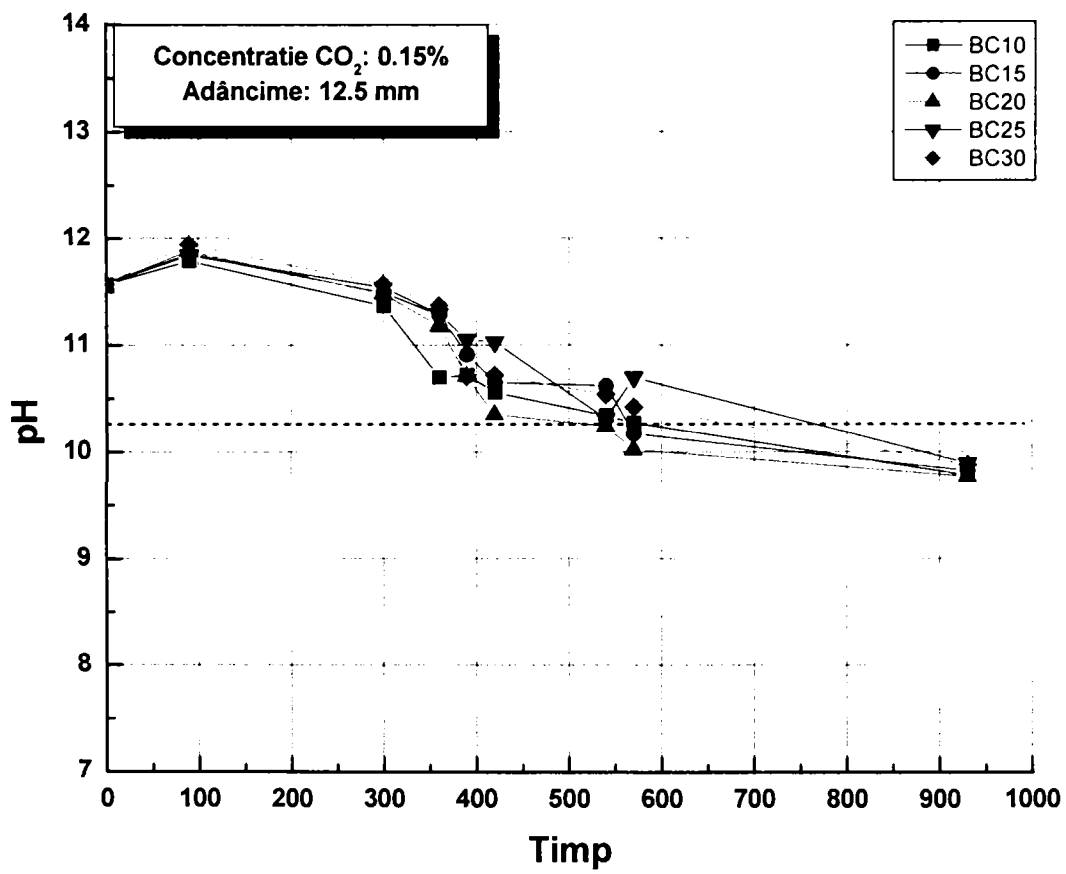


Figura 5.8. Variația pH-ului în timp

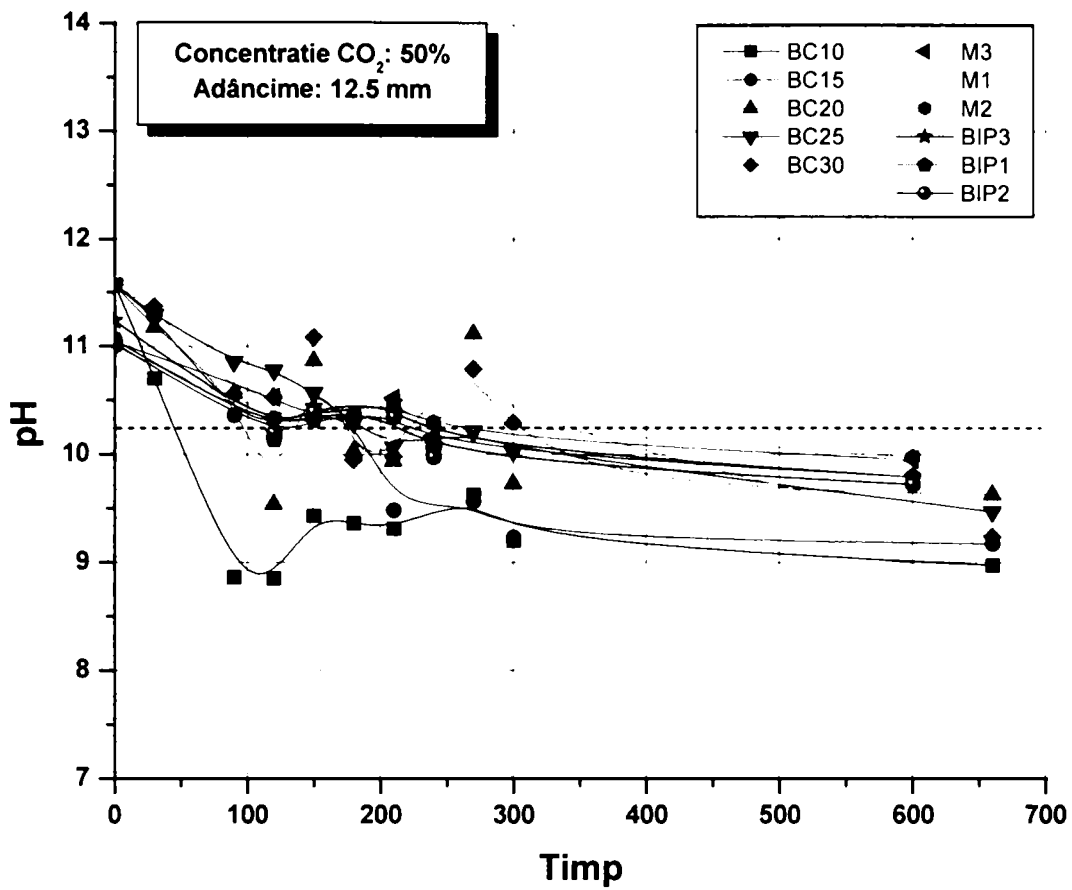


Figura 5.9. Variația pH-ului în timp

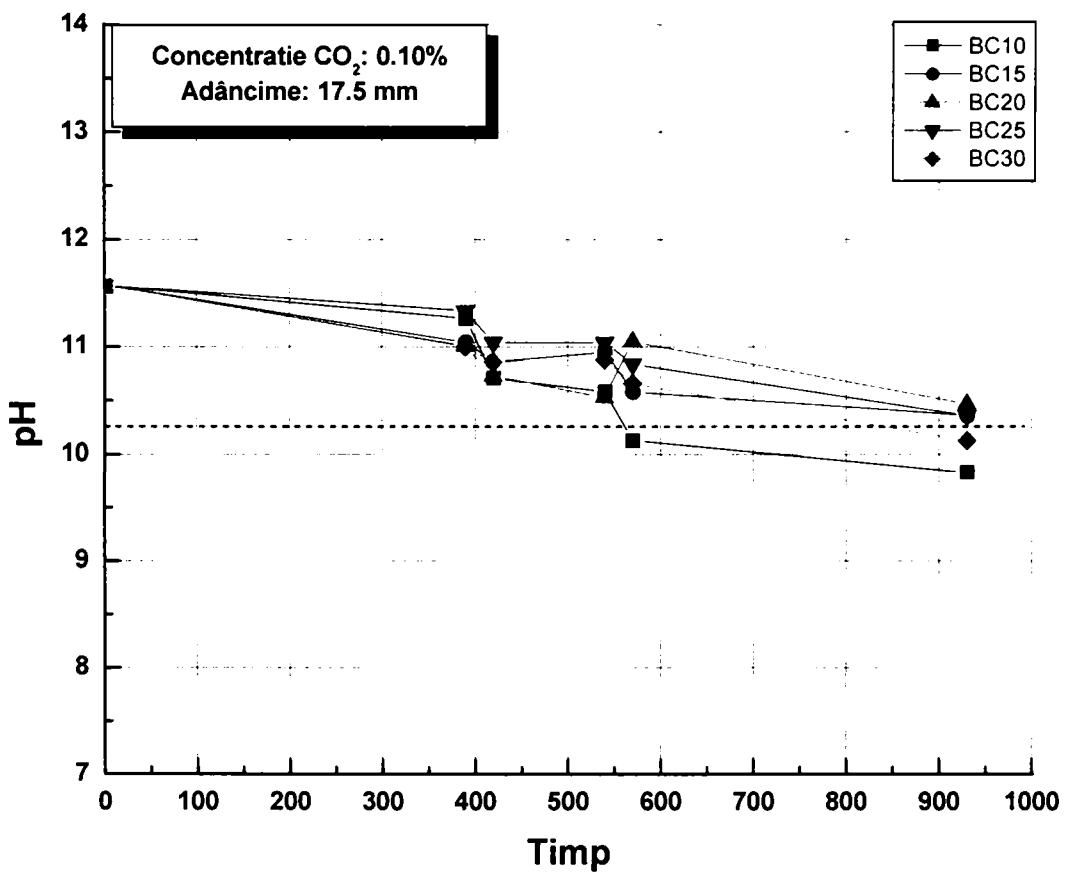


Figura 5.10. Variația pH-ului în timp

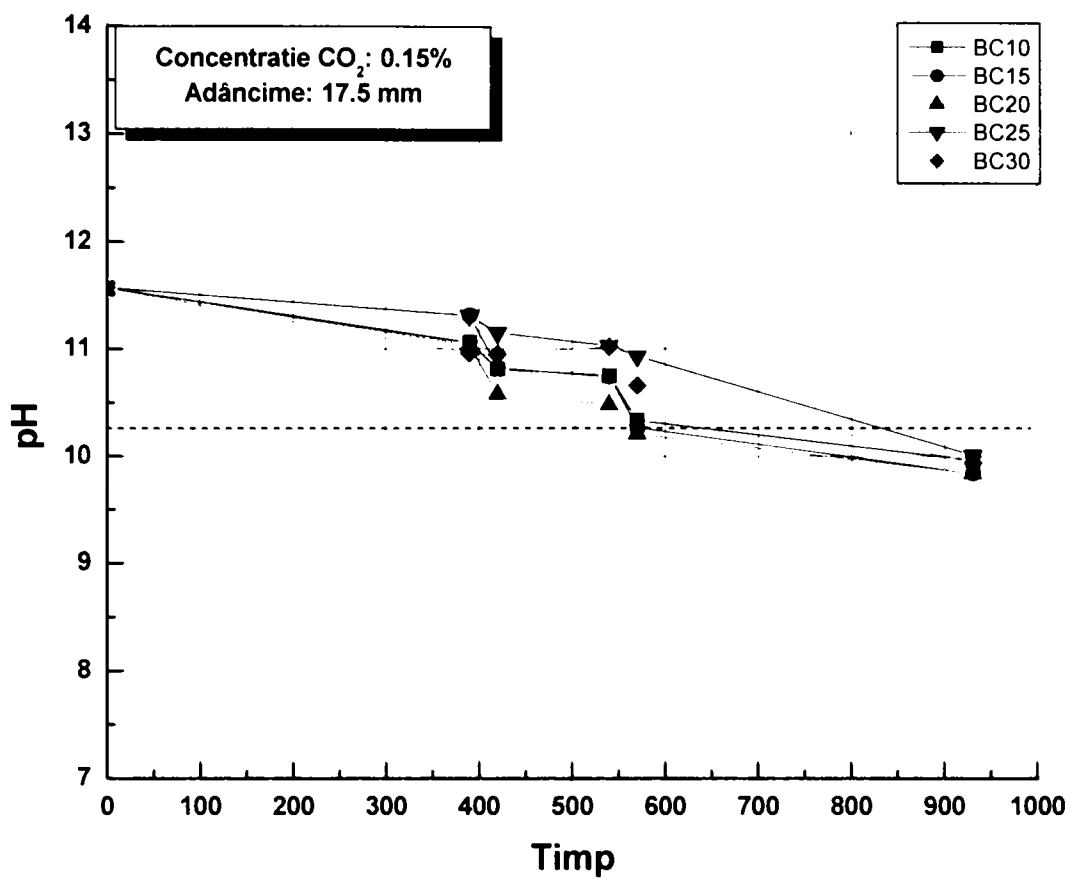


Figura 5.11. Variația pH-ului în timp

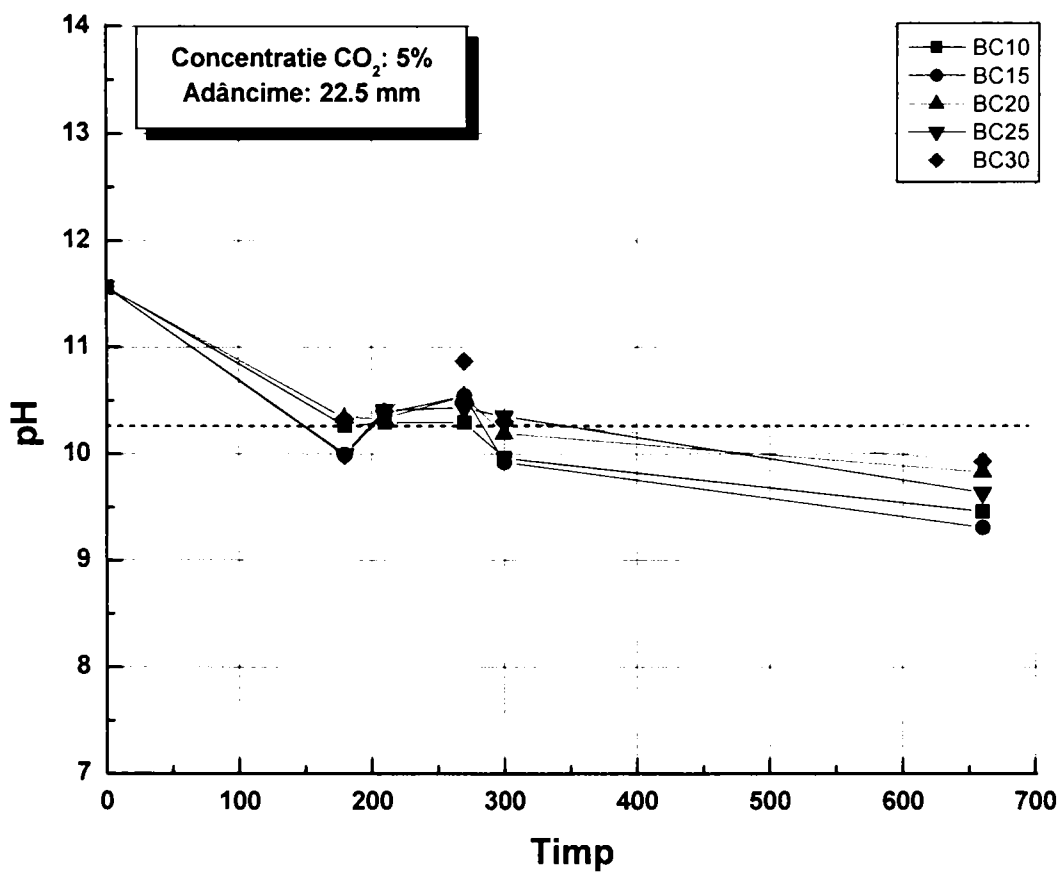


Figura 5.12. Variația pH-ului în timp

VARIANTA 2

Varianta 2 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de timp având ca variabilă adâncimea de prelevare a probelor și constante tipul de beton și concentrația dioxidului de carbon (CO₂).

S-au obținut 36 de grafice de evaluare a pH-ului. Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10, în ordine crescătoare până la Bc30 și pentru fiecare concentrație de CO₂, începând cu concentrația de 0,07% în ordine crescătoare până la o concentrație de 50% CO₂.

S-au făcut 11 seturi de determinări ale pH-ului la diverse perioade de timp pe parcursul a 930 de zile.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 36 de grafice obținute s-au selectat 10 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.13 – 5.22.

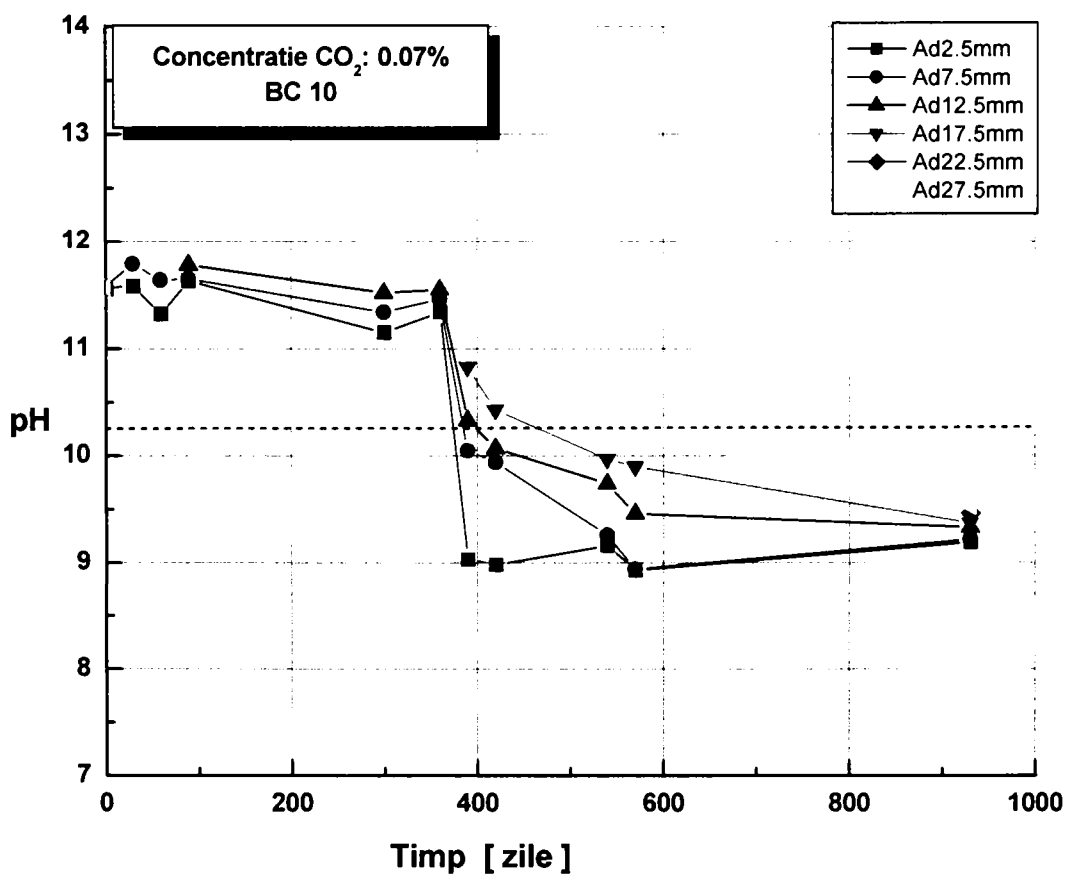


Figura 5.13. Variația pH-ului în timp

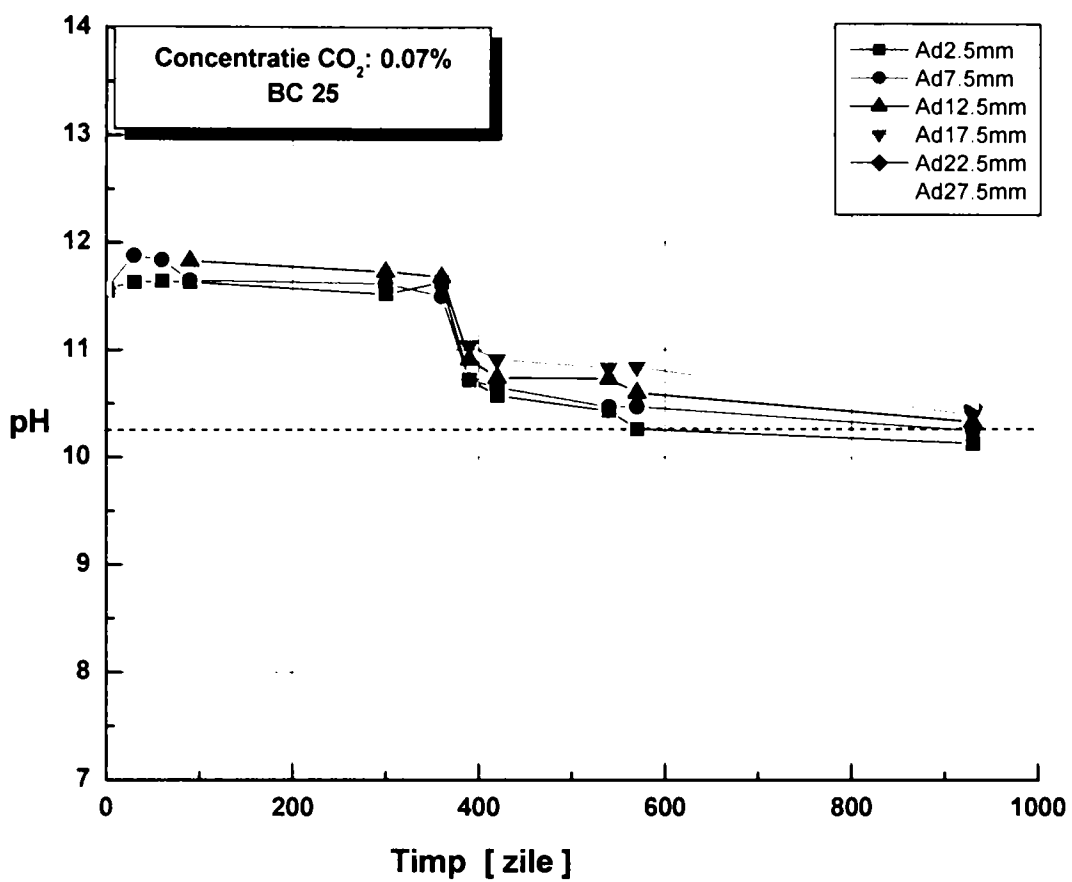


Figura 5.14. Variația pH-ului în timp

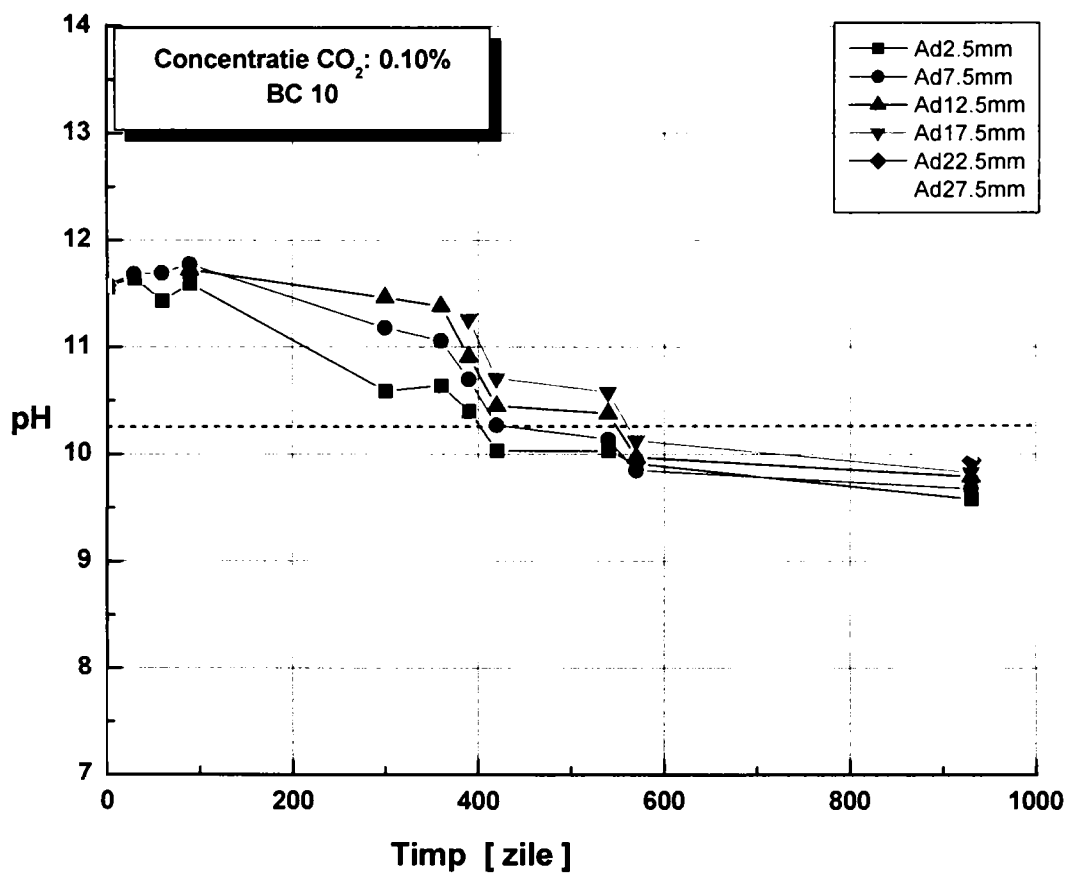


Figura 5.15. Variația pH-ului în timp

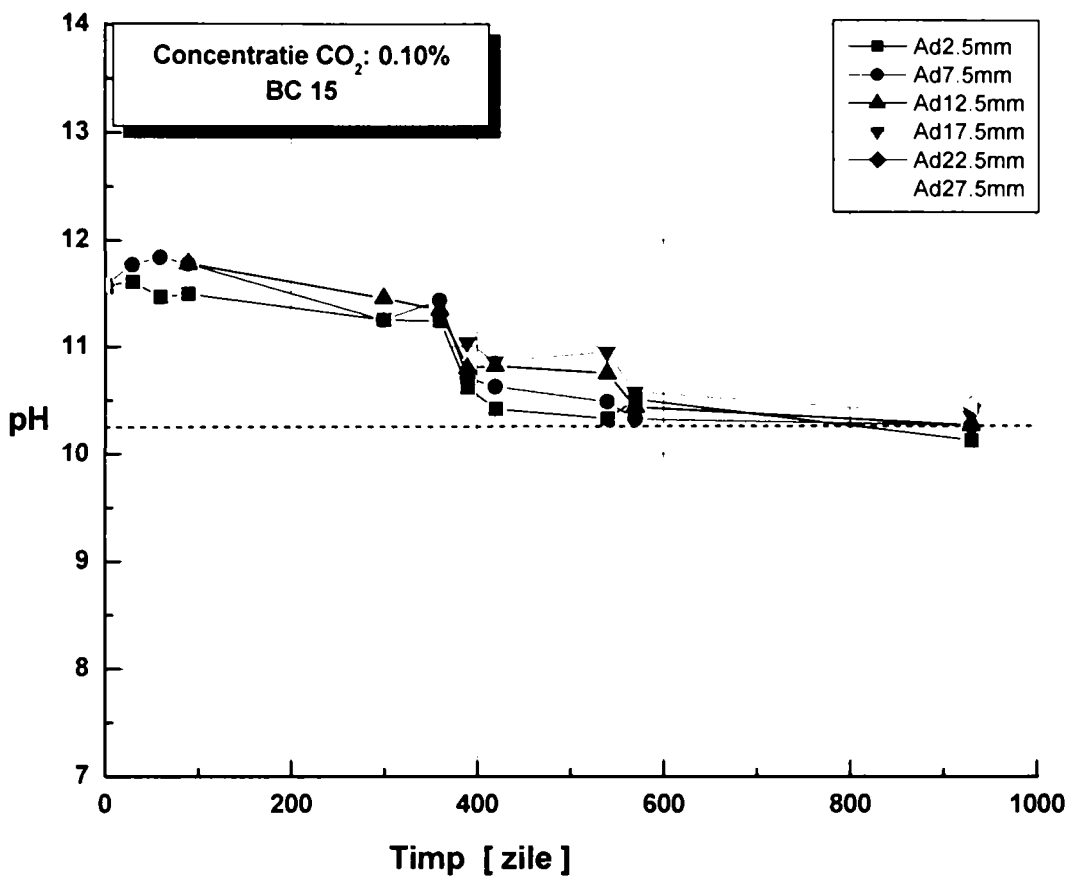


Figura 5.16. Variația pH-ului în timp

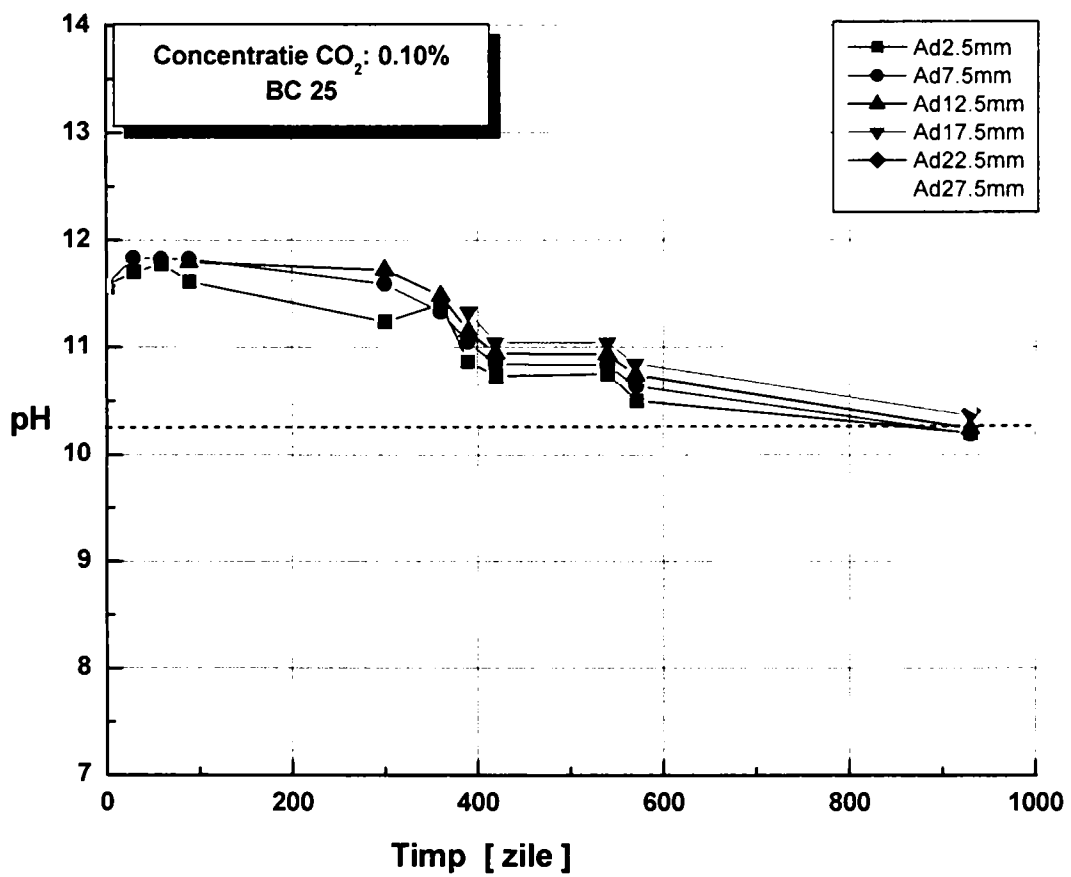


Figura 5.17. Variația pH-ului în timp

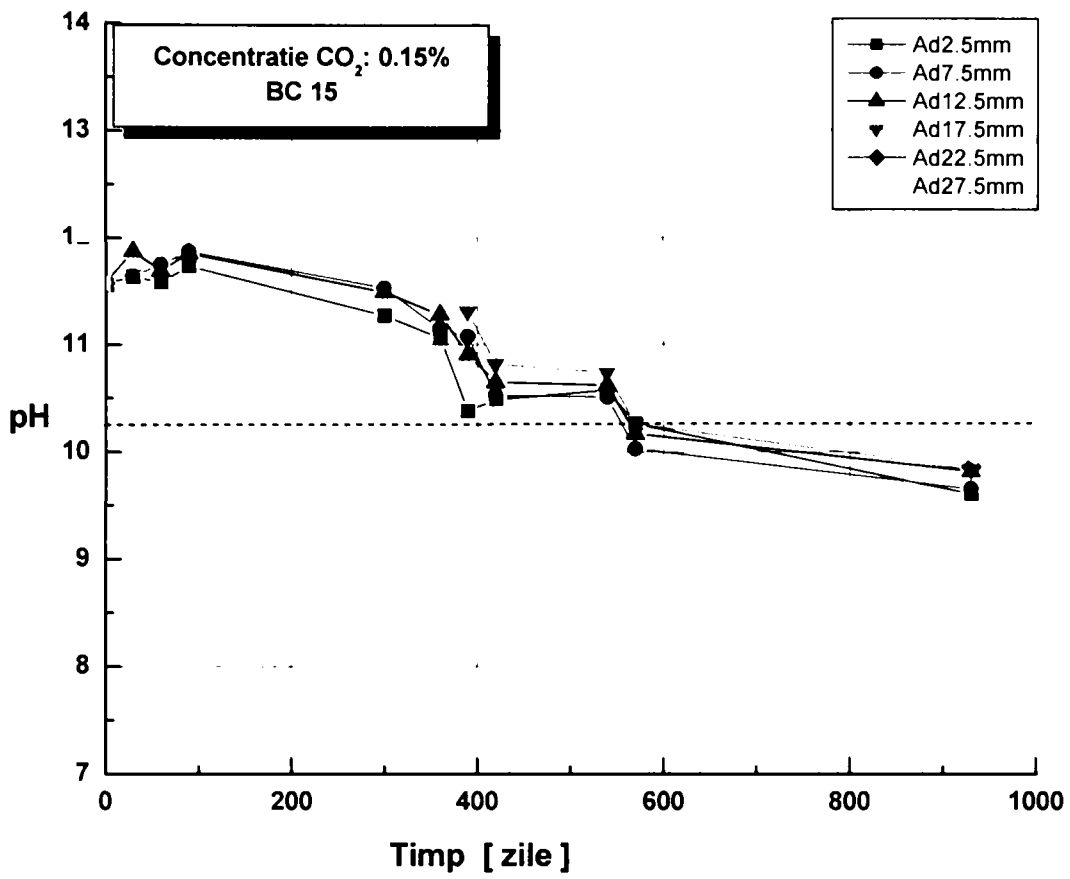


Figura 5.18. Variația pH-ului în timp

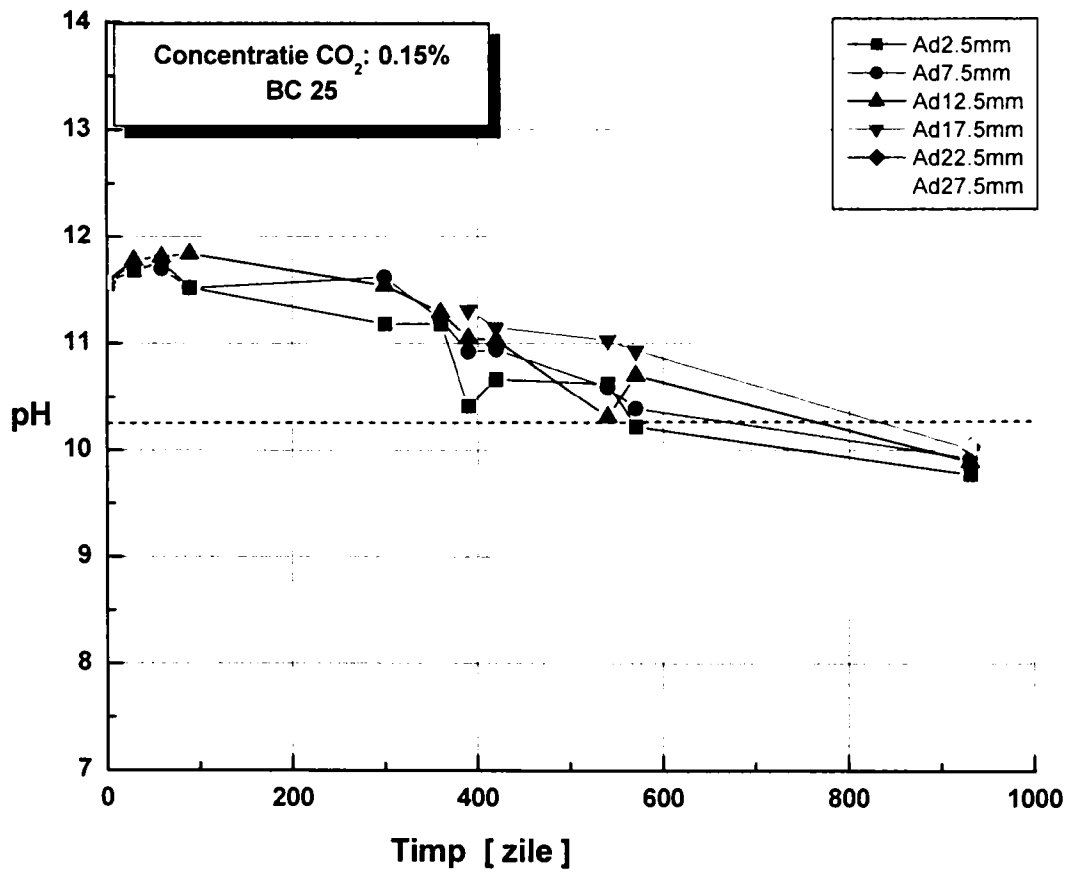


Figura 5.19. Variația pH-ului în timp

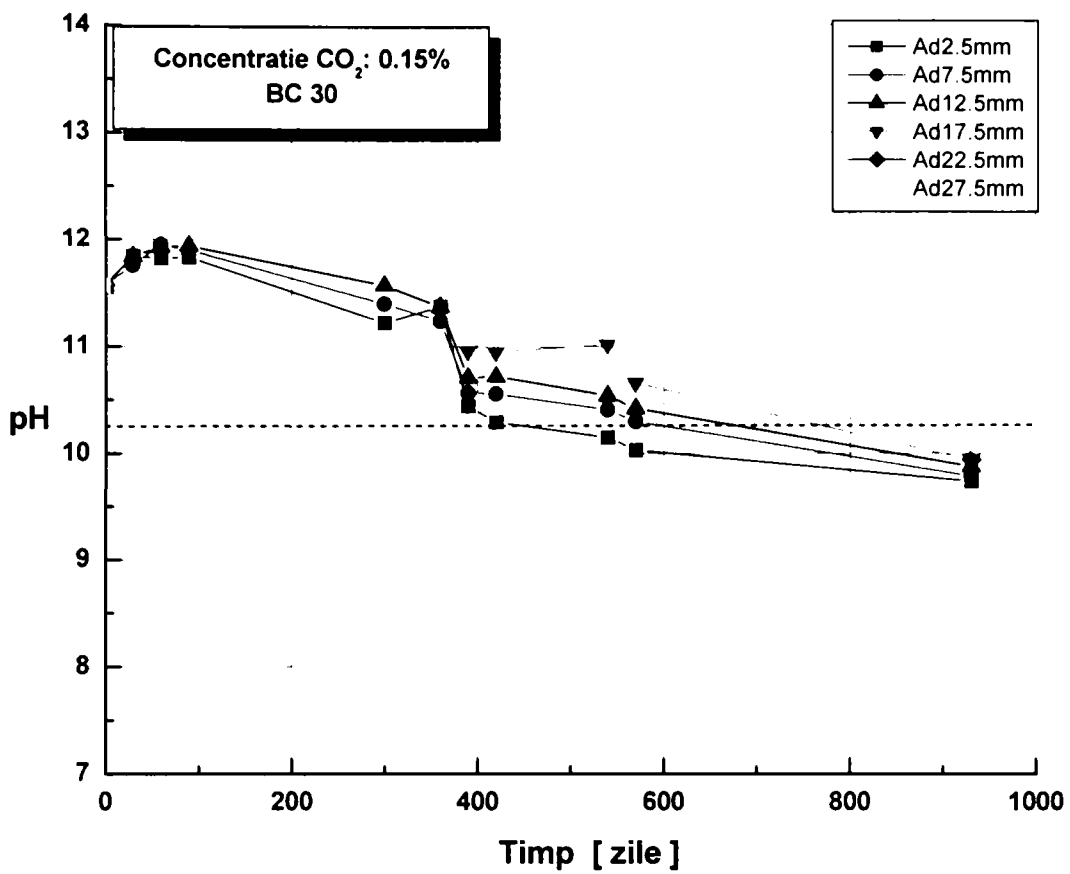


Figura 5.20. Variația pH-ului în timp

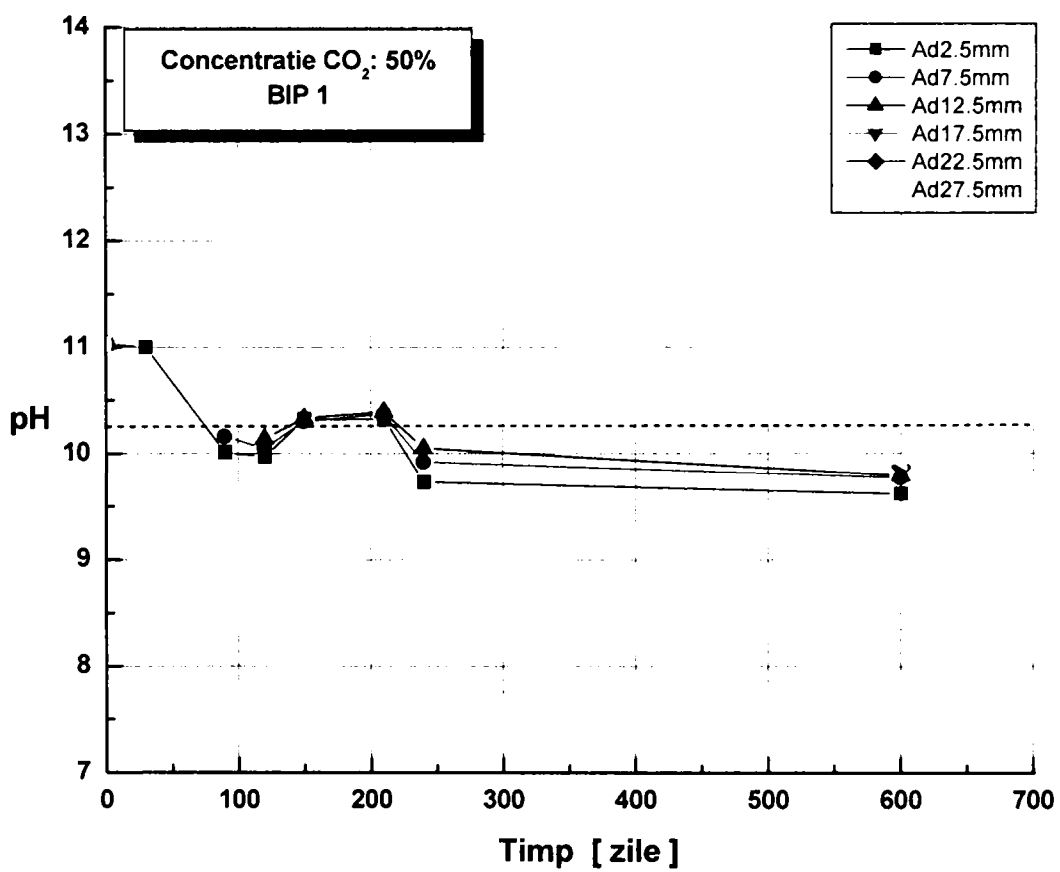


Figura 5.21. Variația pH-ului în timp

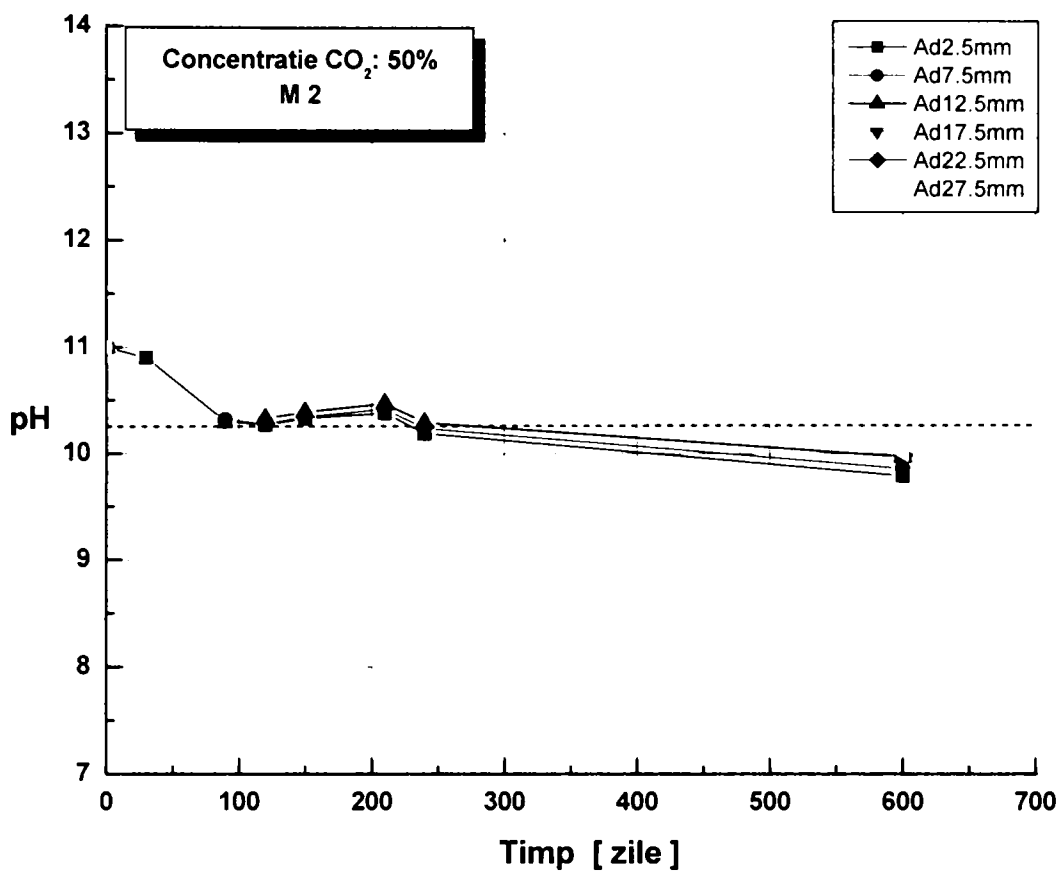


Figura 5.22. Variația pH-ului în timp

VARIANTA 3

Varianta 3 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH -ului funcție de timp având ca variabilă concentrația dioxidului de carbon (CO₂) și constante tipul de beton și adâncimea medie de prelevare a probei.

S-au obținut 30 de grafice de evaluare a pH-ului.

Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10, în ordine crescătoare până la Bc30 și pentru fiecare adâncime, începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm.

S-au făcut 11 seturi de determinări ale pH-ului la diverse perioade de timp pe parcursul a 930 de zile.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 30 de grafice obținute s-au selectat 8 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.23 – 5.32.

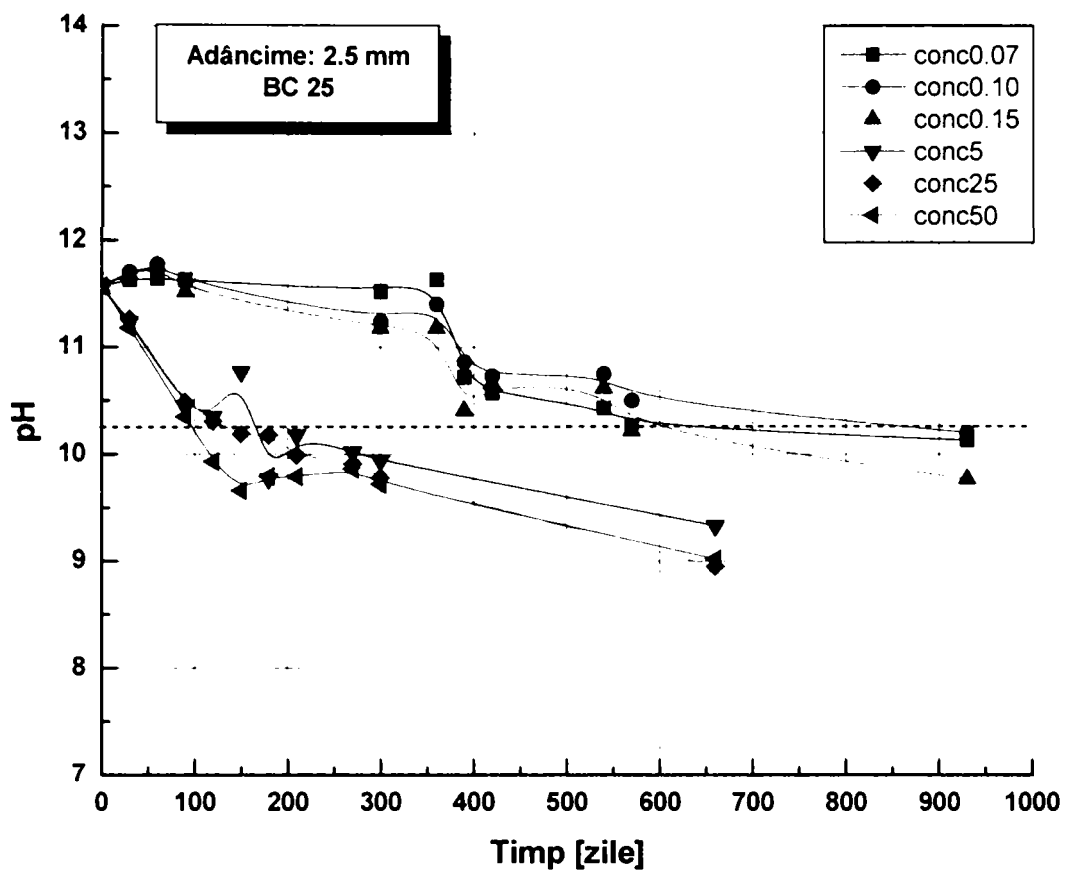


Figura 5.23. Variația pH-ului în timp

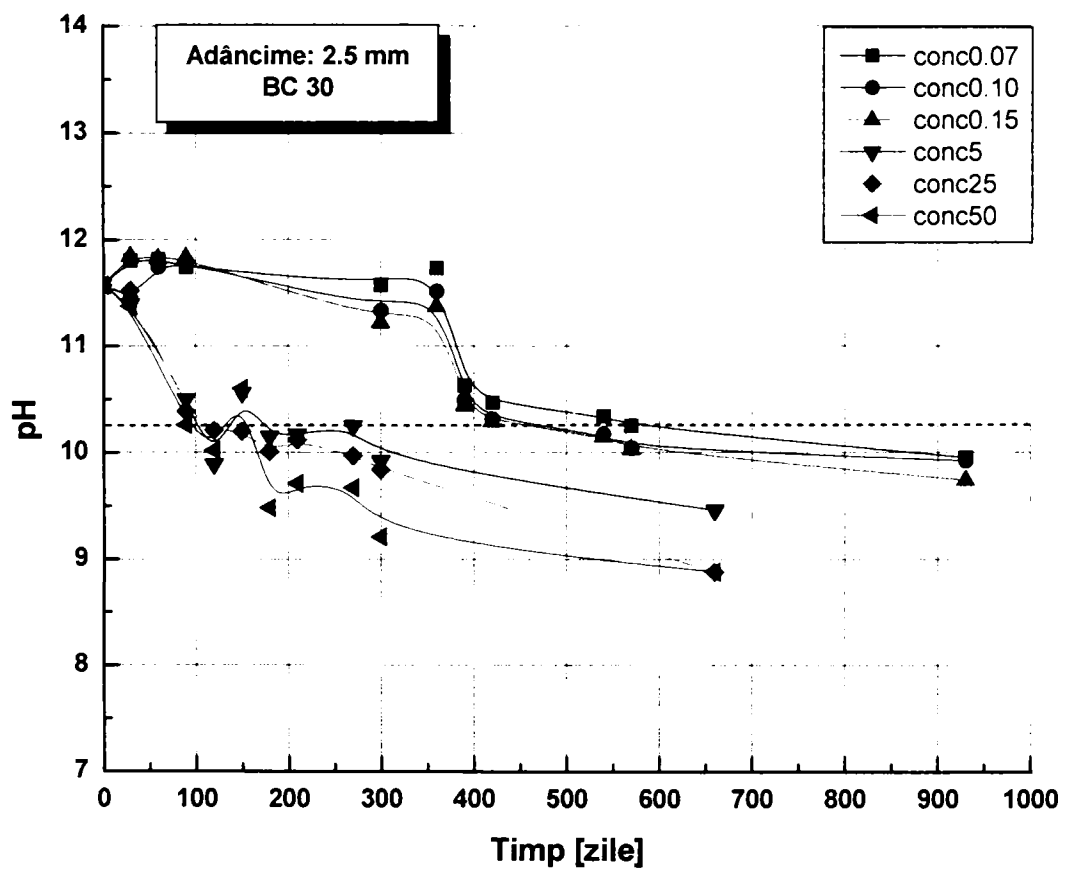


Figura 5.24. Variația pH-ului în timp

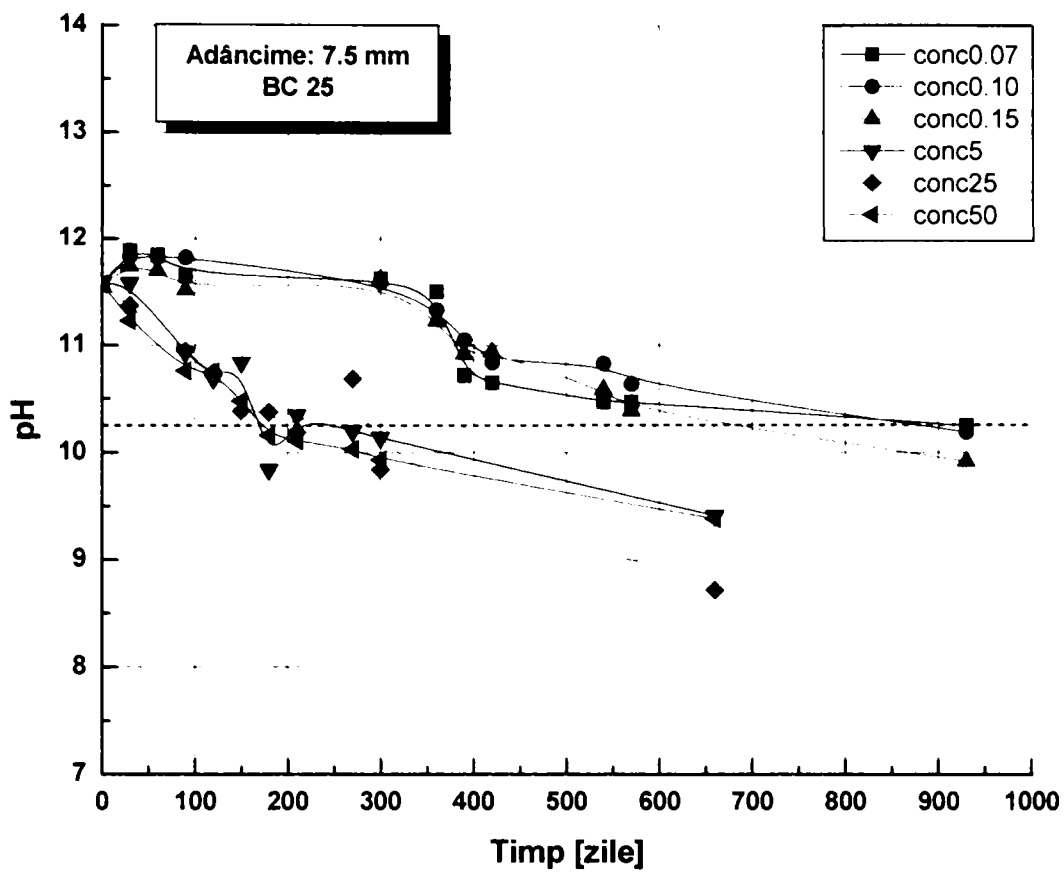


Figura 5.25. Variația pH-ului în timp

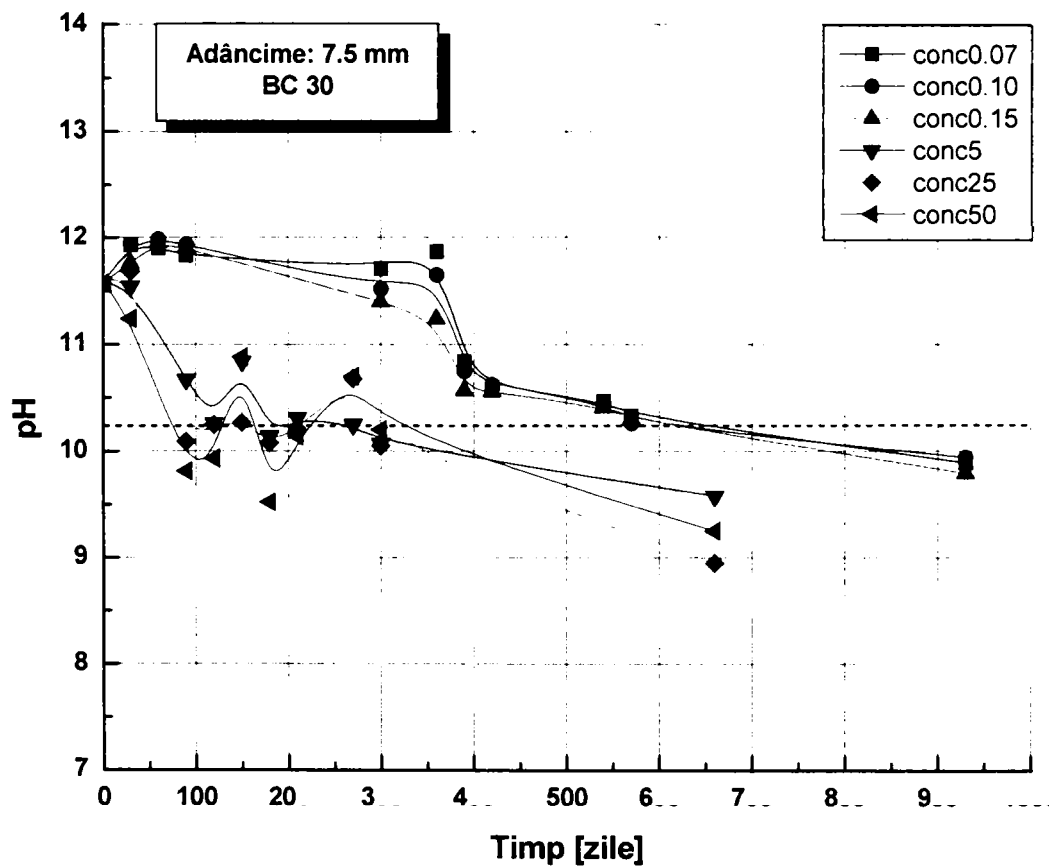


Figura 5.26. Variația pH-ului în timp

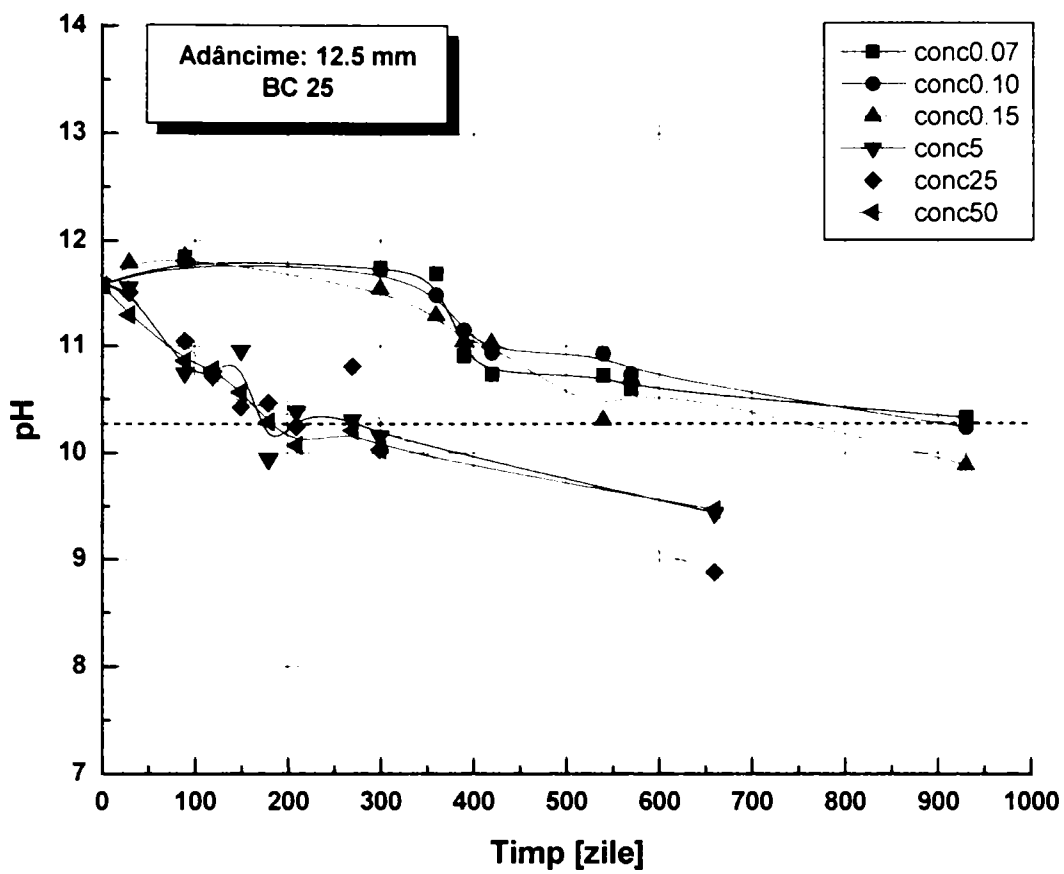


Figura 5.27. Variația pH-ului în timp

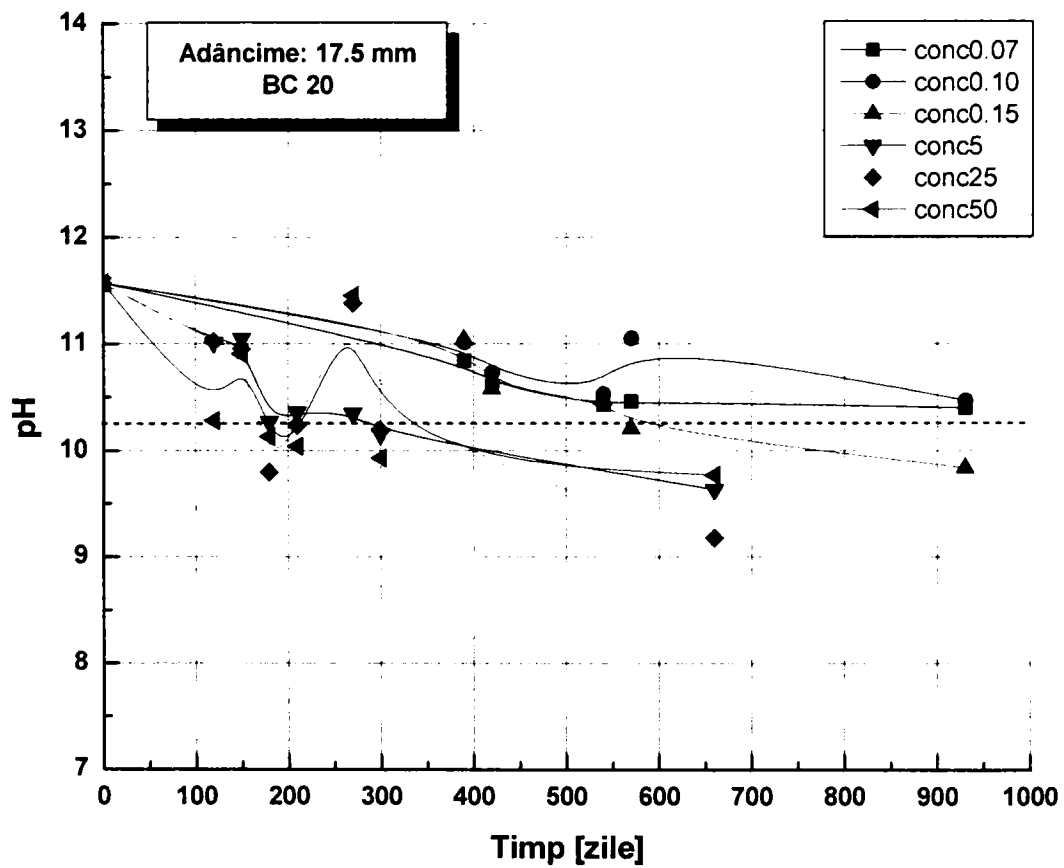


Figura 5.28. Variația pH-ului în timp

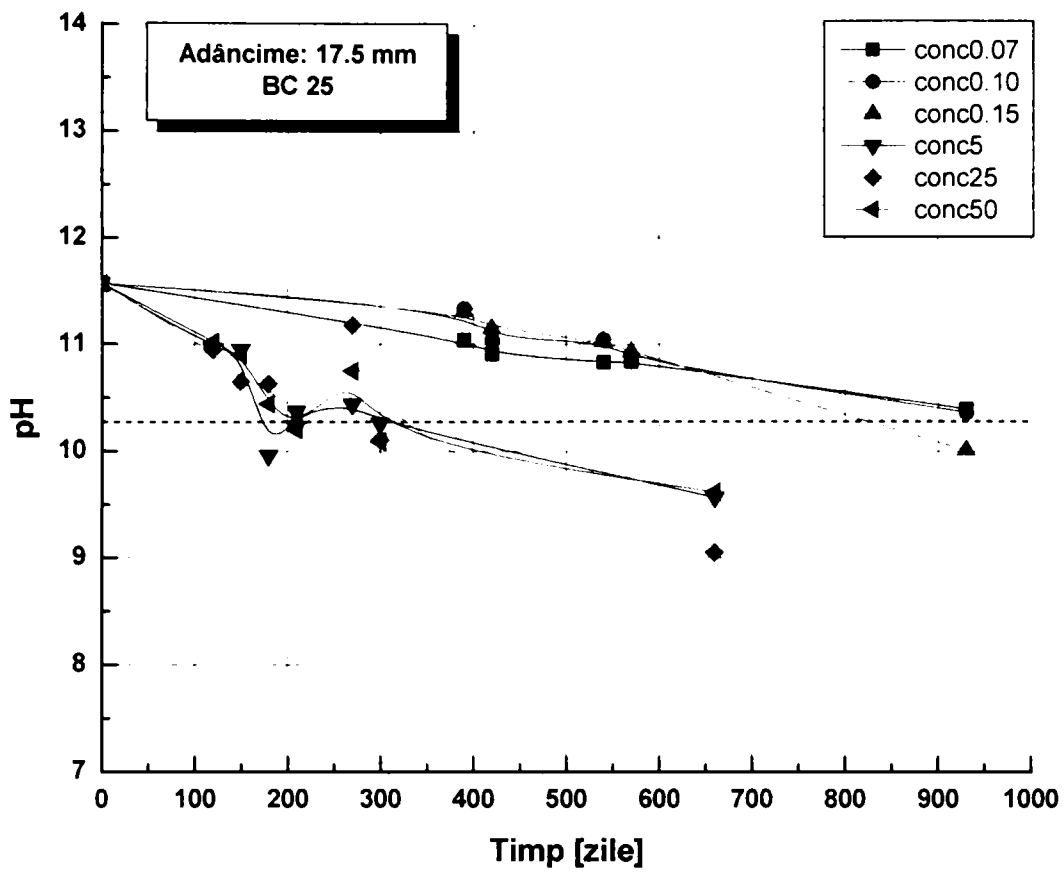


Figura 5.29. Variația pH-ului în timp

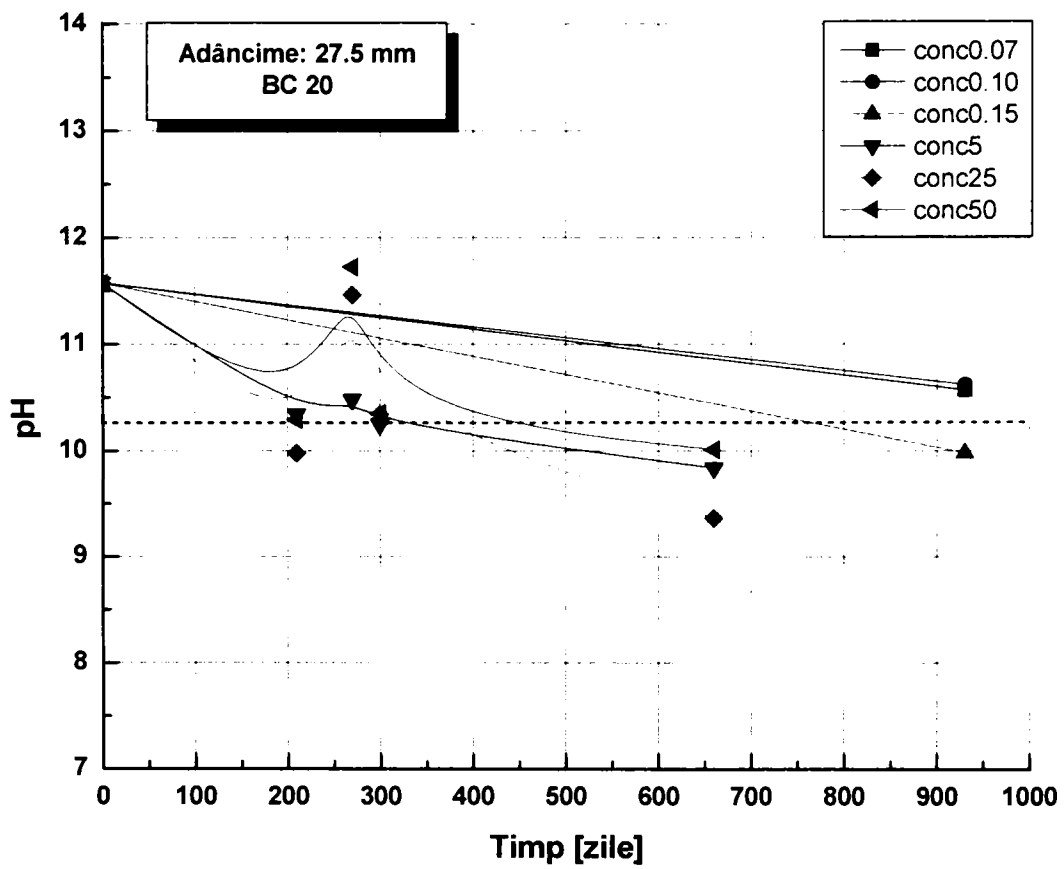


Figura 5.30. Variația pH-ului în timp

VARIANTA 4

Varianta 4 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de tipul de beton având ca variabilă concentrația dioxidului de carbon (CO_2) și constante timpul și adâncimea medie de prelevare a probei.

S-au obținut 114 grafice de evaluare a pH-ului.

Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare adâncime, începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm și pentru fiecare timp începând cu 30 de zile în ordine crescătoare până la 930 de zile.

Reprezentarea este dată pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10 în ordine crescătoare până la Bc30.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 114 grafice obținute s-au selectat 12 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.31- 5.42.

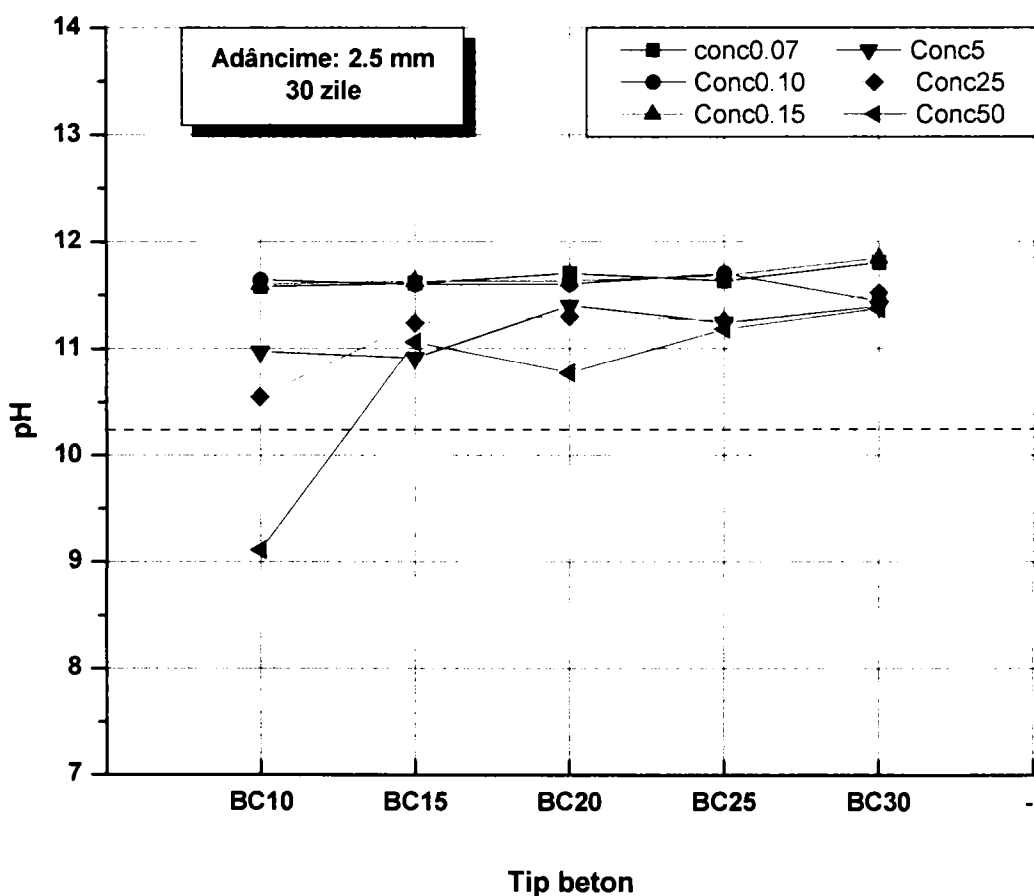


Figura 5.31. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

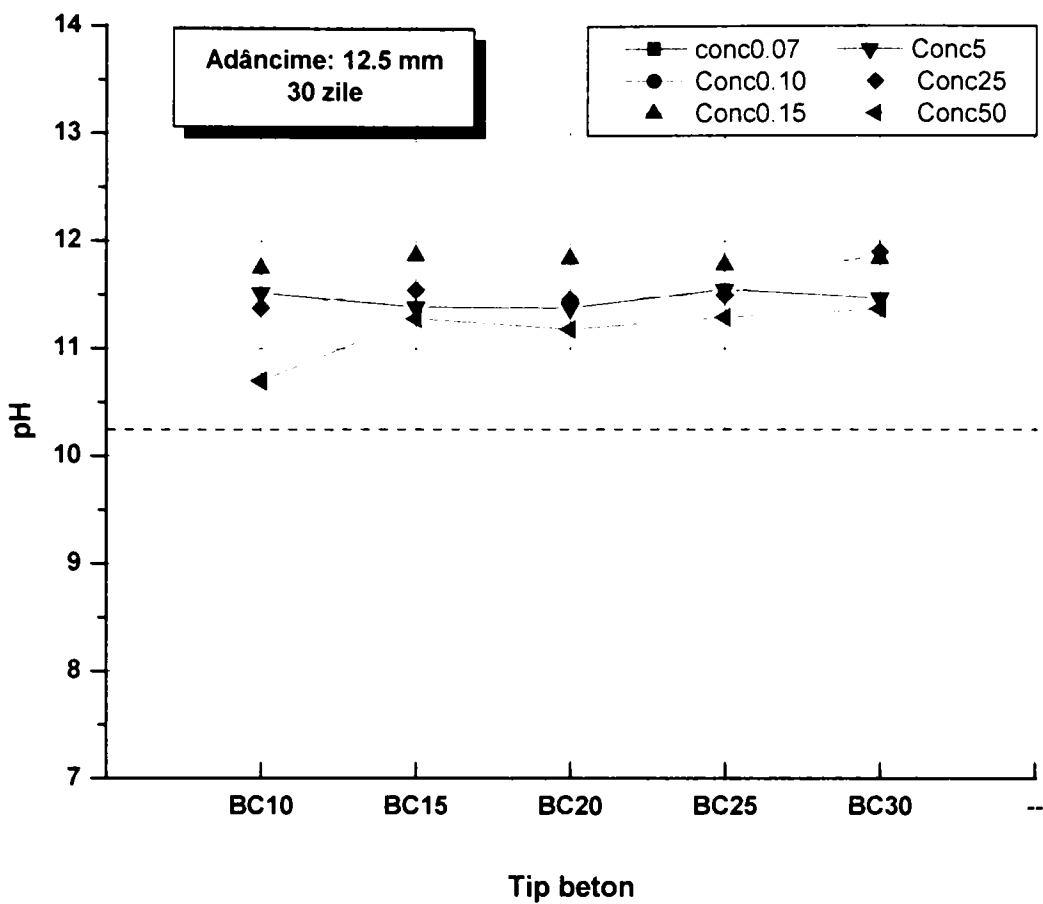


Figura 5.32. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

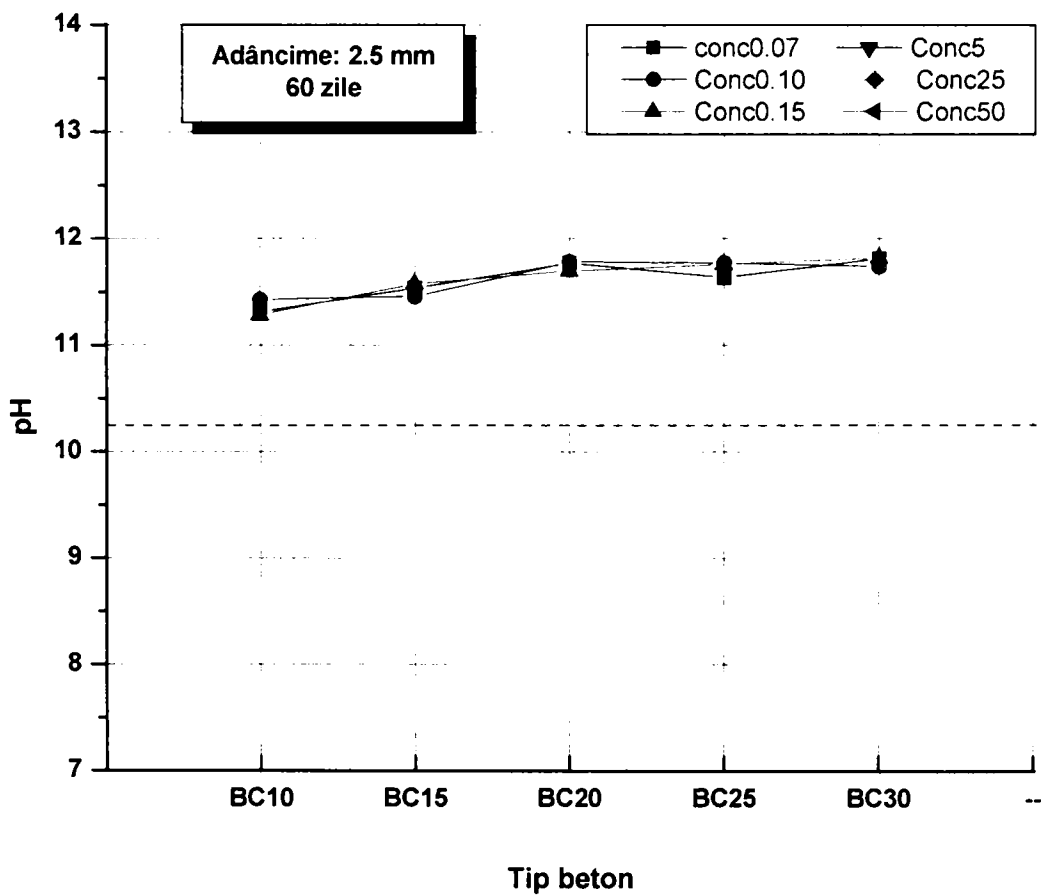


Figura 5.33. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

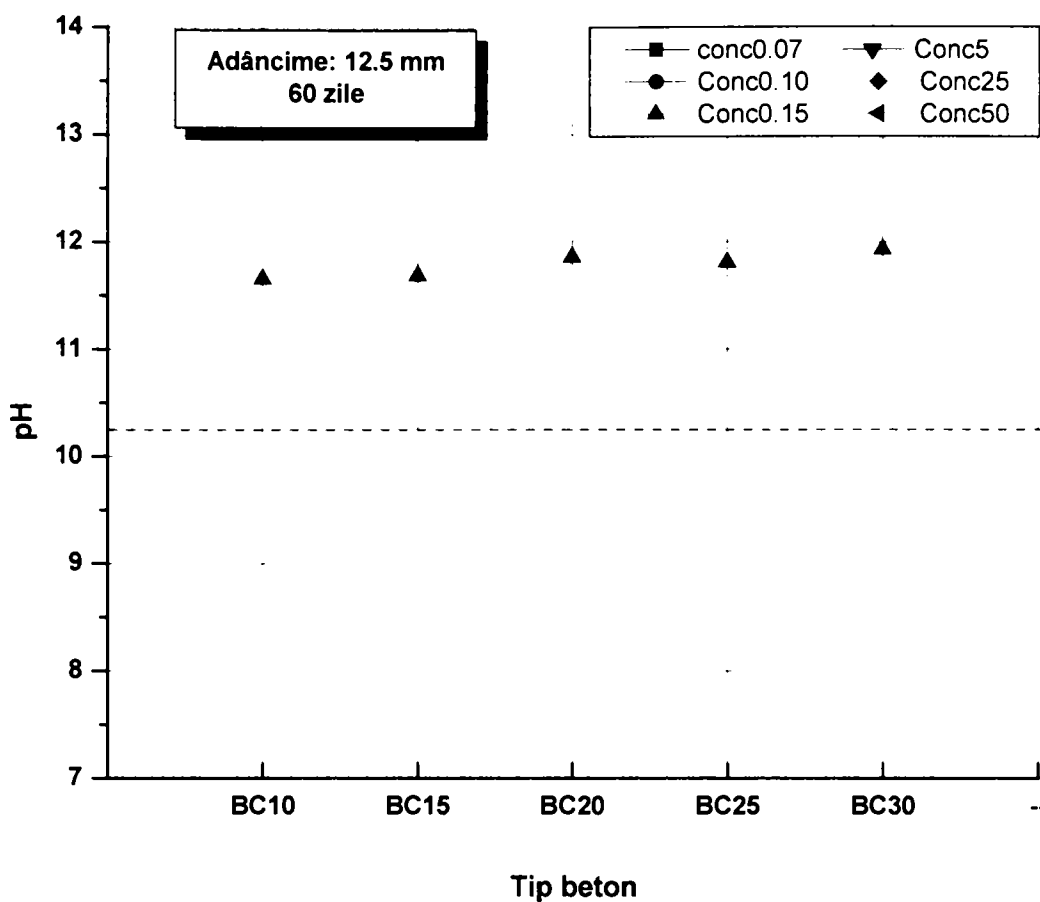


Figura 5.34. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

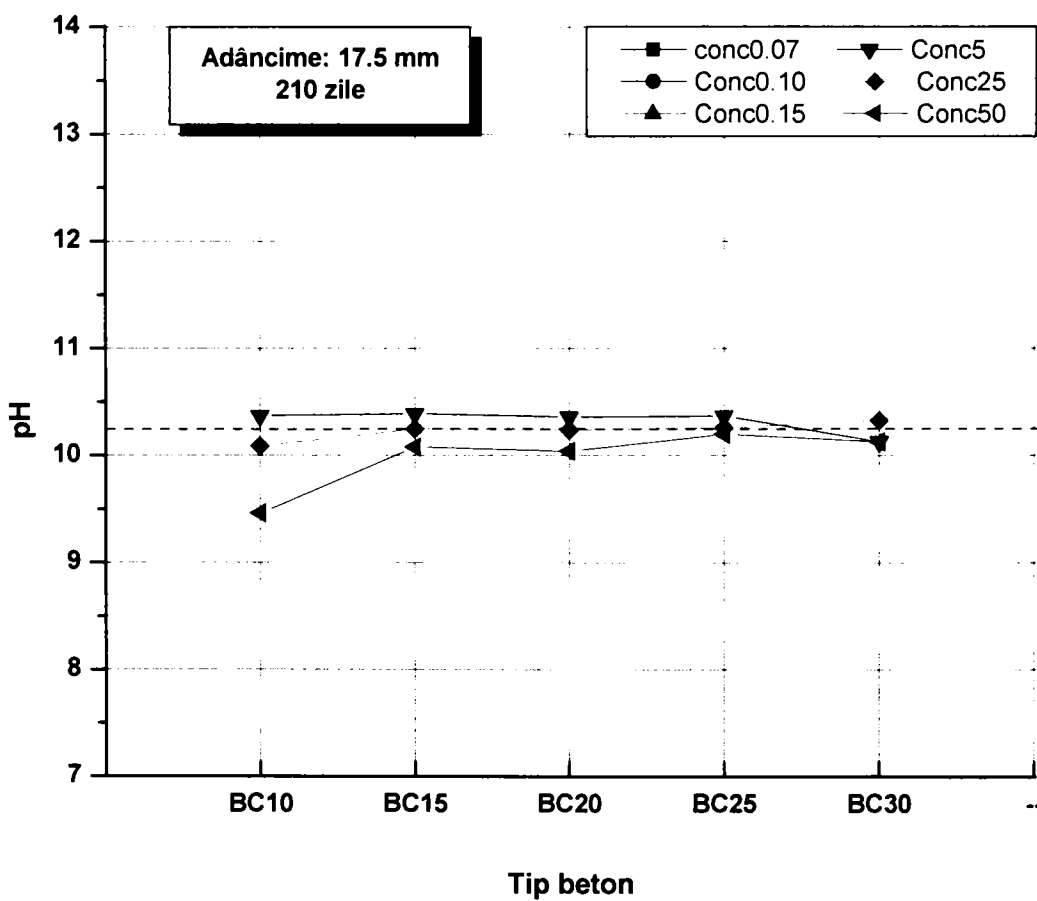


Figura 5.35. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

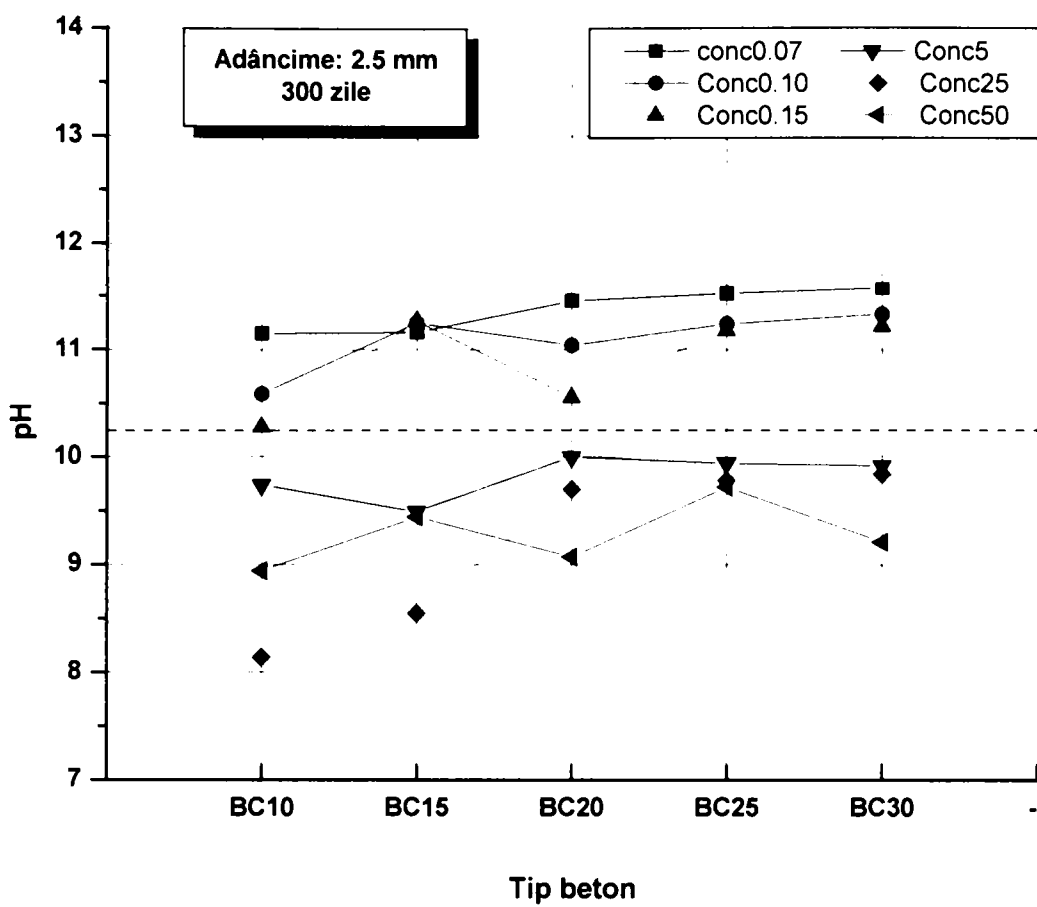


Figura 5.36. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

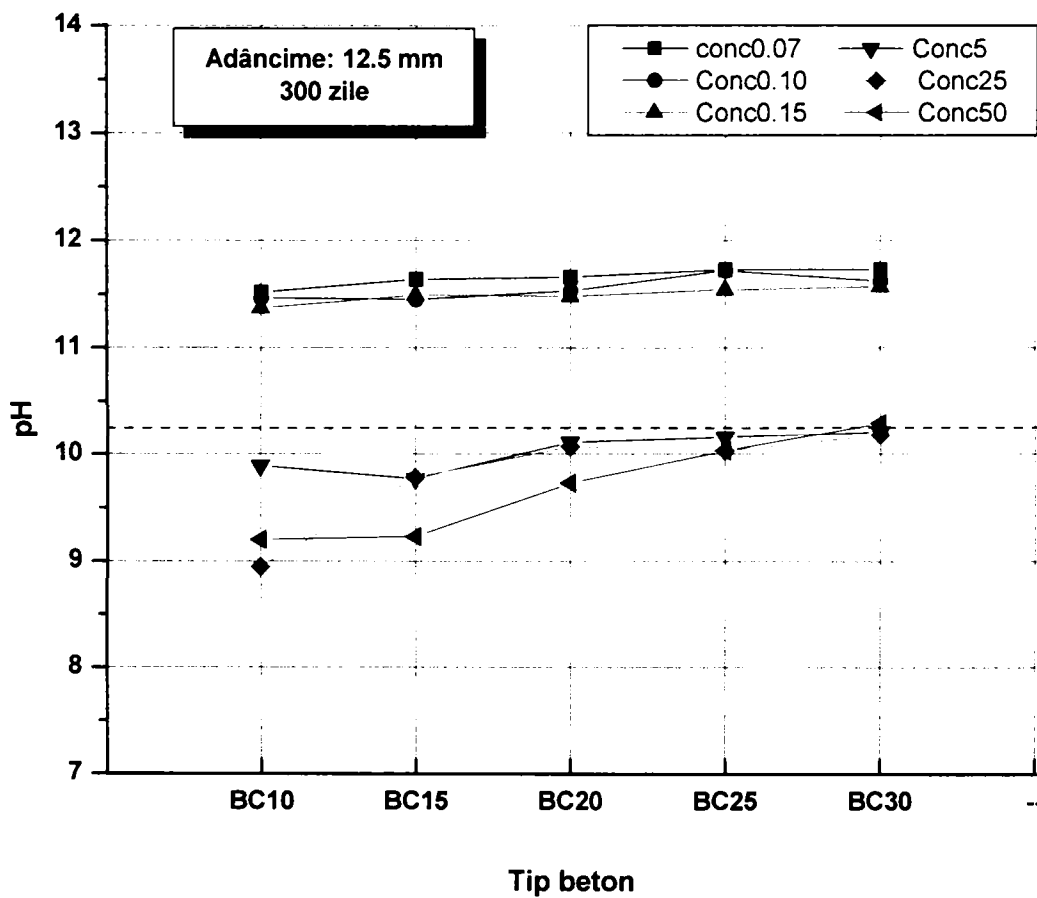


Figura 5.37. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

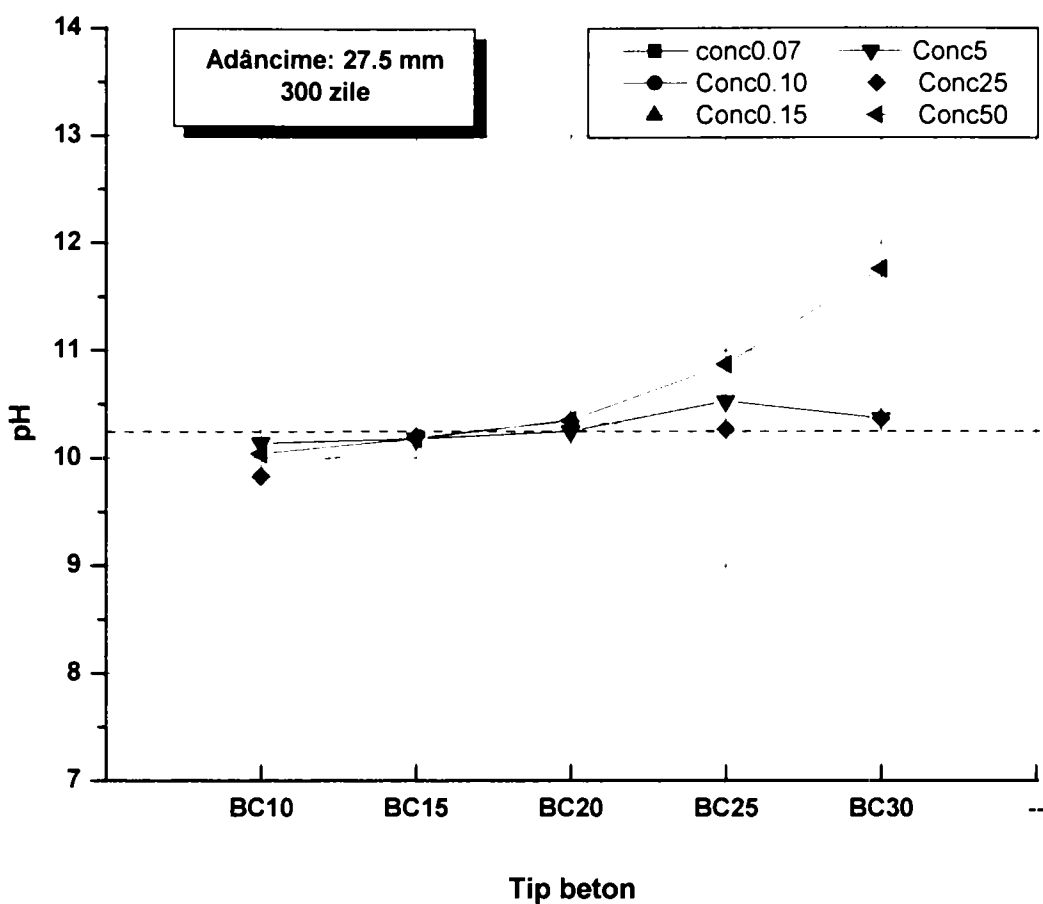


Figura 5.38. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

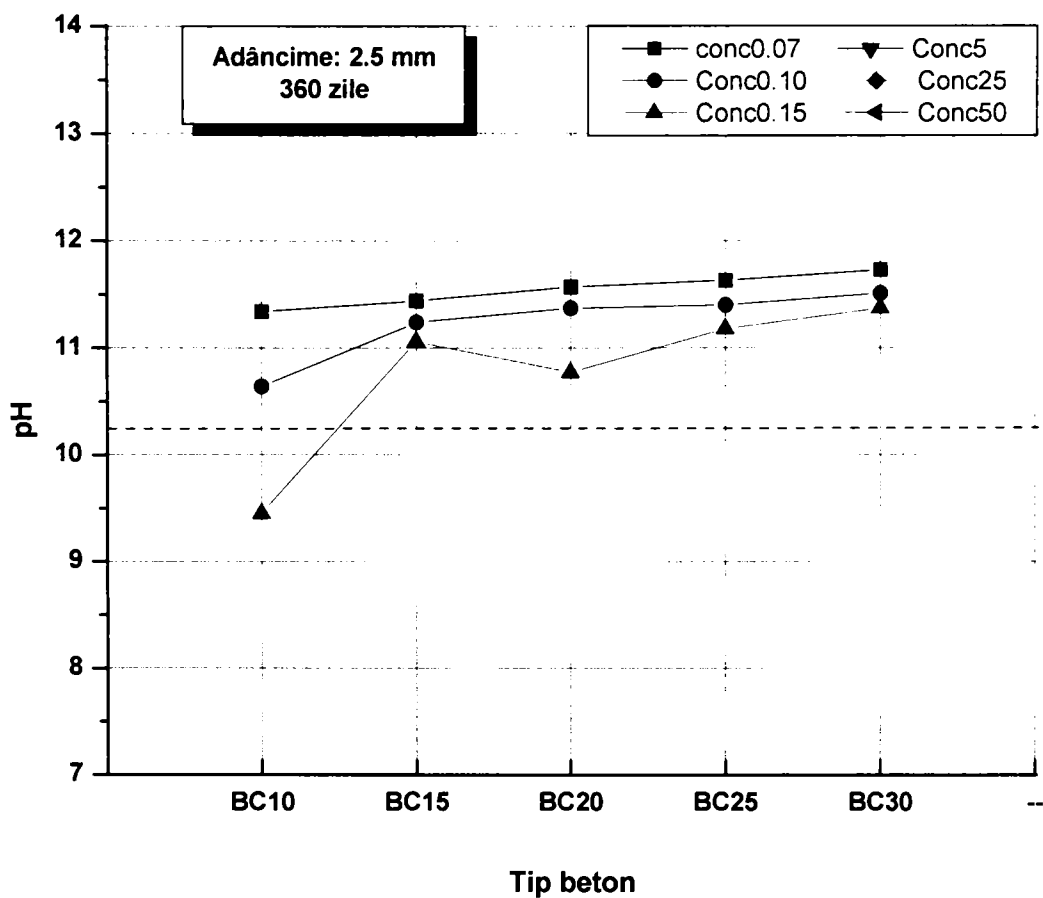


Figura 5.39. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

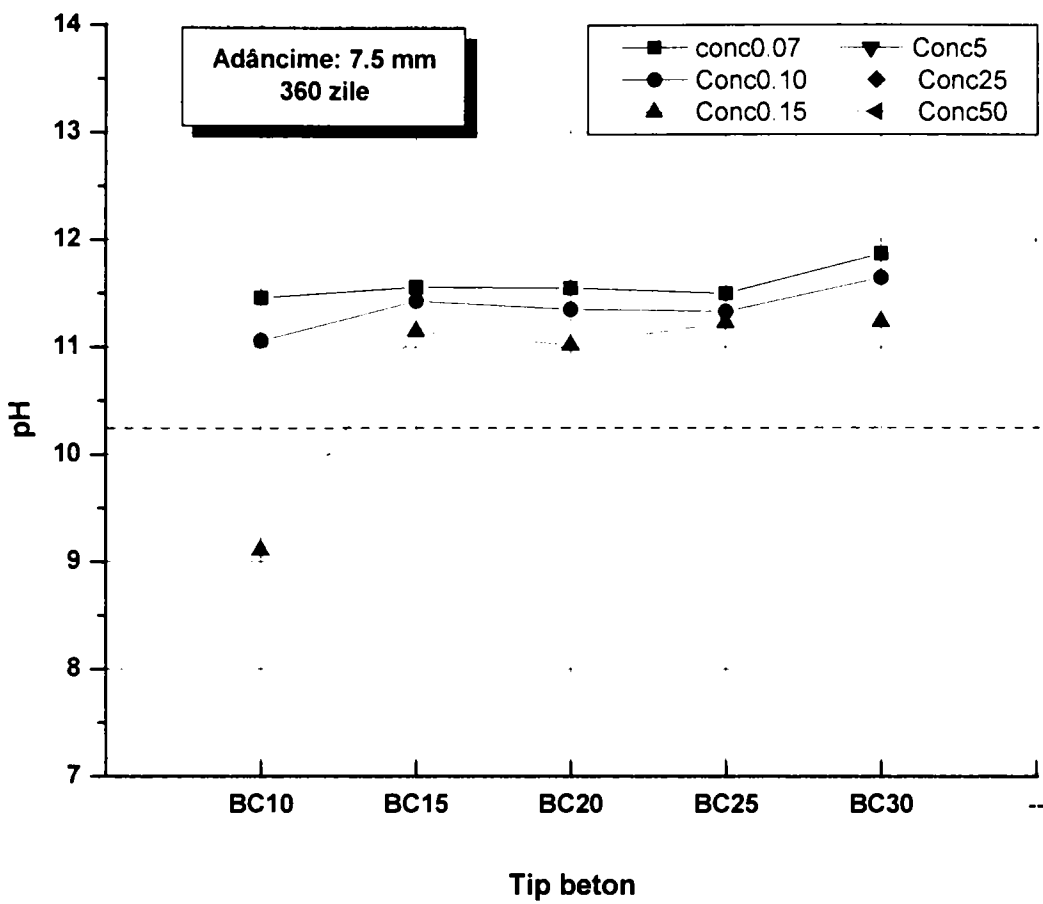


Figura 5.40. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

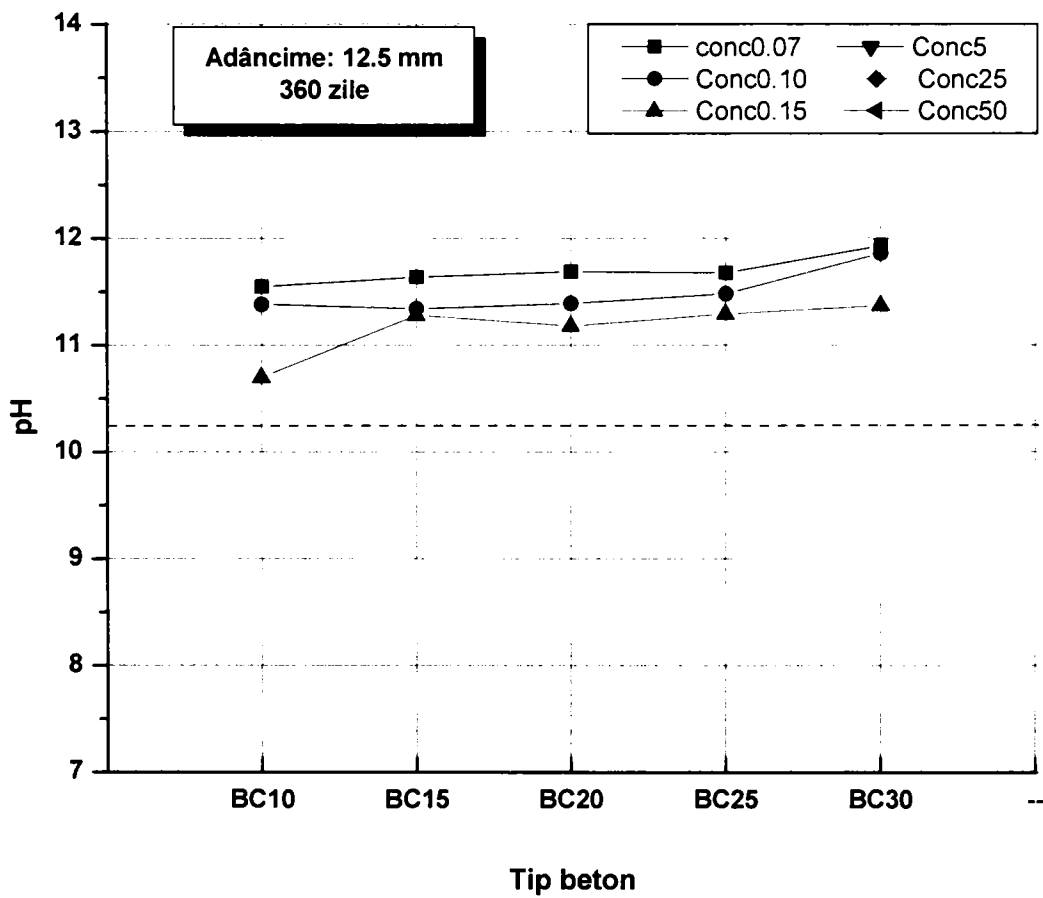


Figura 5.41. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

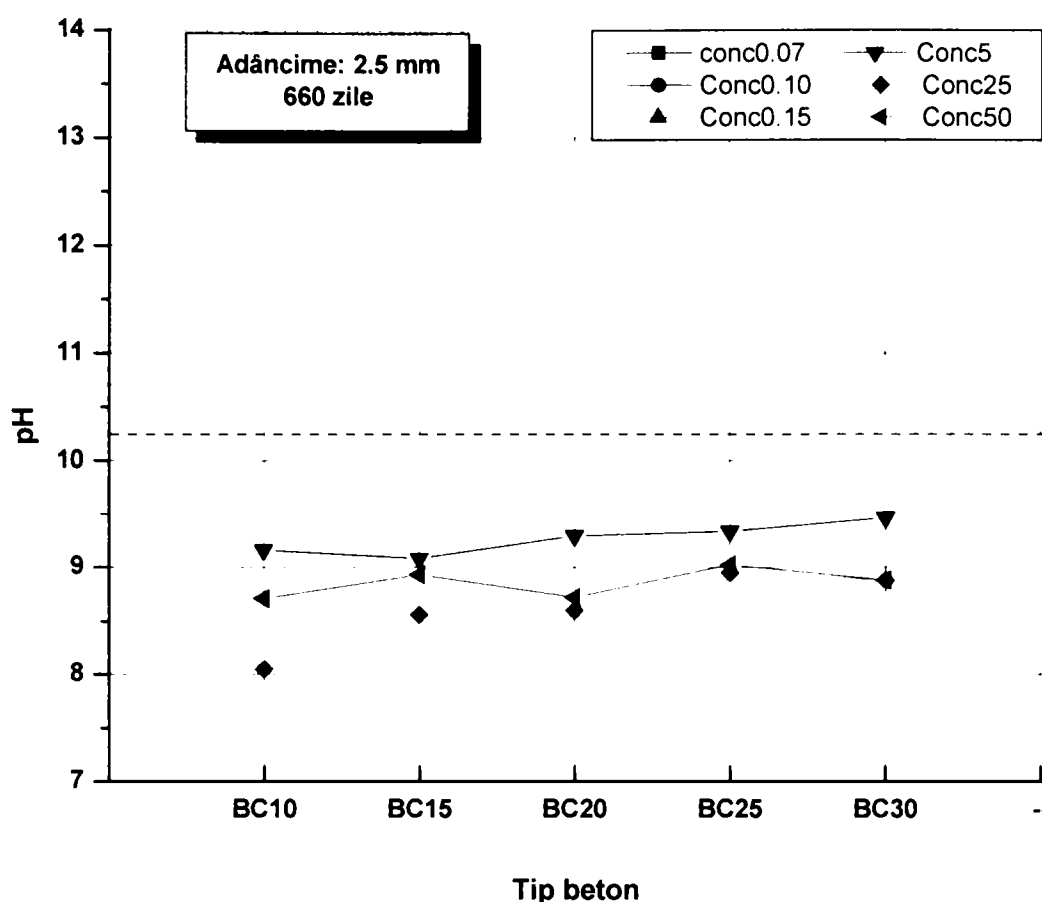


Figura 5.42. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

VARIANTA 5

Varianta 5 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de tipul de beton, având ca variabilă timpul și constante concentrația dioxidului de carbon (CO_2) și adâncimea medie de prelevare a probei. S-au obținut 36 de grafice de evaluare a pH-ului. Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare adâncime, începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm și pentru fiecare concentrație de CO_2 , începând cu concentrația de 0,07% în ordine crescătoare până la o concentrație de 50% CO_2

Reprezentarea este dată pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10 în ordine crescătoare până la Bc30. Pentru concentrația CO_2 de 50%, s-a făcut reprezentarea și pentru tipurile de beton M1, M2, M3, BIP1, BIP2, BIP3.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoare de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 36 de grafice obținute s-au selectat 14 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.43 – 5.56.

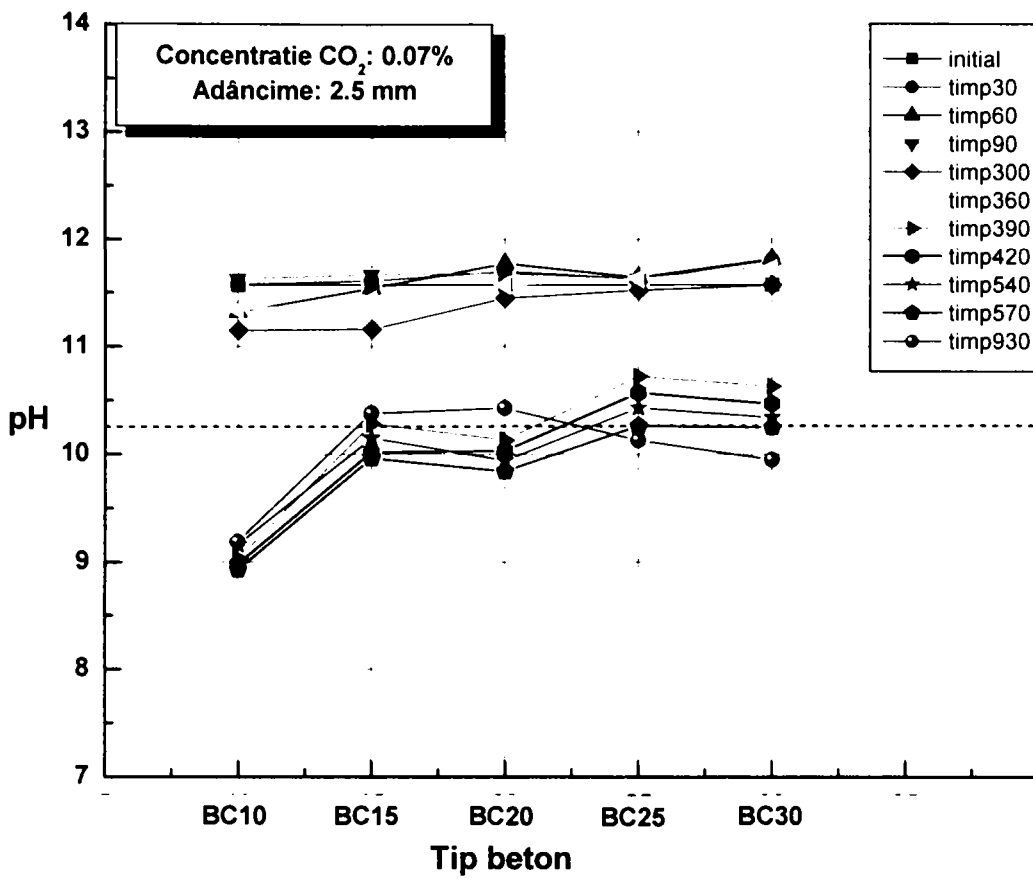


Figura 5.43. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

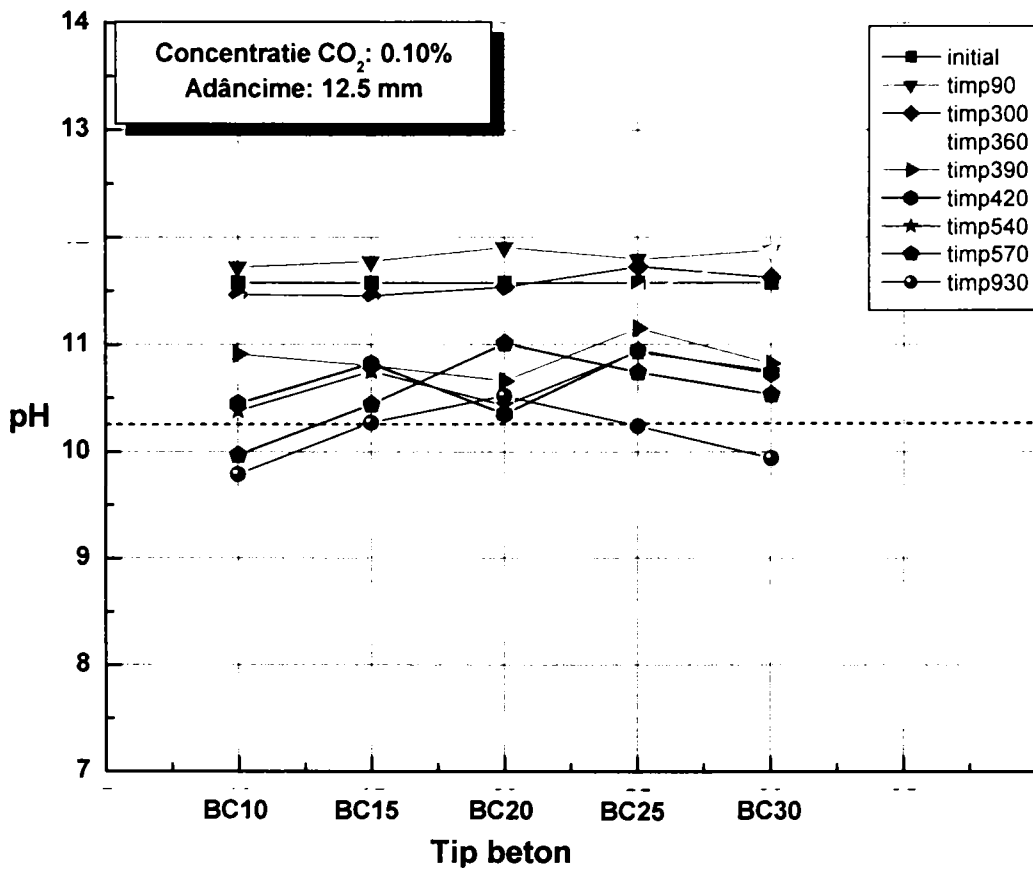


Figura 5.44. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

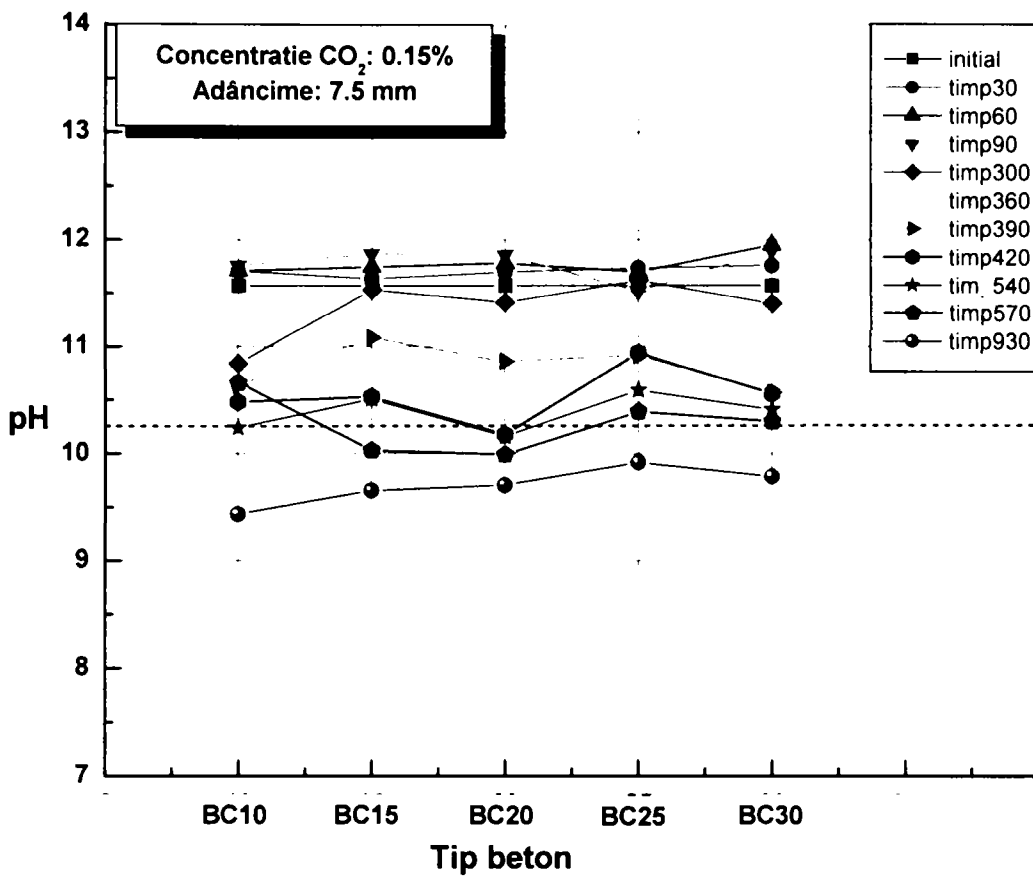


Figura 5.45. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

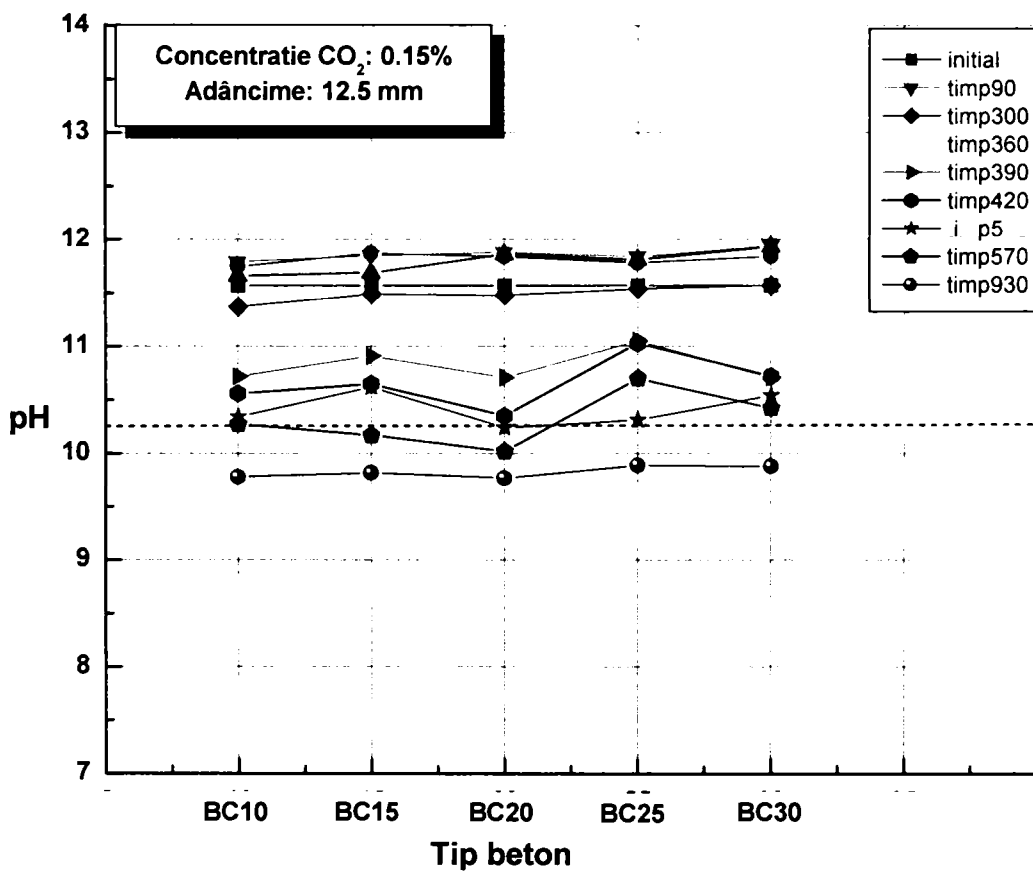


Figura 5.46. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

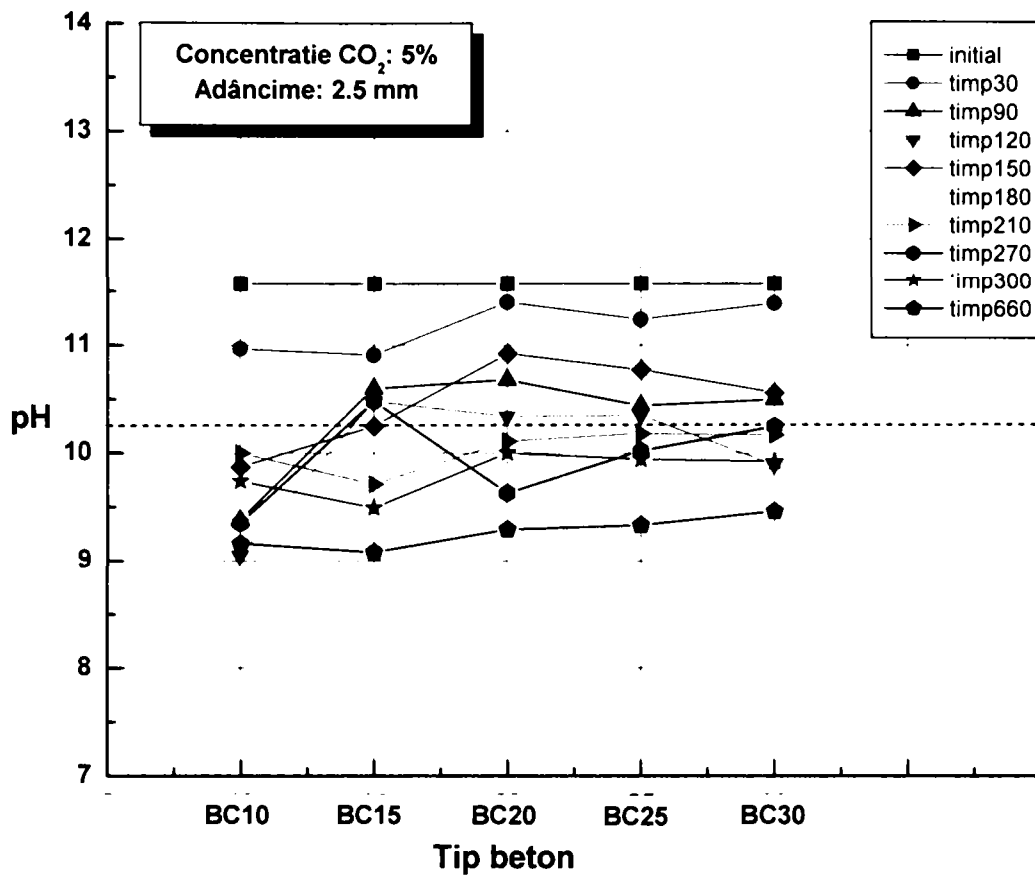


Figura 5.47. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

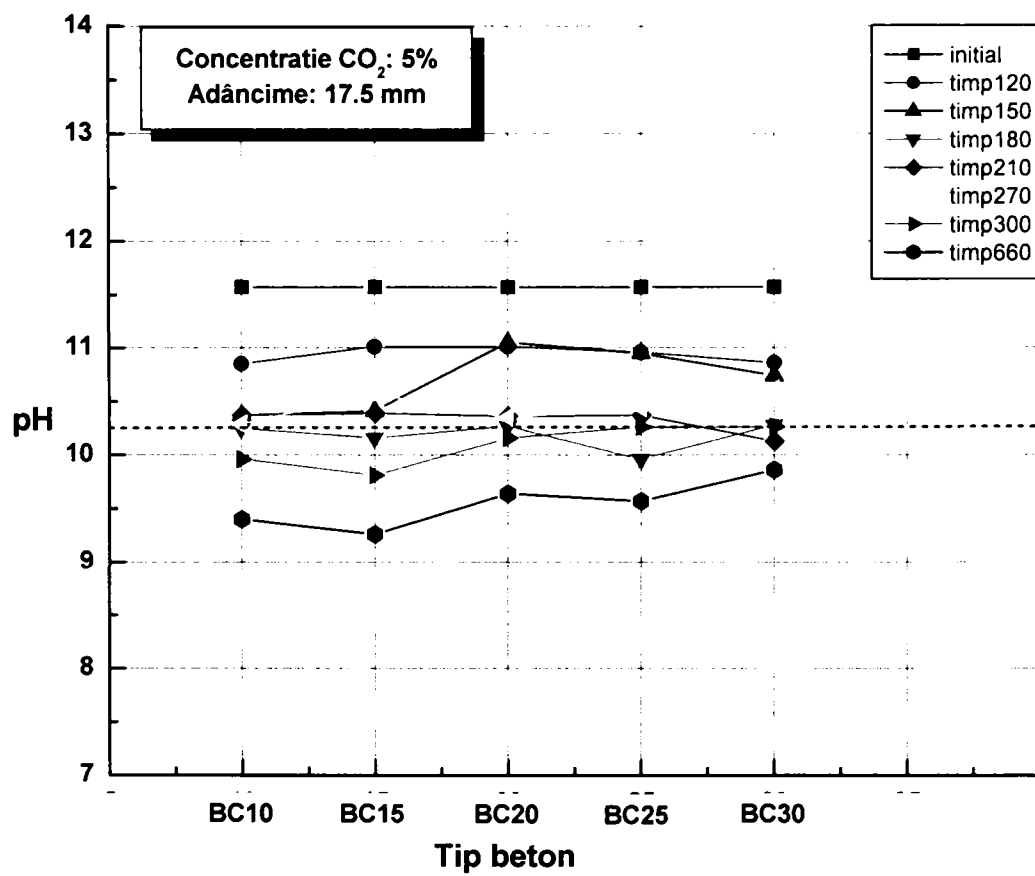


Figura 5.48. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

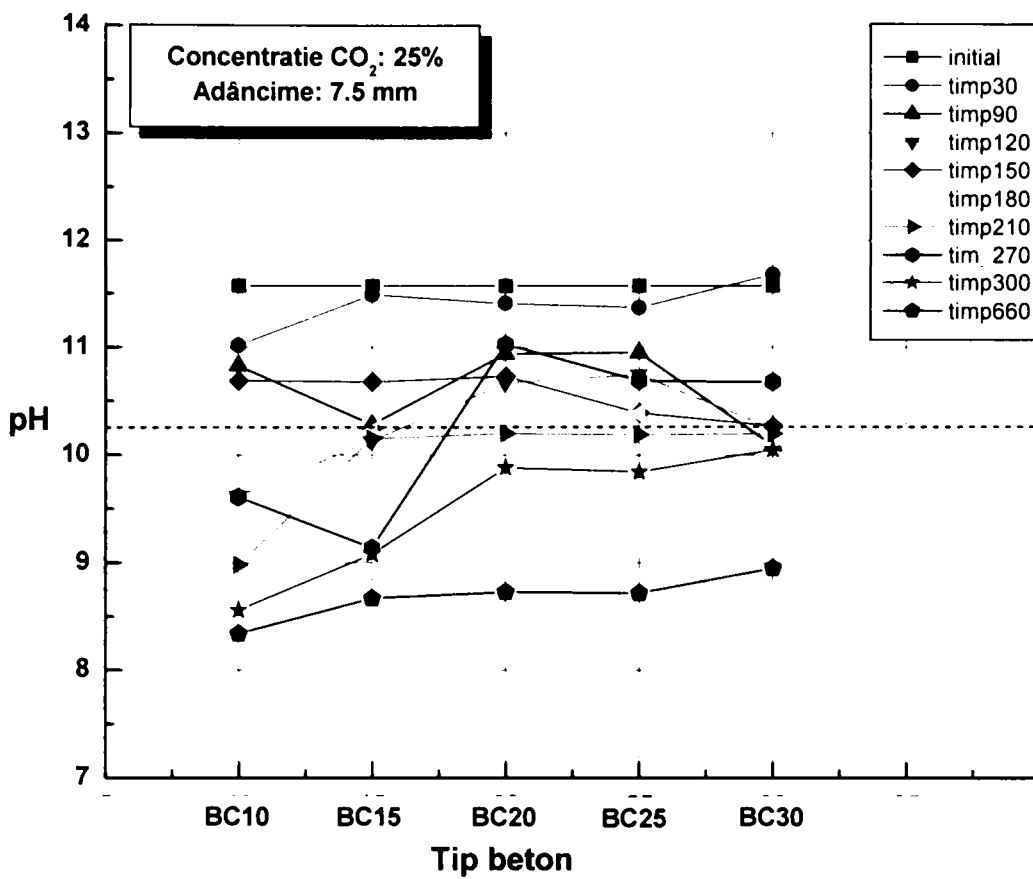


Figura 5.49. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

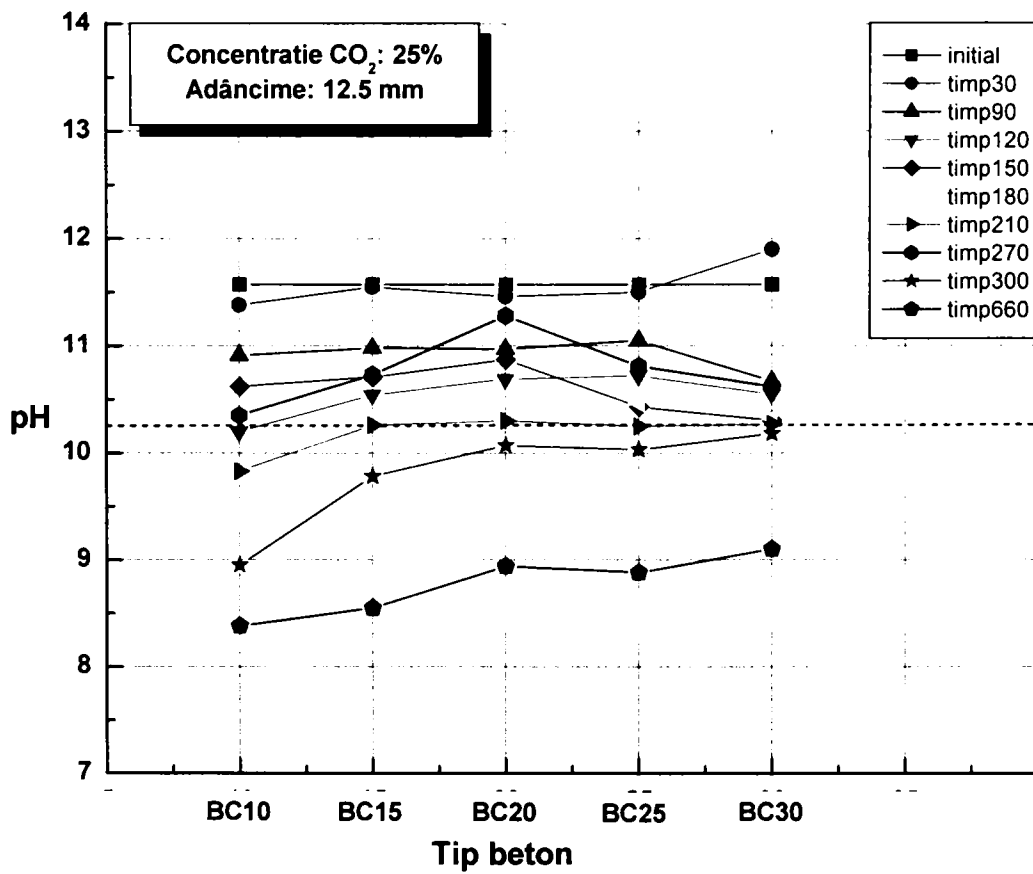


Figura 5.50. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

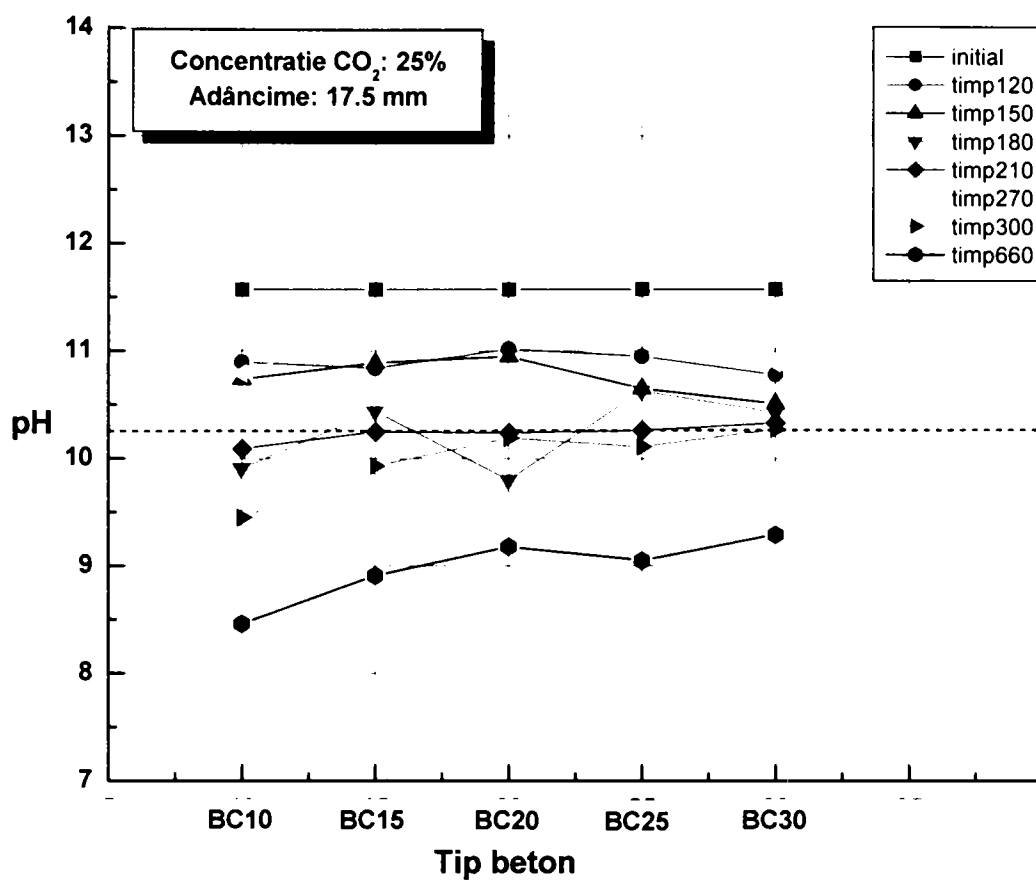


Figura 5.51. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

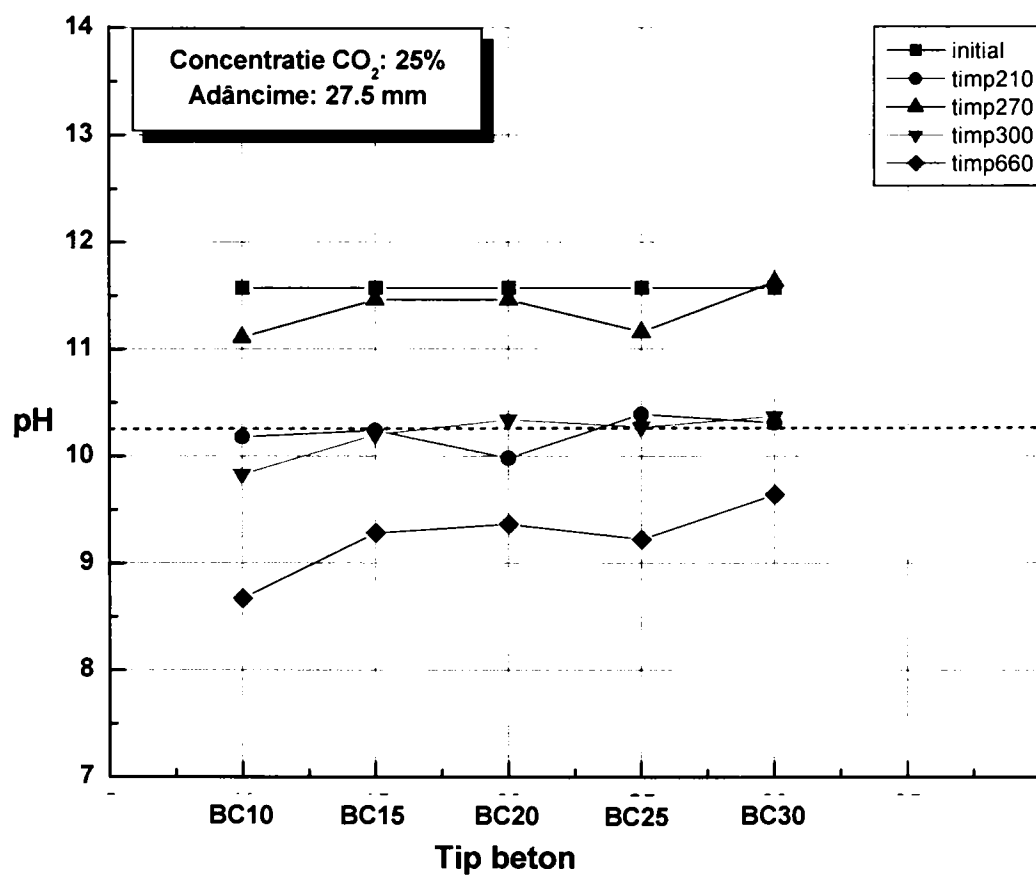


Figura 5.52. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

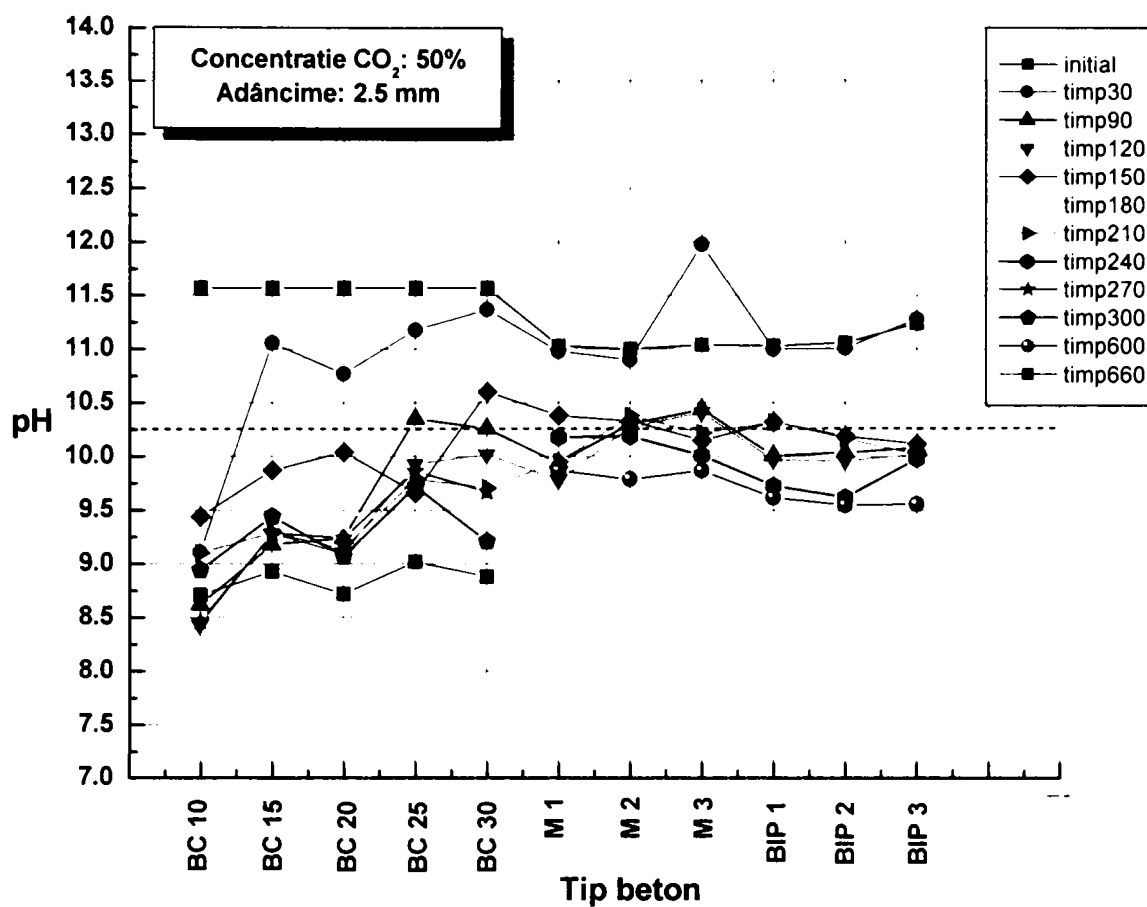


Figura 5.53. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

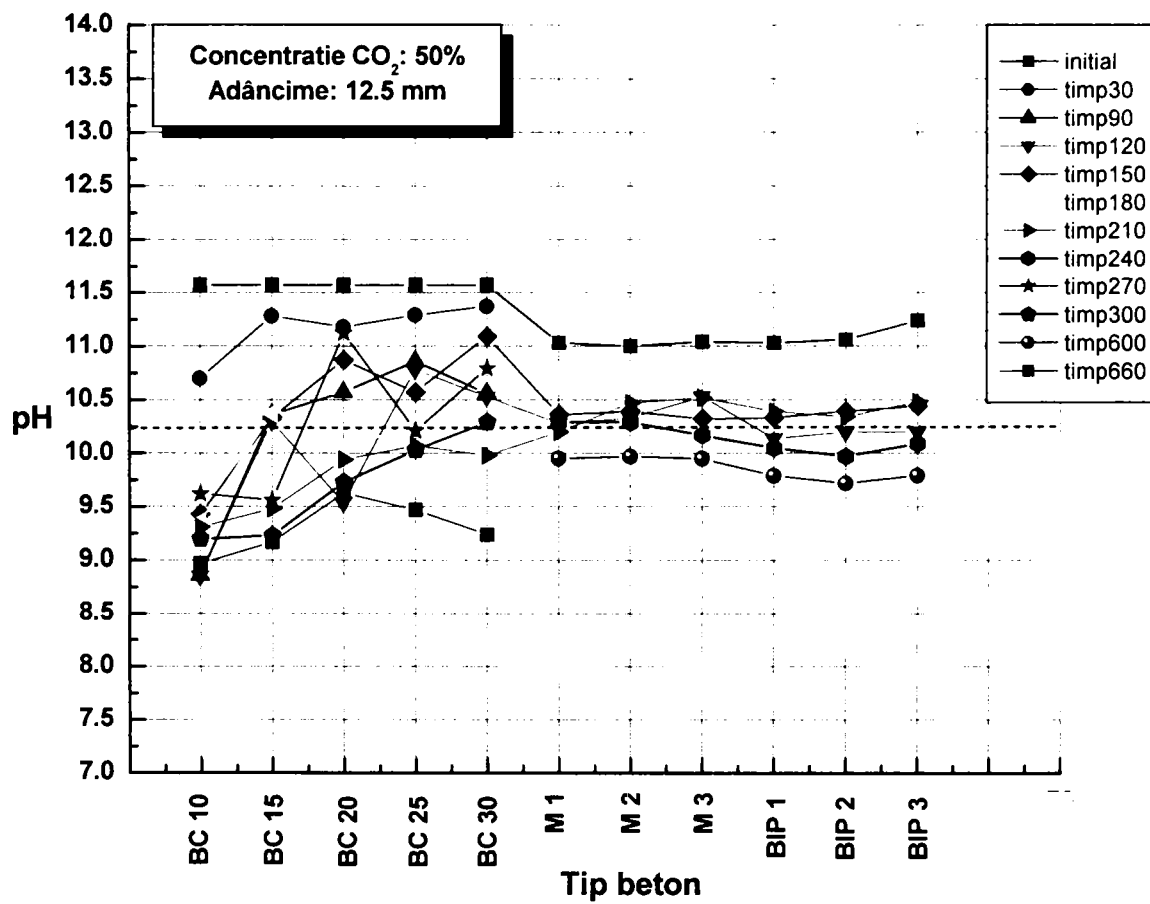


Figura 5.54. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

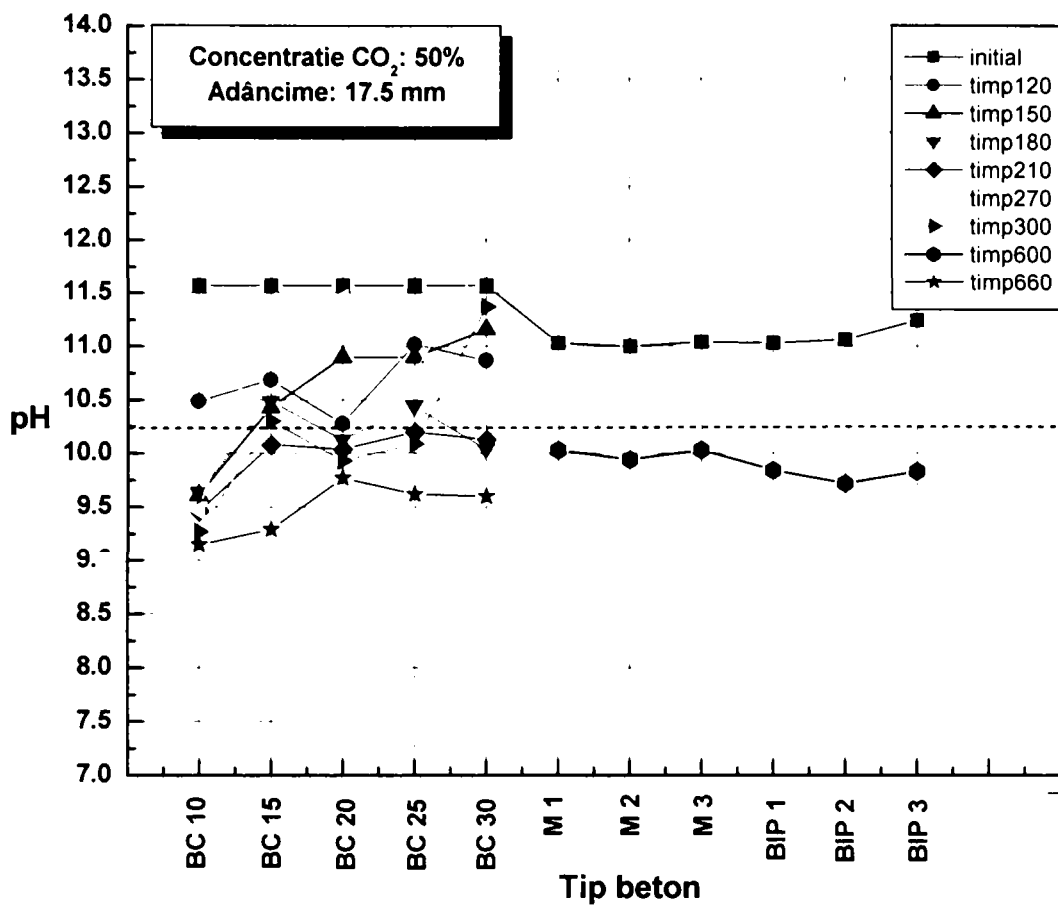


Figura 5.55. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

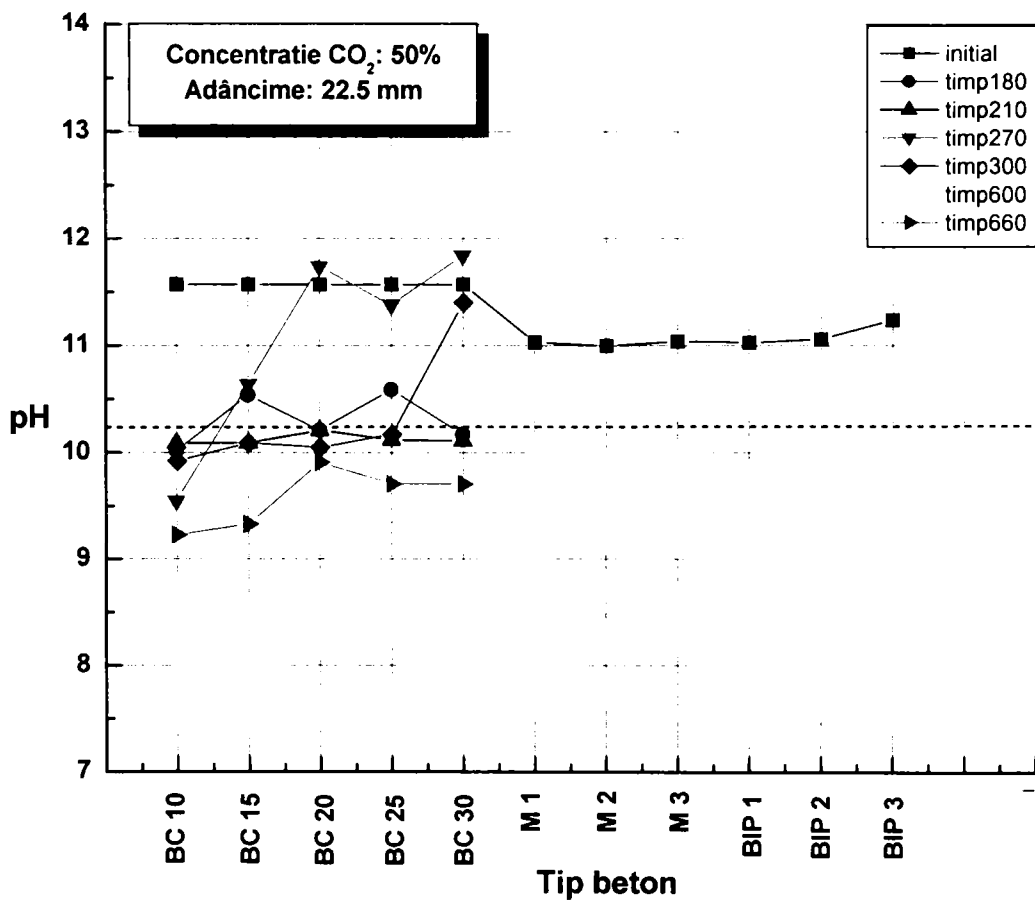


Figura 5.56. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

VARIANTA 6

Varianta 6 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de tipul de beton, având ca variabilă adâncimea medie de prelevare a probei și constanta concentrația dioxidului de carbon (CO_2) și timpul.

S-au obținut 113 grafice de evaluare a pH-ului.

Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare concentrație de CO_2 , începând cu concentrația de 0,07% în ordine crescătoare până la o concentrație de 50% CO_2 și la fiecare timp, începând cu 30 de zile în ordine crescătoare până la 930 de zile.

Reprezentarea este dată pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10 în ordine crescătoare până la Bc30. Pentru concentrația CO_2 de 50%, s-a făcut reprezentarea și pentru tipurile de beton M1, M2, M3, BIP1, BIP2, BIP3.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoare de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 113 de grafice obținute s-au selectat 10 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.57 – 5.66.

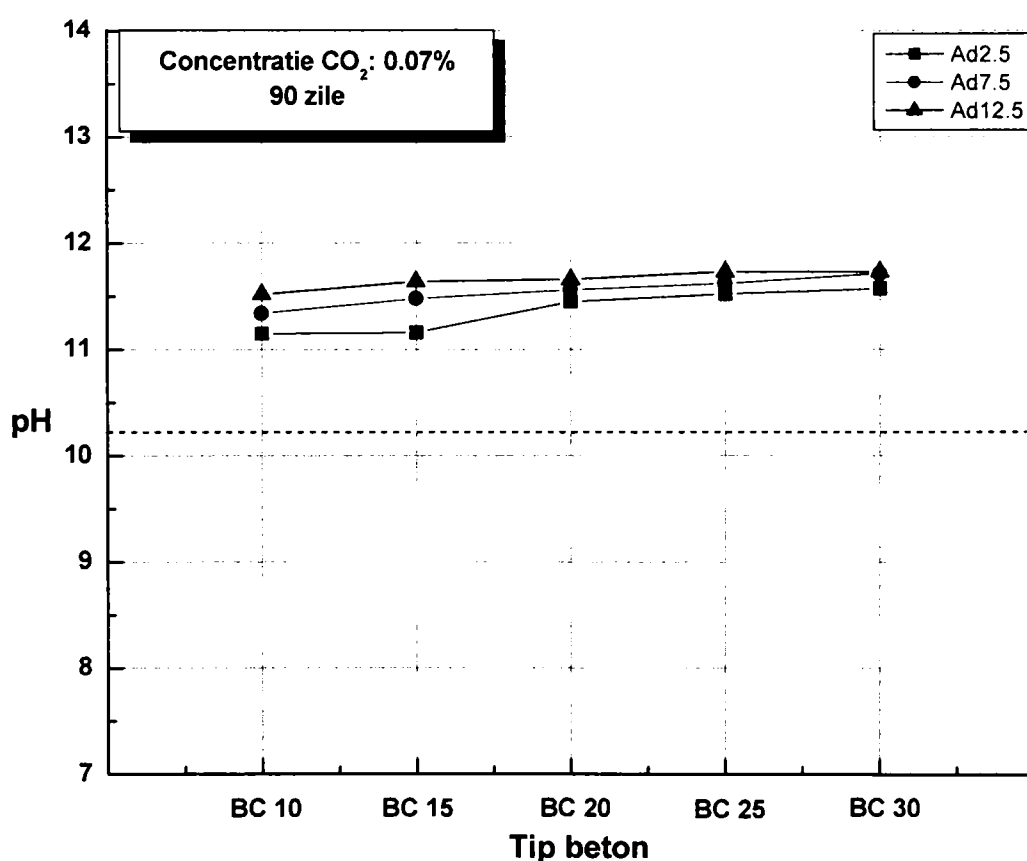


Figura 5.57. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

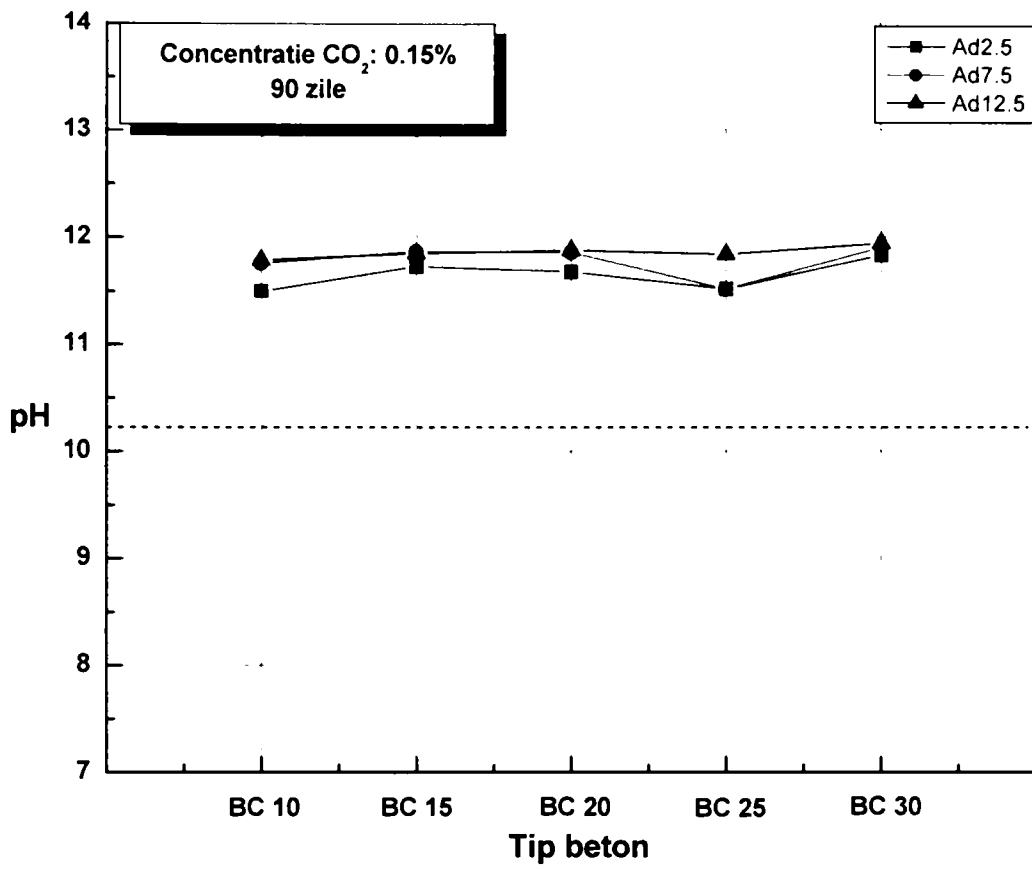


Figura 5.58. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

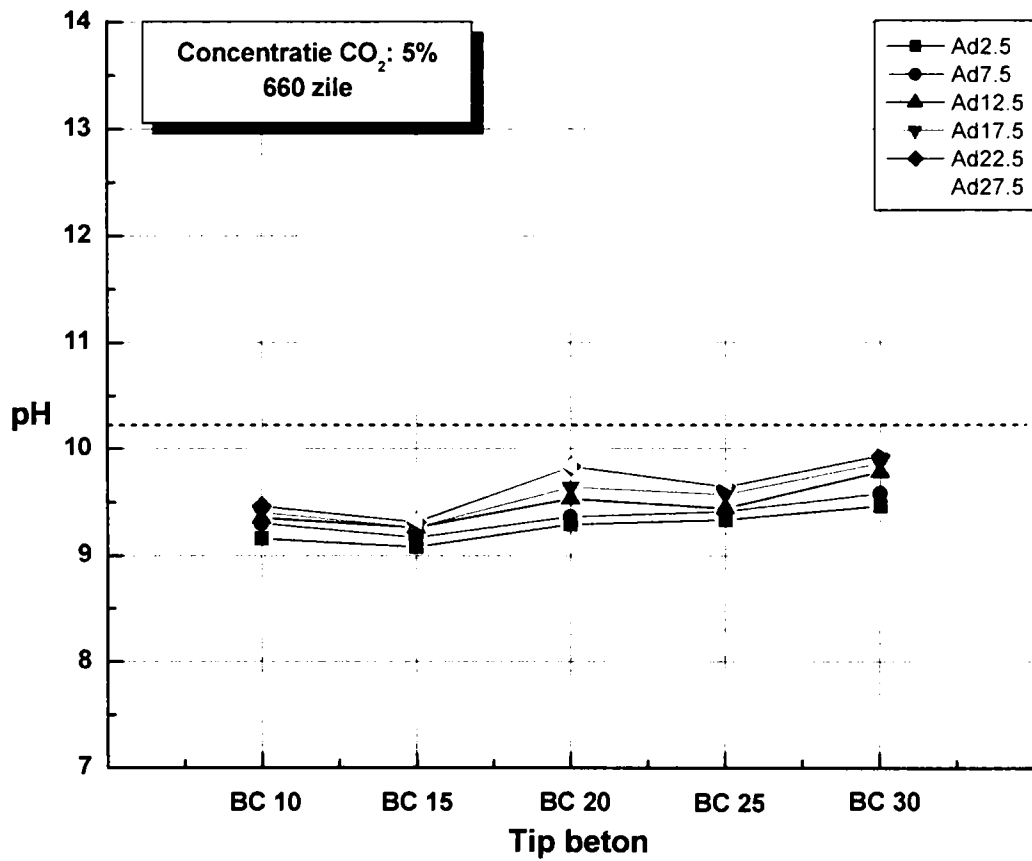


Figura 5.59. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

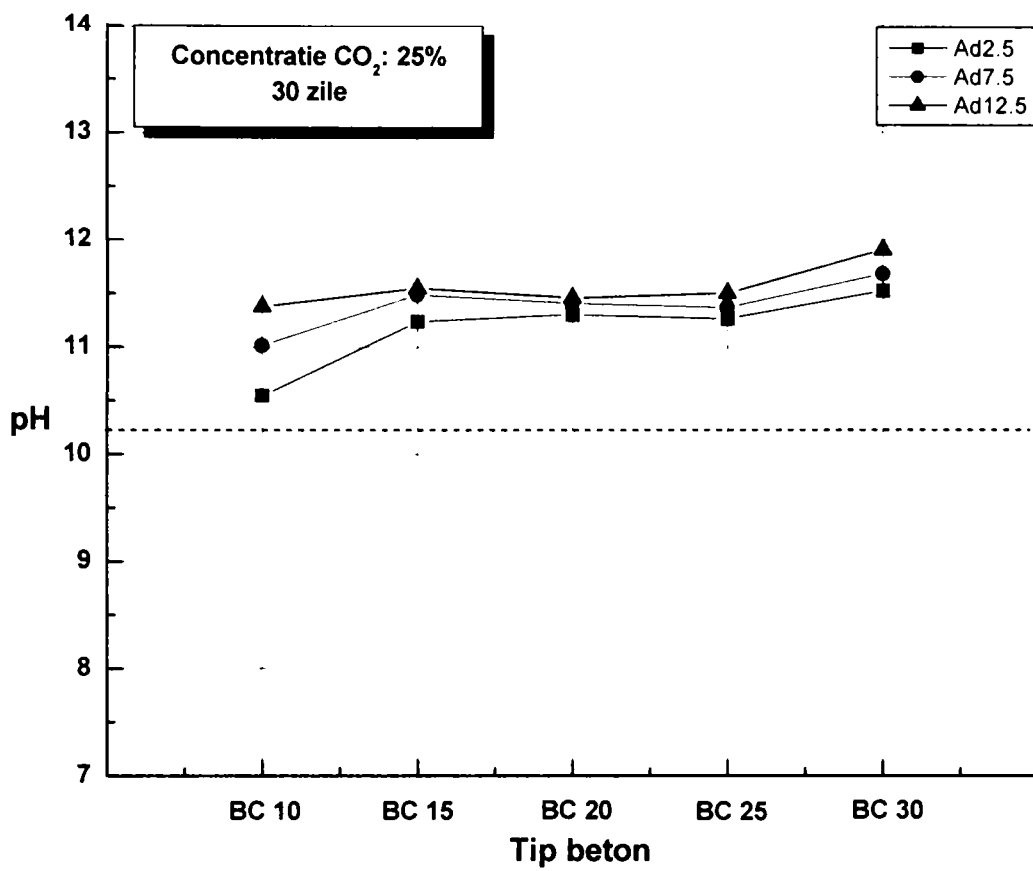


Figura 5.60. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

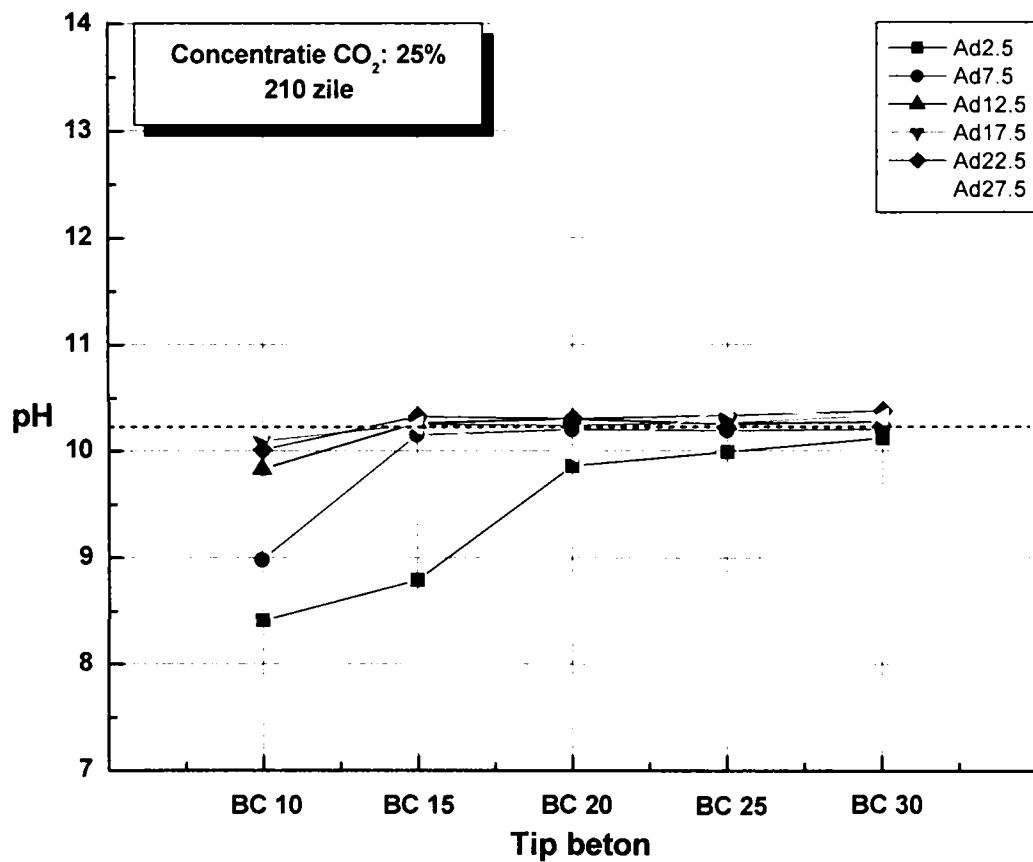


Figura 5.61. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

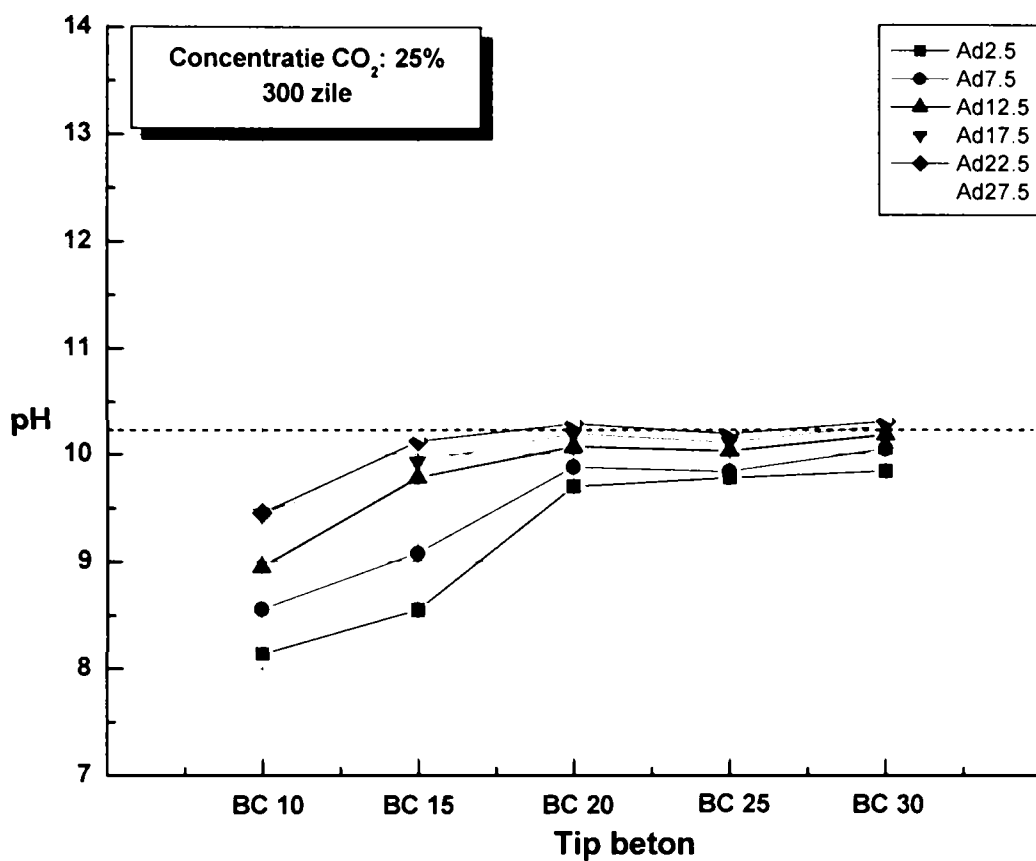


Figura 5.62. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

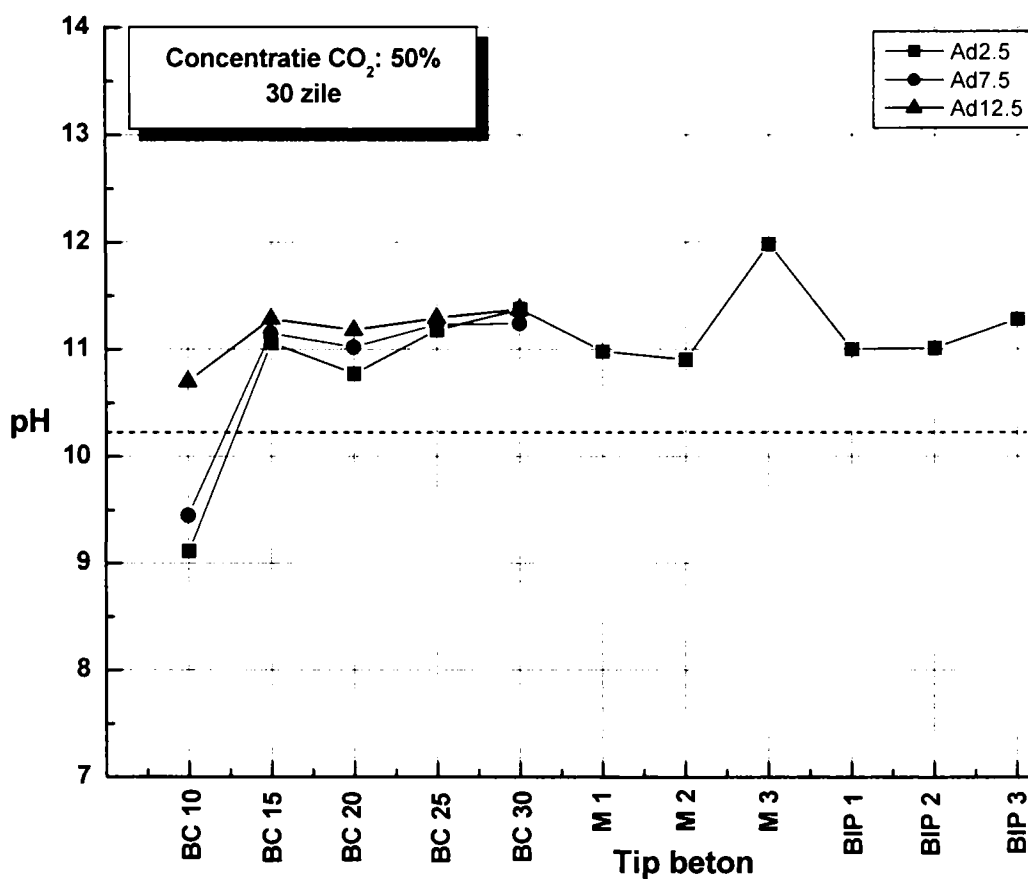


Figura 5.63. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

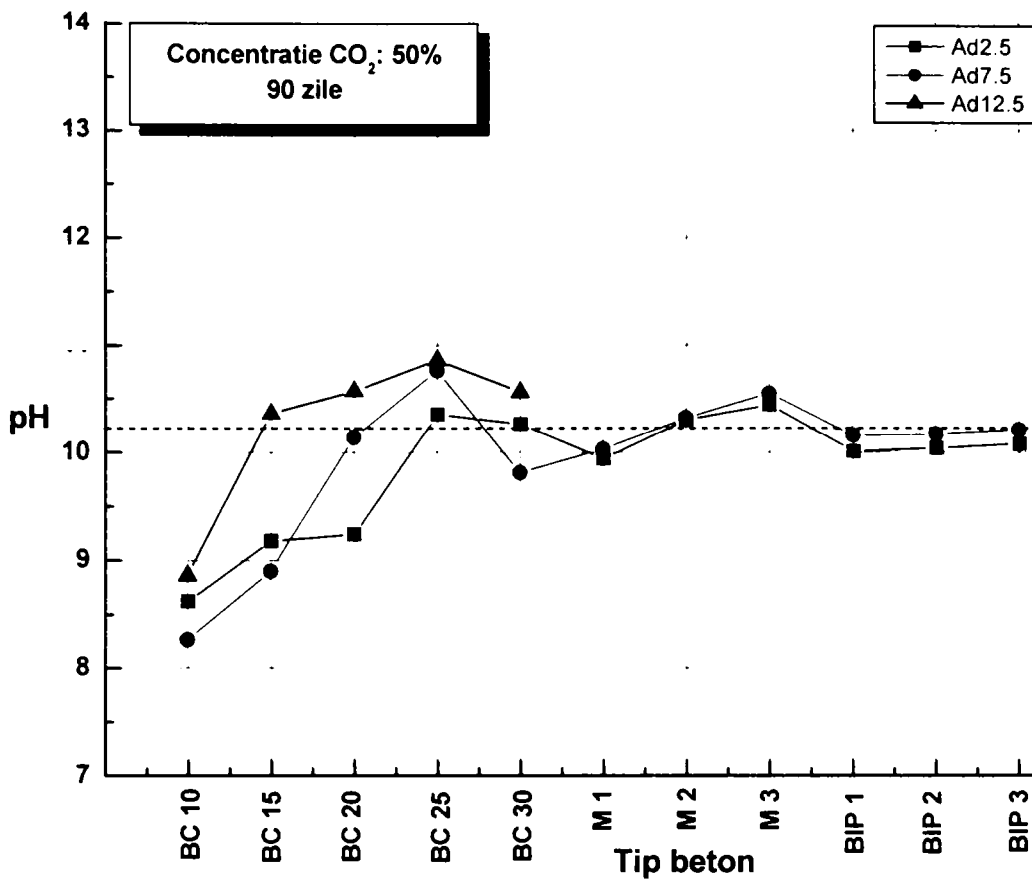


Figura 5.64. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

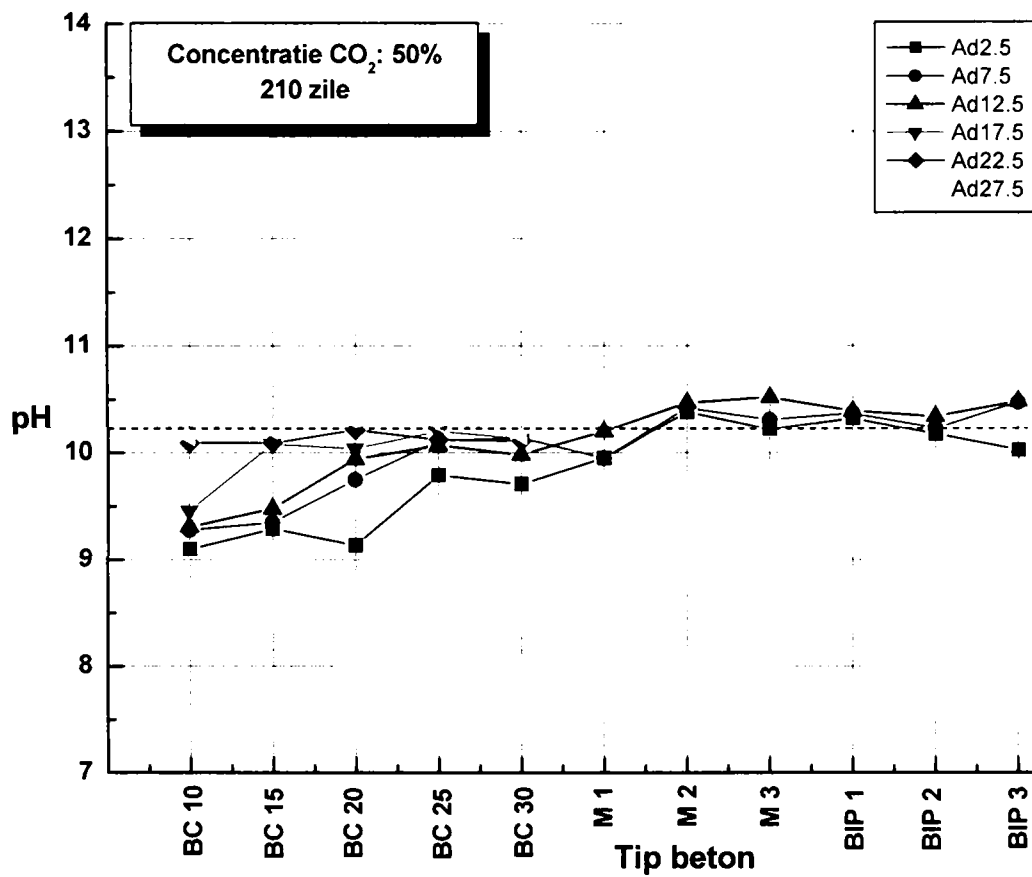


Figura 5.65. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

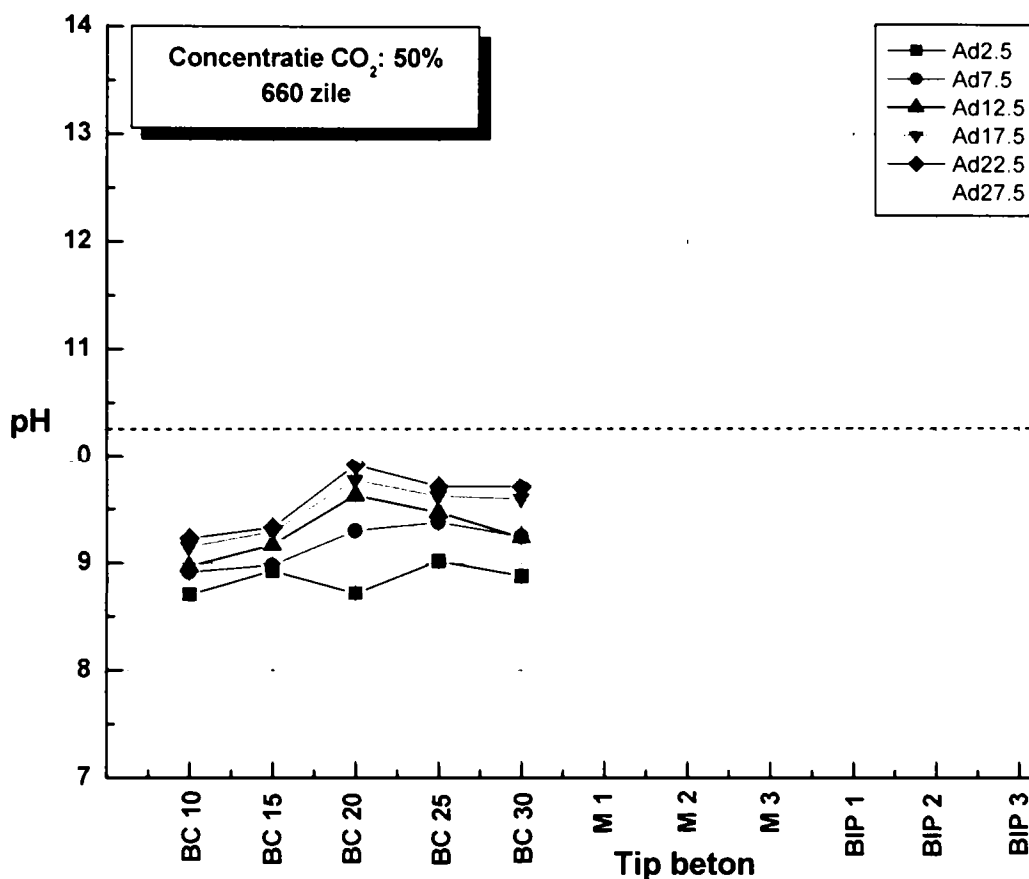


Figura 5.66. Variația pH-ului funcție de tipul de beton

VARIANTA 7

Varianta 7 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de adâncimea medie de prelevare a probei, având ca variabilă tipul de beton și constante concentrația dioxidului de carbon (CO₂) și timpul. S-au obținut 111 grafice de evaluare a pH-ului. Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare concentrație de CO₂, începând cu concentrația de 0,07% în ordine crescătoare până la o concentrație de 50% CO₂ și la fiecare timp, începând cu 30 de zile în ordine crescătoare până la 930 de zile.

Reprezentarea este dată pentru fiecare adâncimea medie de prelevare a probei începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm.

Pentru concentrația CO₂ de 50%, s-a făcut reprezentarea și pentru tipurile de beton M1, M2, M3, BIP1, BIP2, BIP3.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoare de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 111 de grafice obținute s-au selectat 10 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.67 – 5.76.

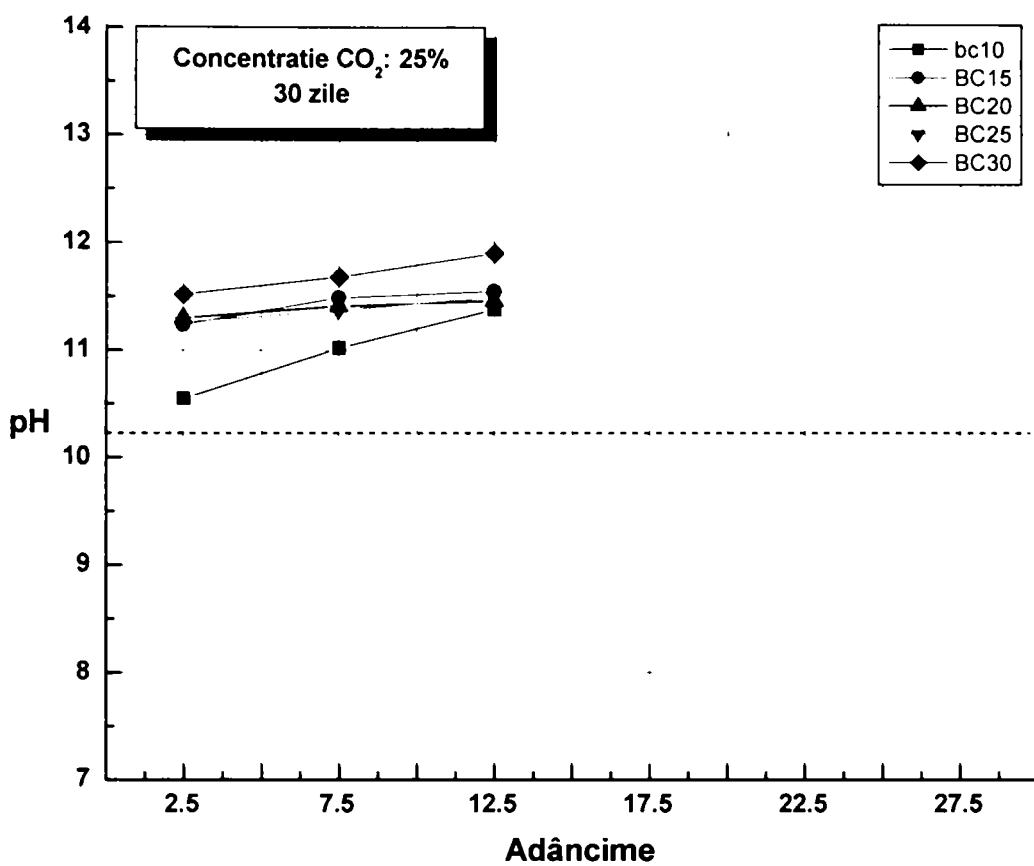


Figura 5.67. Variația pH-ului funcție de adâncime

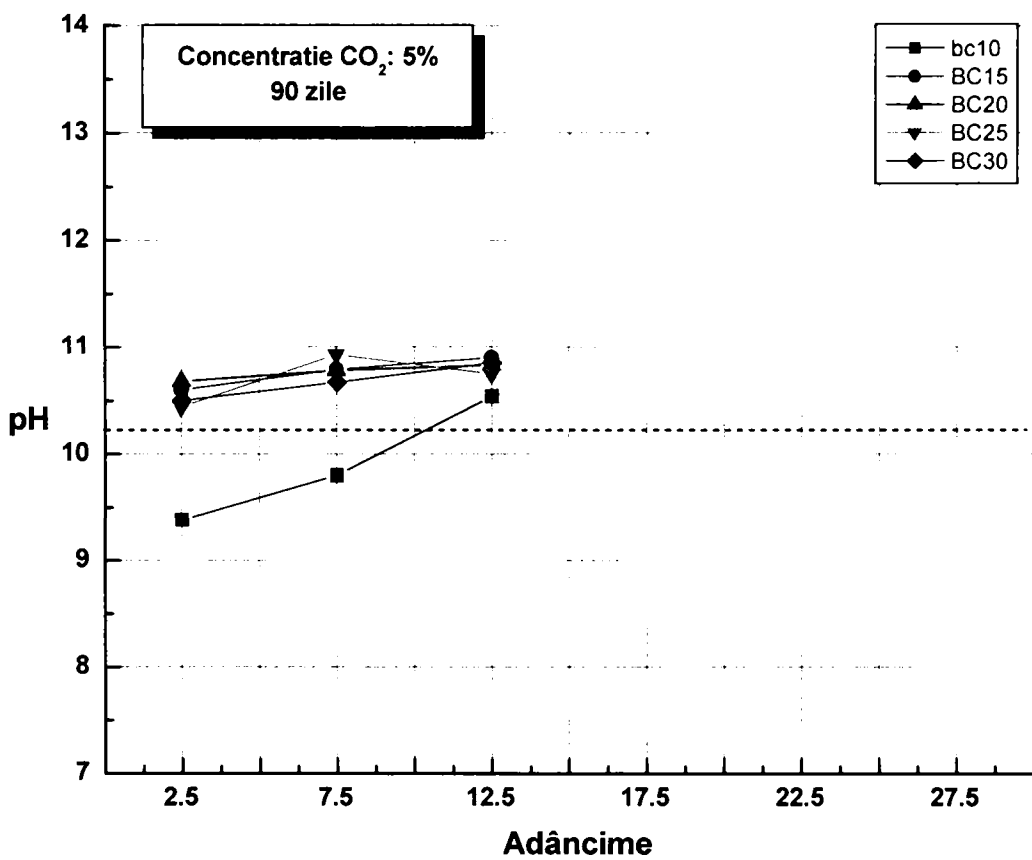


Figura 5.68. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

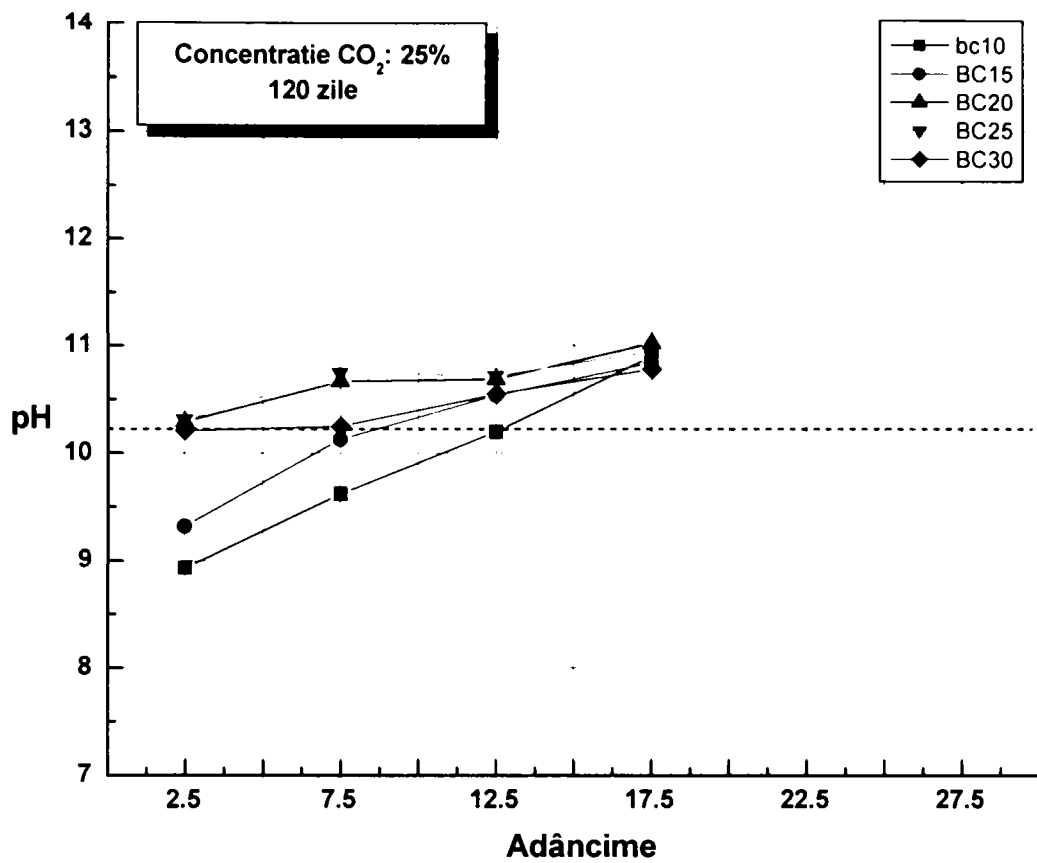


Figura 5.69. Variația pH-ului funcție de adâncime

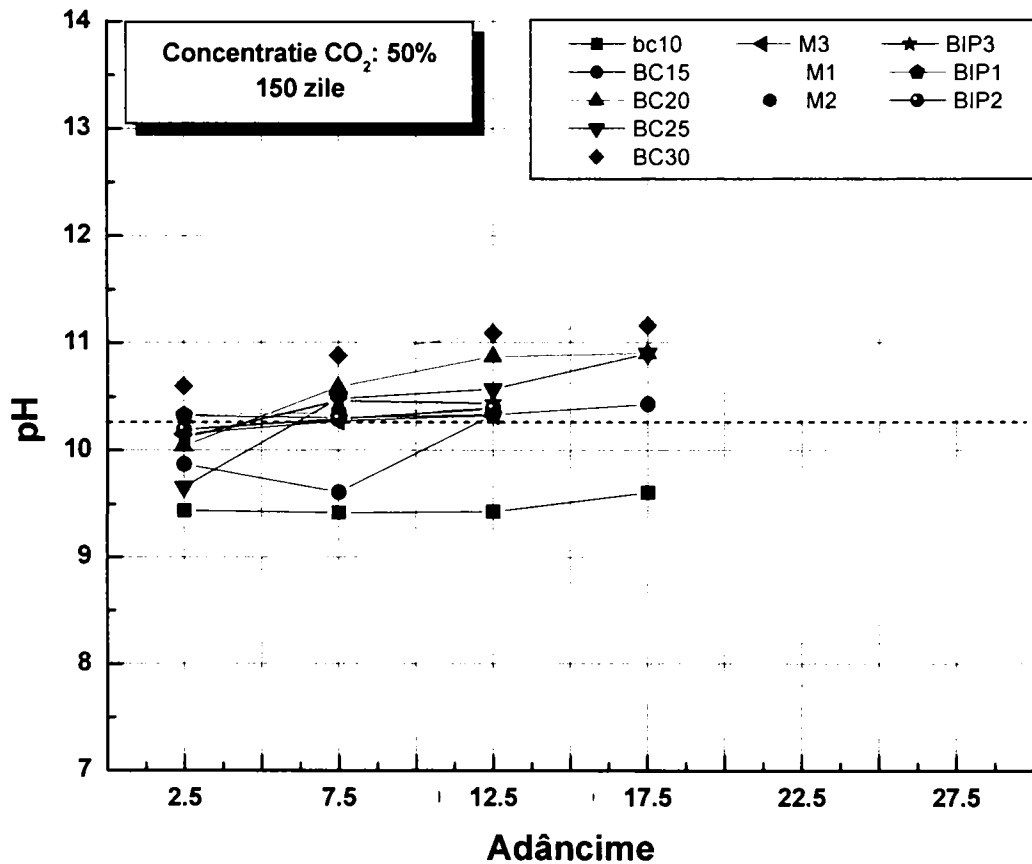


Figura 5.70 Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

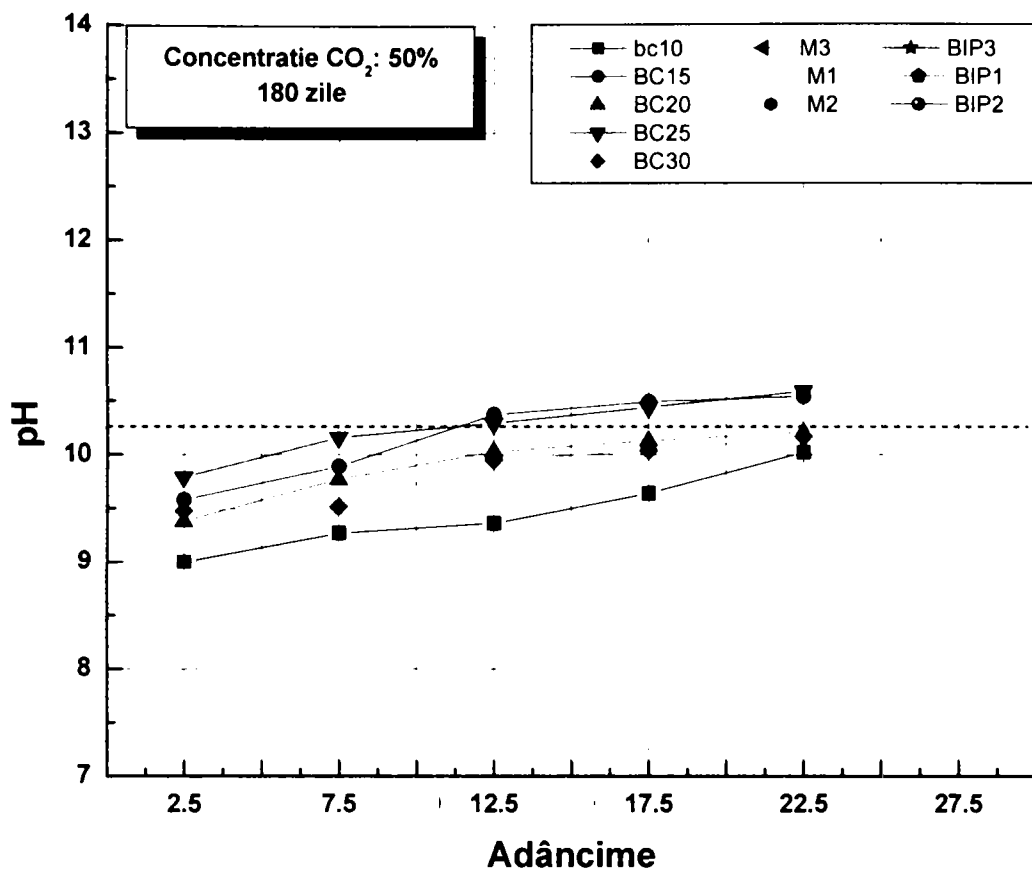


Figura 5.71. Variația pH-ului funcție de adâncime

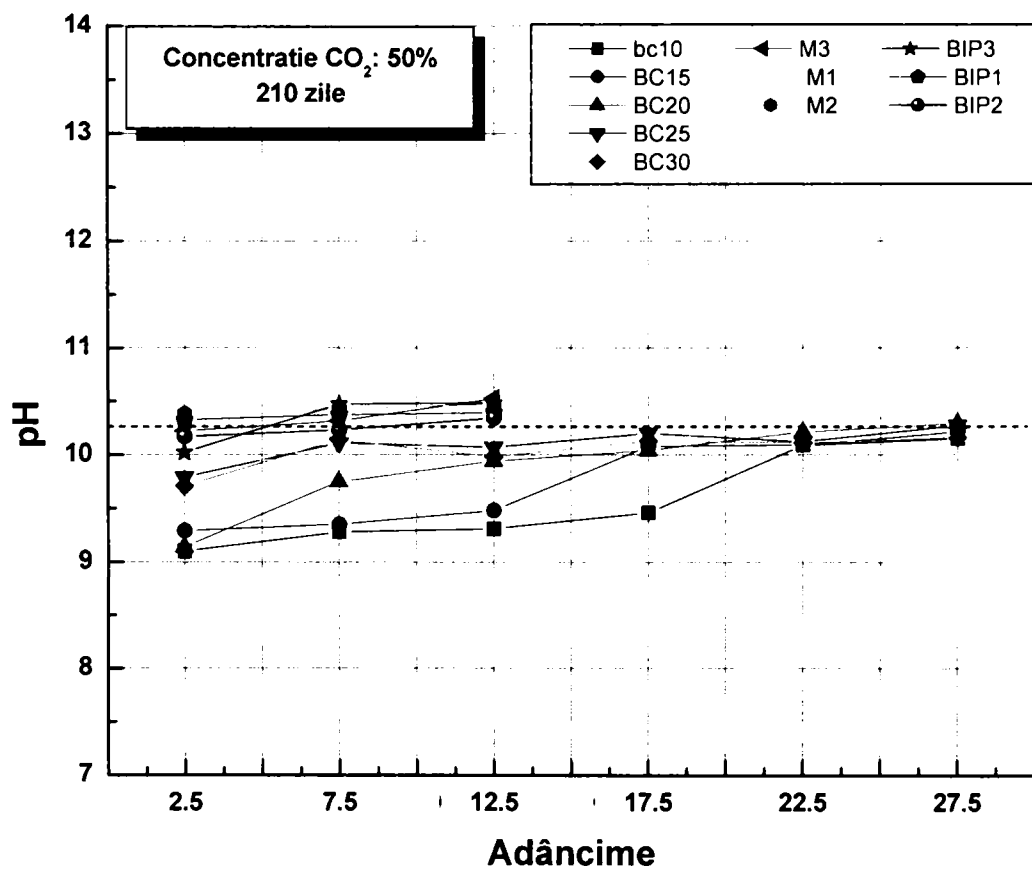


Figura 5.72. Variația pH-ului funcție de adâncime

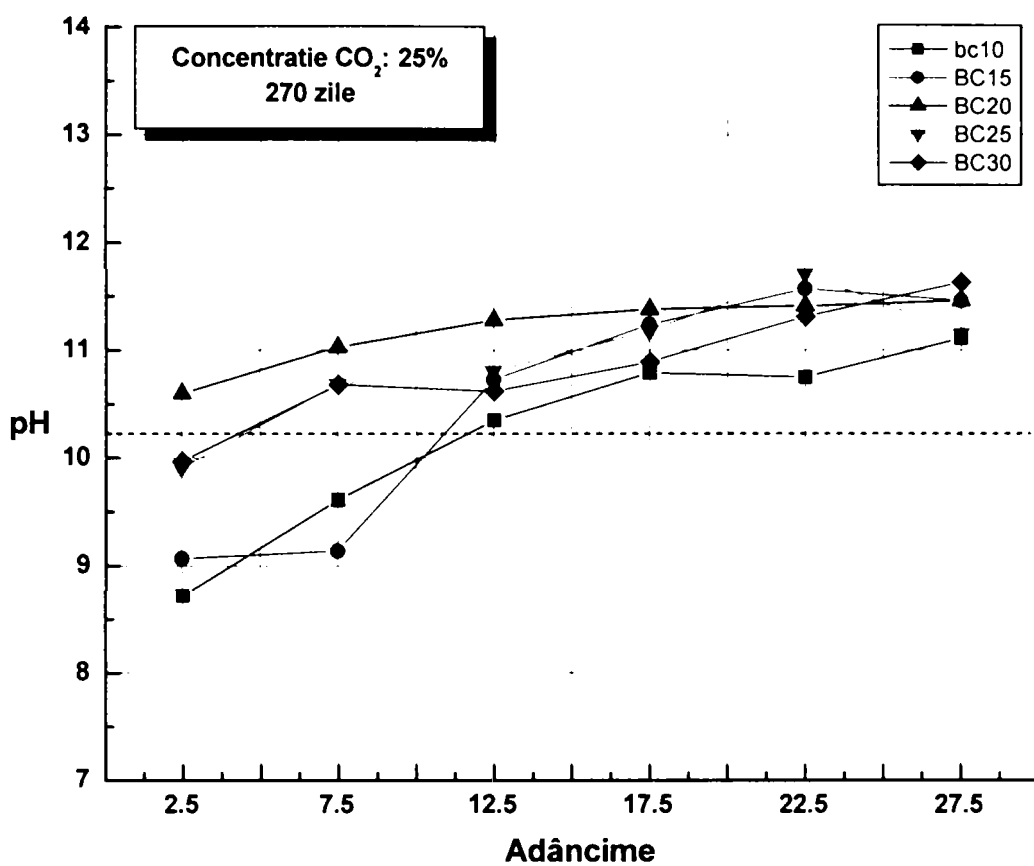


Figura 5.73. Variația pH-ului funcție de adâncime

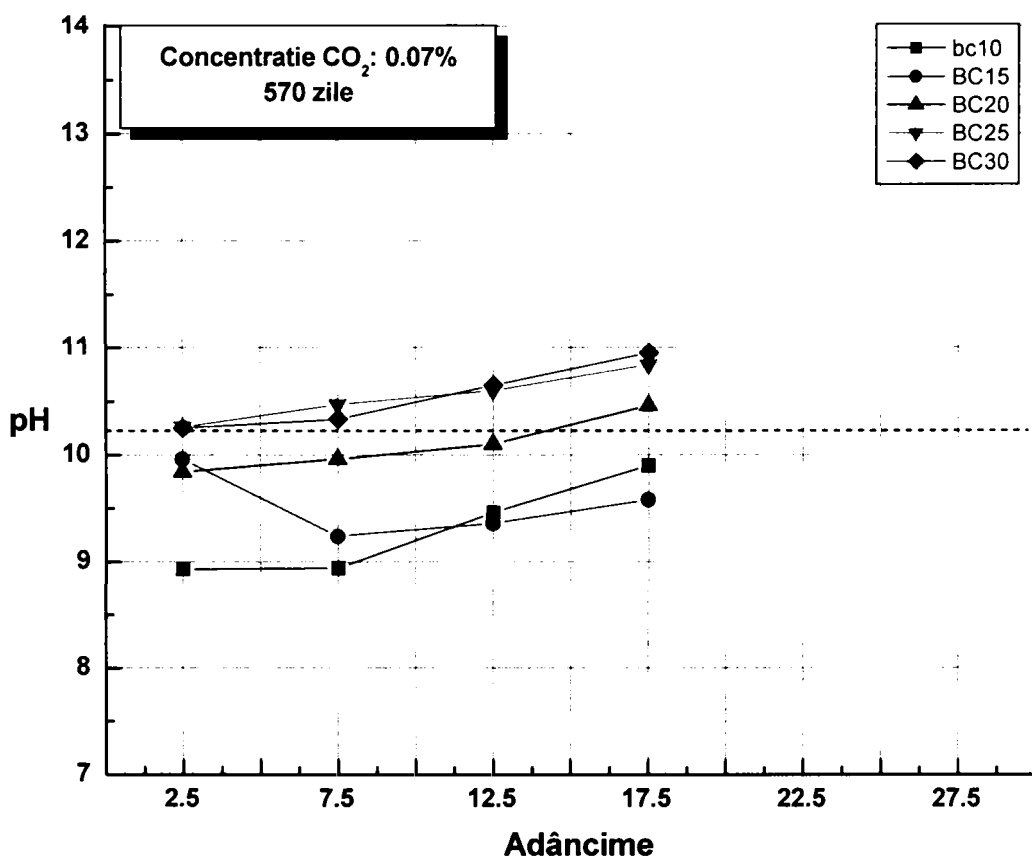


Figura 5.74. Variația pH-ului funcție de adâncime

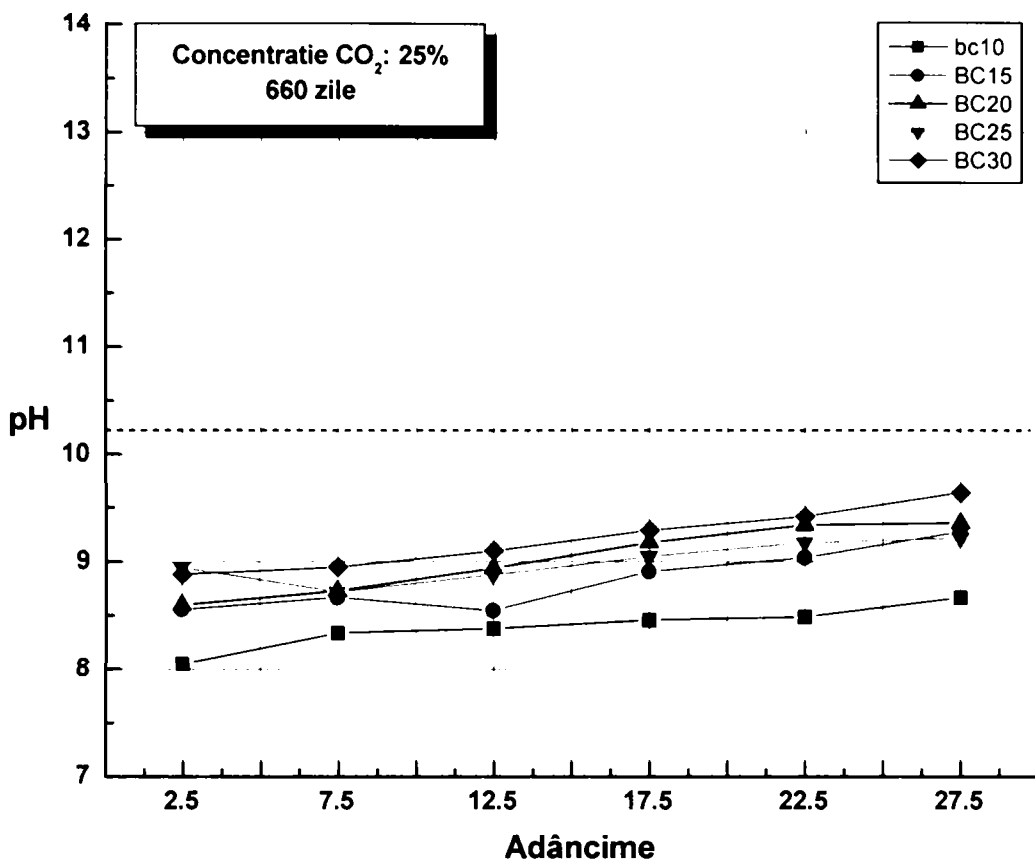


Figura 5.75. Variația pH-ului funcție de adâncime

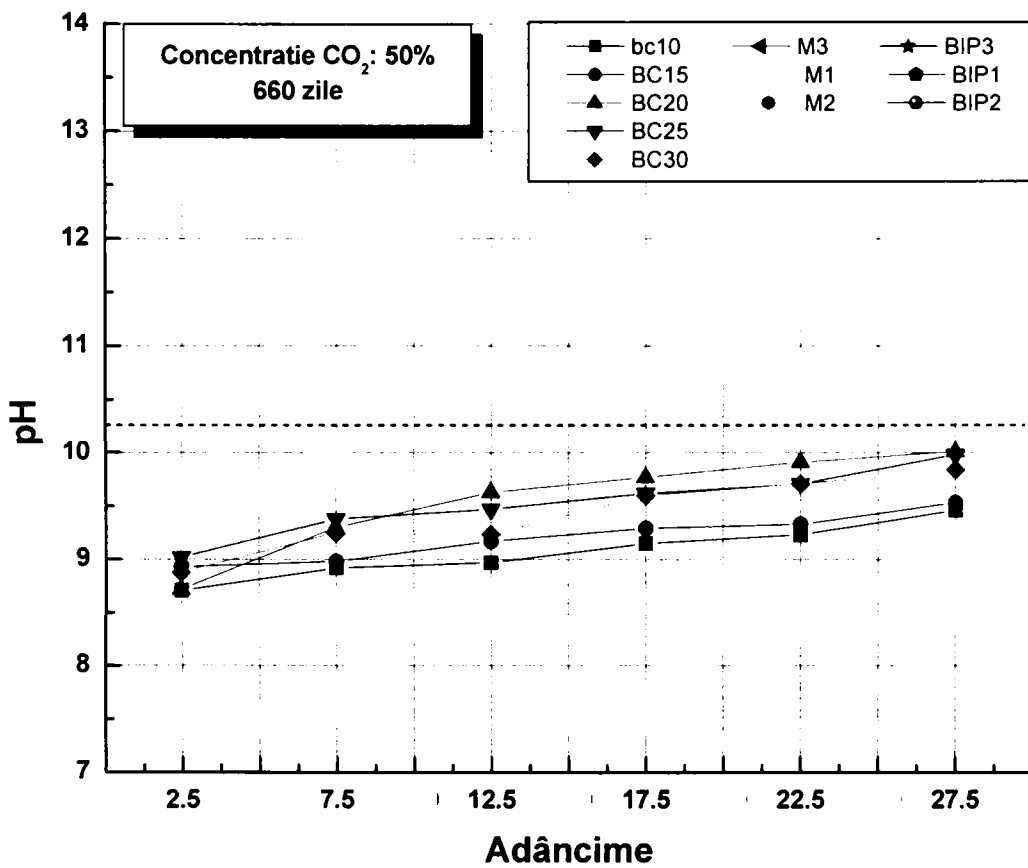


Figura 5.76. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

VARIANTA 8

Varianta 8 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de adâncimea medie de prelevare a probei, având ca variabilă timpul și constante concentrația dioxidului de carbon (CO_2) și tipul de beton. S-au obținut 36 grafice de evaluare a pH-ului. Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare concentrație de CO_2 , începând cu concentrația de 0,07% în ordine crescătoare până la o concentrație de 50% CO_2 și pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10 în ordine crescătoare până la Bc30.

Reprezentarea este dată pentru fiecare adâncimea medie de prelevare a probei începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm.

Pentru concentrația CO_2 de 50%, s-a făcut reprezentarea și pentru tipurile de beton M1, M2, M3, BIP1, BIP2, BIP3.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10,25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 36 de grafice obținute s-au selectat 10 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.77 – 5.86.

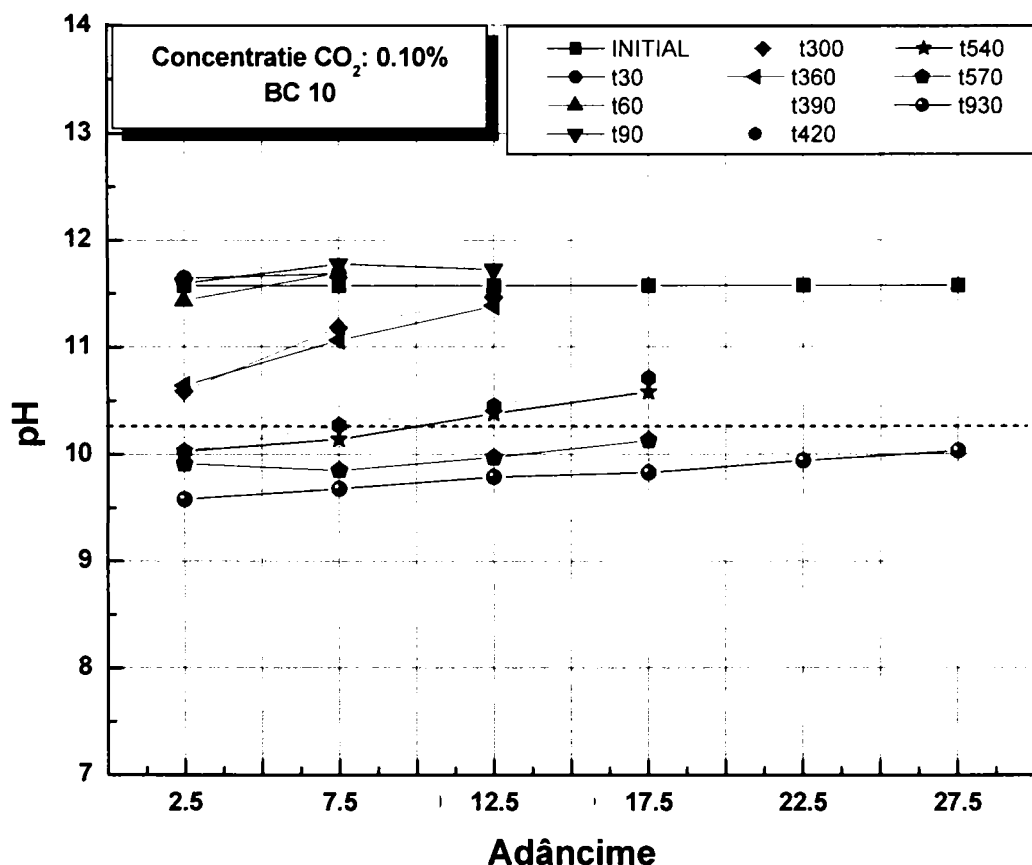


Figura 5.77. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

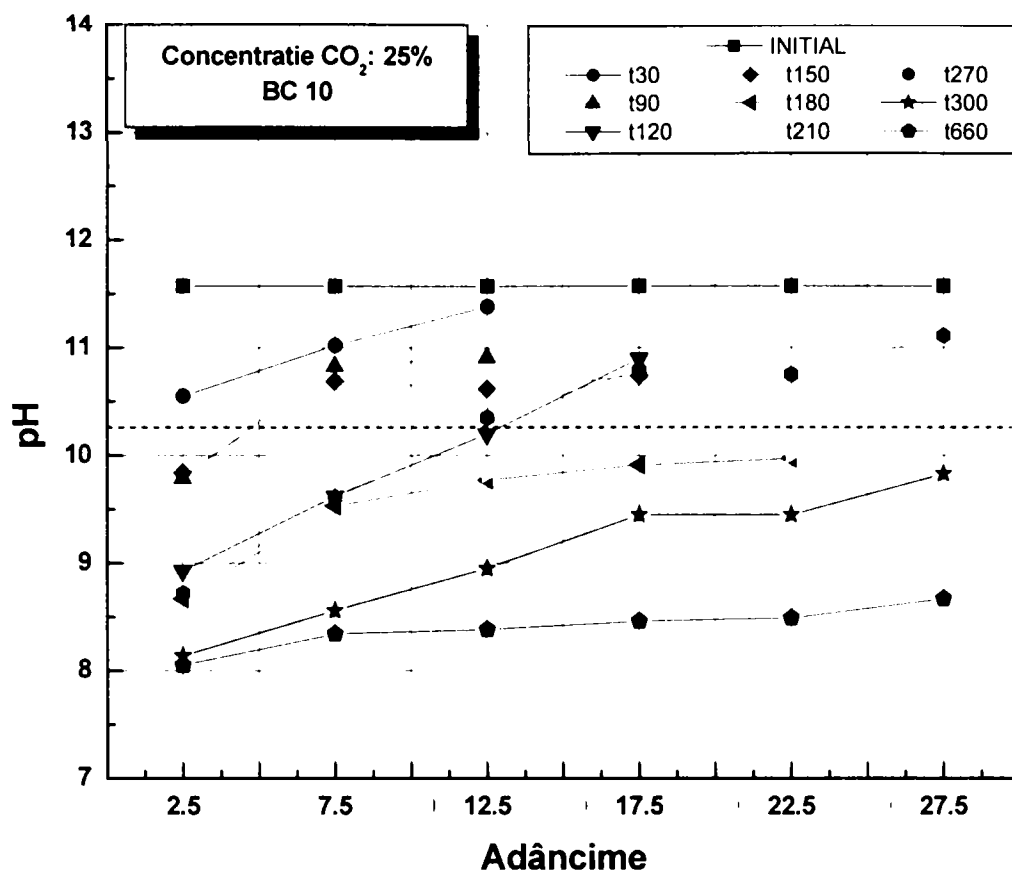


Figura 5.78. Variația pH-ului funcție de adâncime

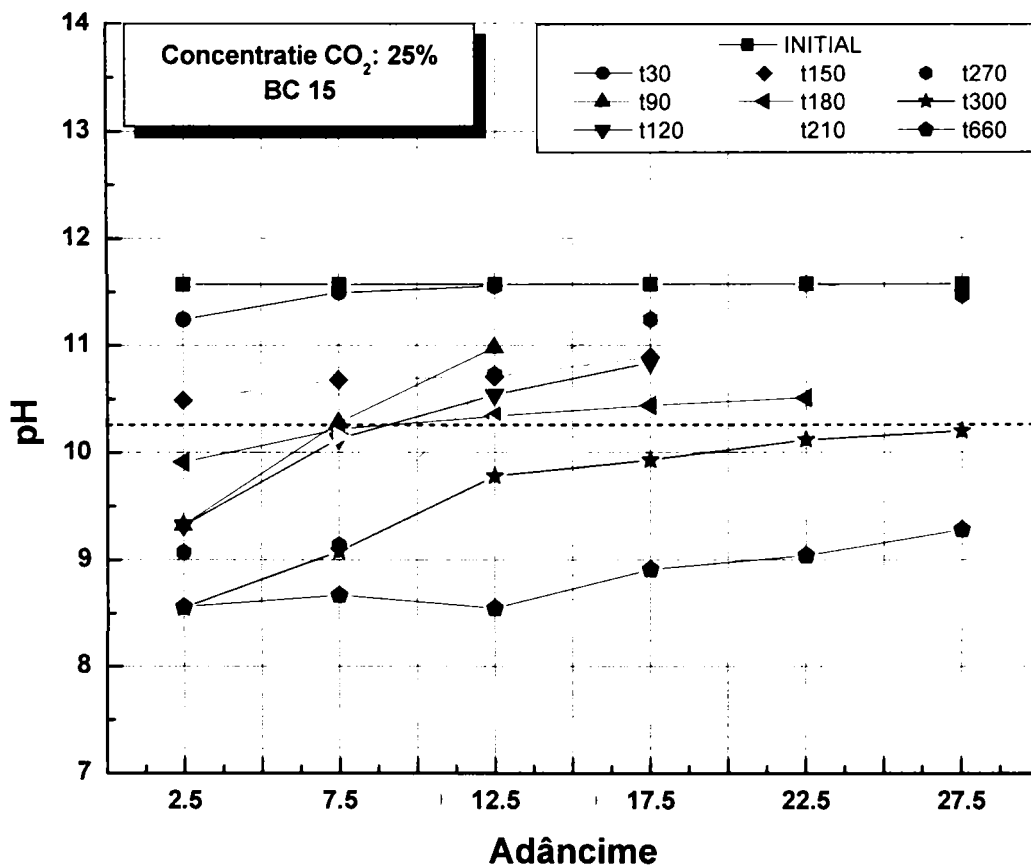


Figura 5.79. Variația pH-ului funcție de adâncime

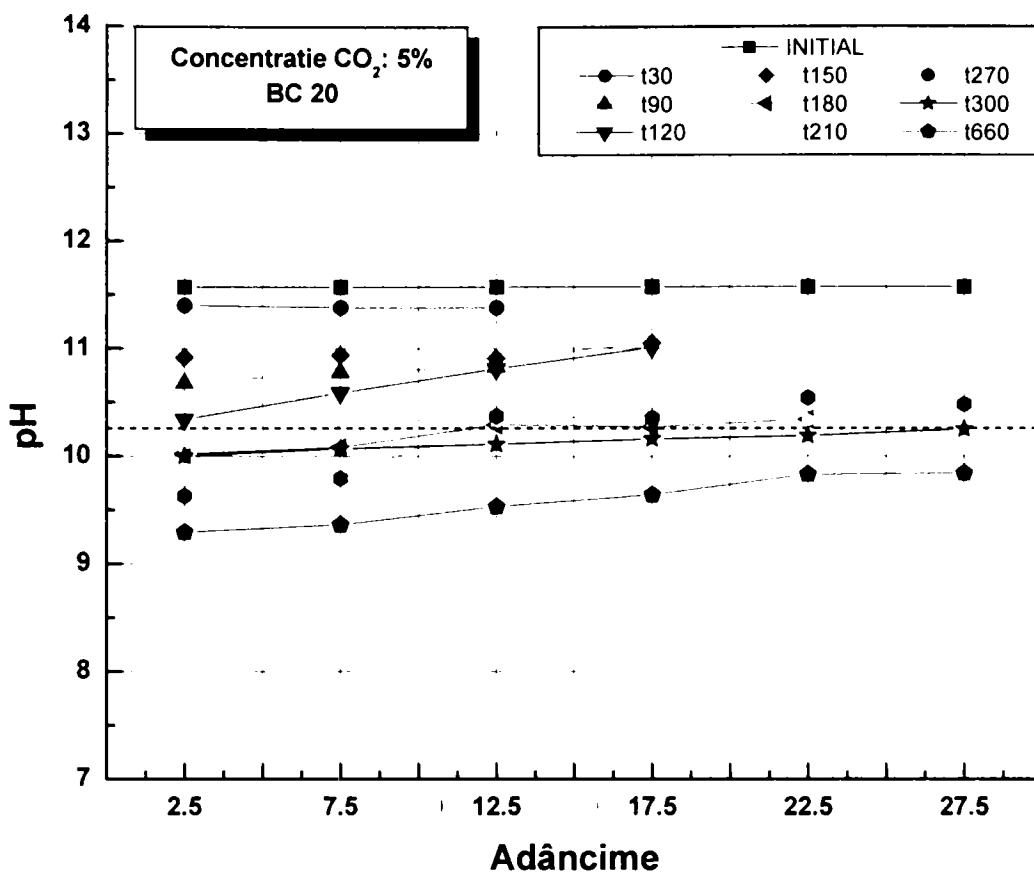


Figura 5.80. Variația pH-ului funcție de adâncime

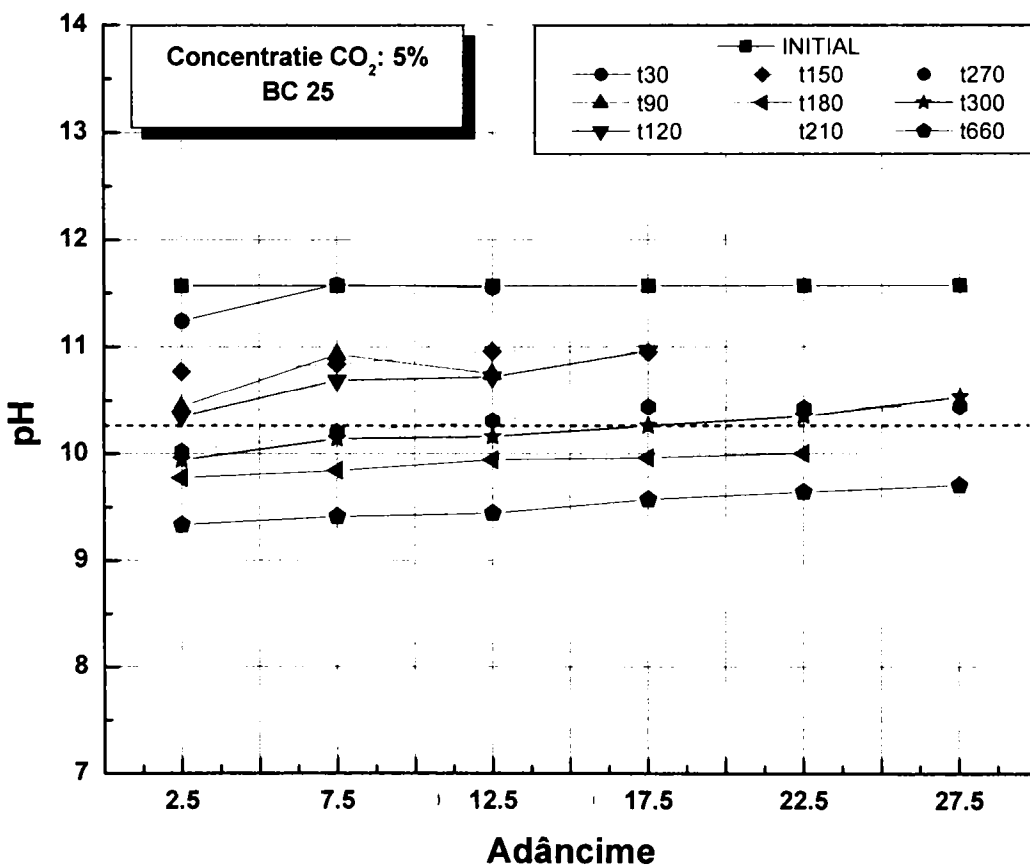


Figura 5.81. Variația pH-ului funcție de adâncime

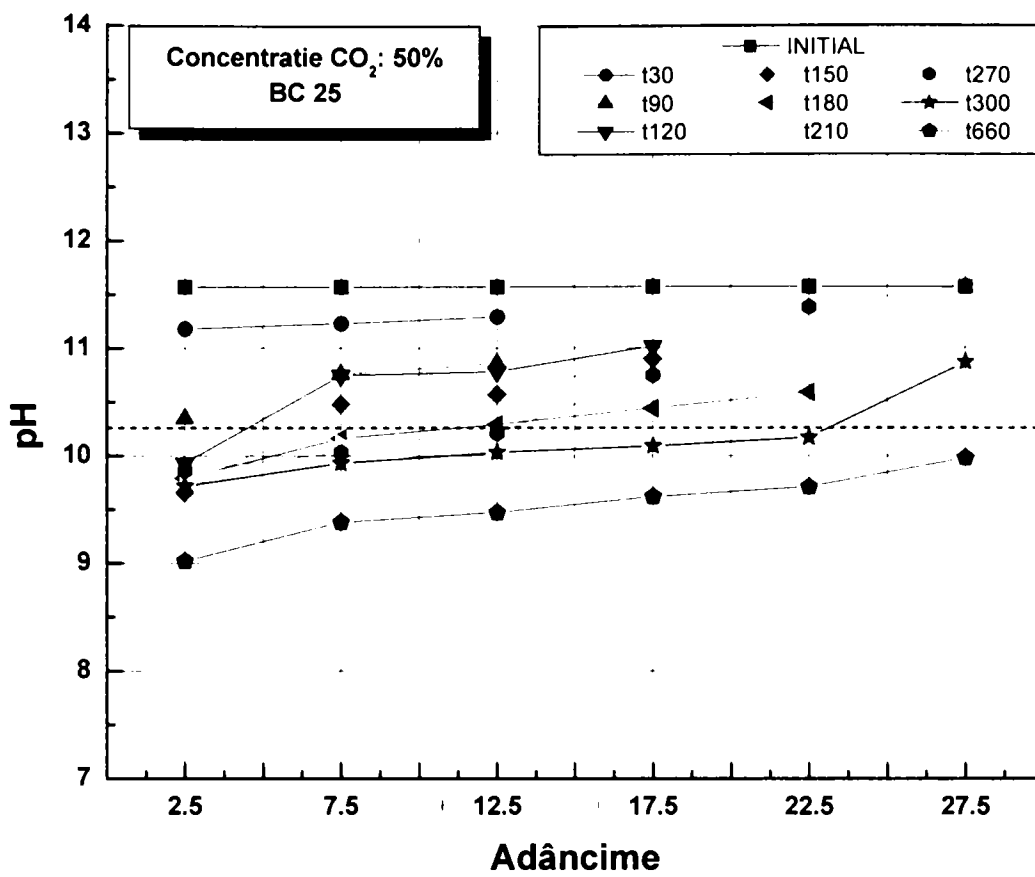


Figura 5.82. Variația pH-ului funcție de adâncime

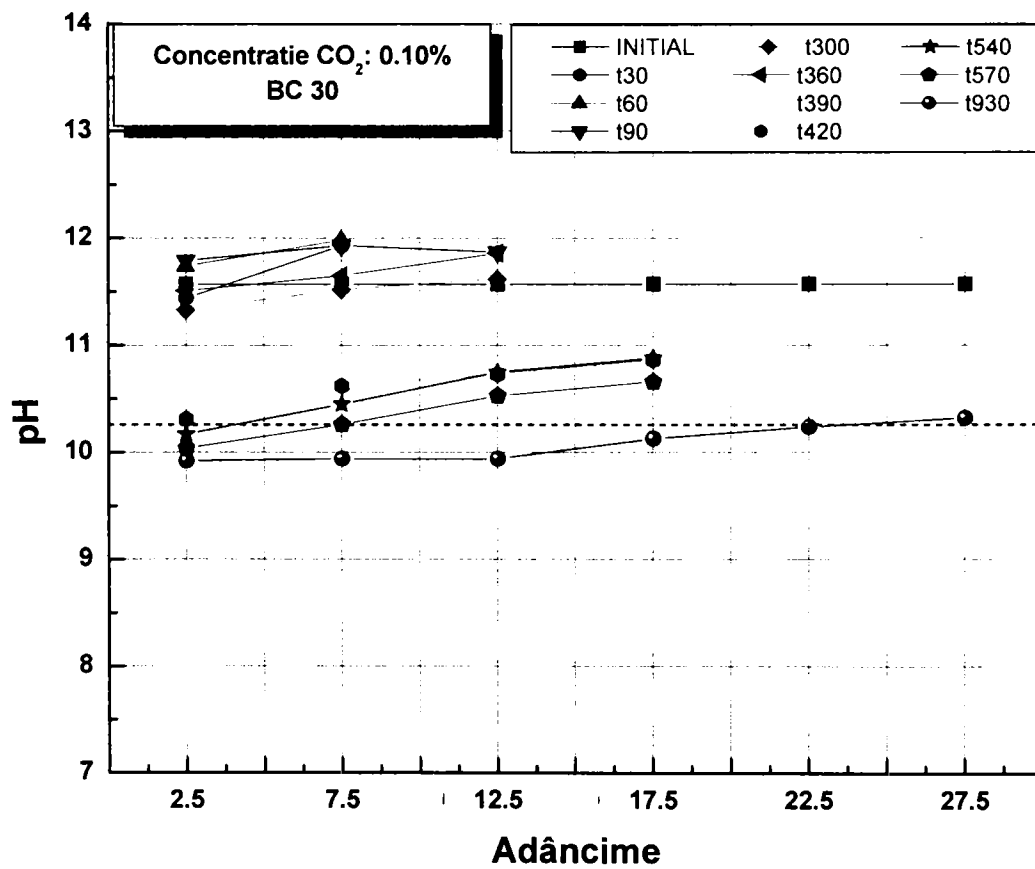


Figura 5.83. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

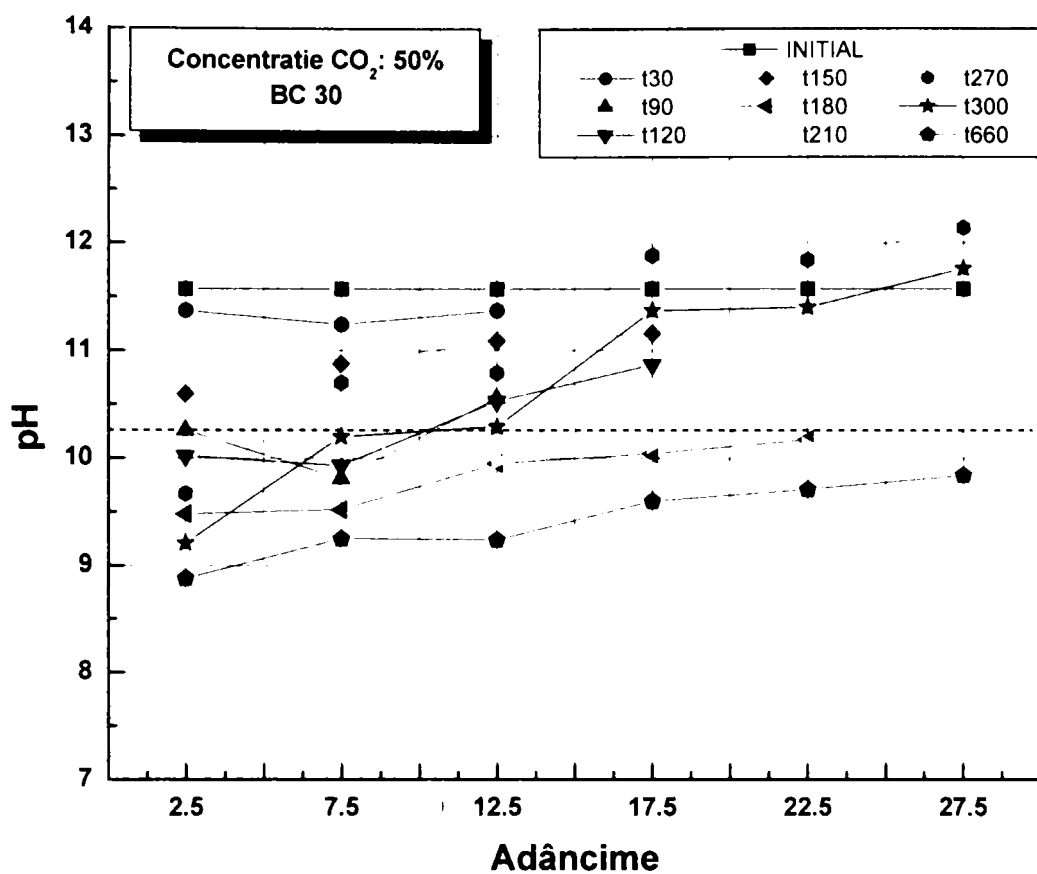


Figura 5.84. Variația pH-ului funcție de adâncime

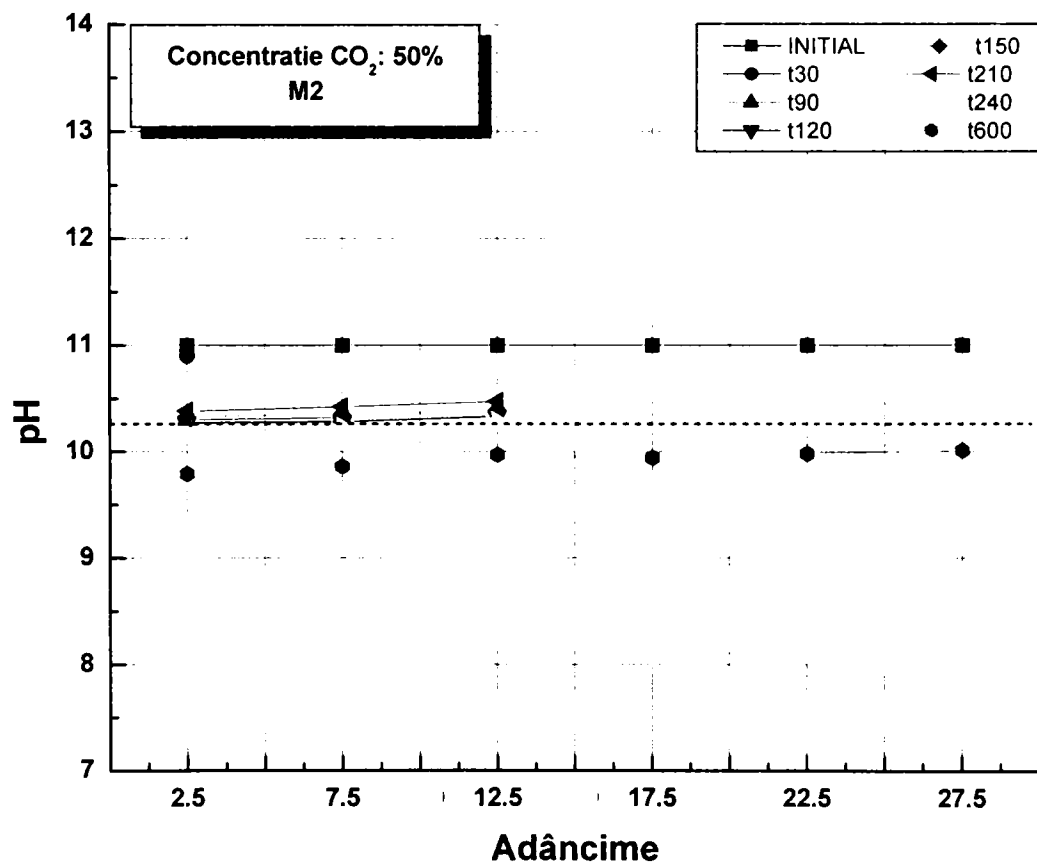


Figura 5.85. Variația pH-ului funcție de adâncime

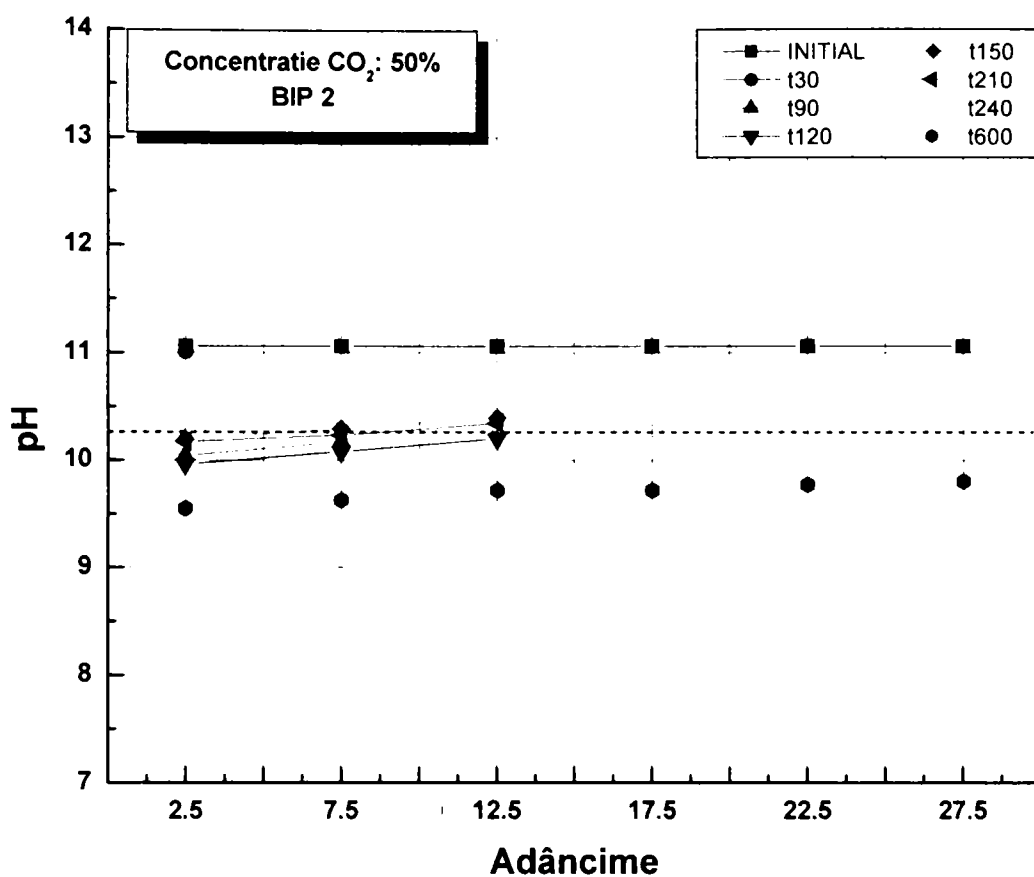


Figura 5.86. Variația pH-ului funcție de adâncime

VARIANTA 9

Varianta 9 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de adâncimea medie de prelevare a probei, având ca variabilă concentrația dioxidului de carbon (CO₂) și constante timpul și tipul de beton.

S-au obținut 95 grafice de evaluare a pH-ului.

Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10 în ordine crescătoare până la Bc30 și la fiecare timp, începând cu 30 de zile în ordine crescătoare până la 930 de zile.

Reprezentarea este dată pentru fiecare adâncimea medie de prelevare a probei începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10,25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 95 de grafice obținute s-au selectat 14 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.87 – 5.100.

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

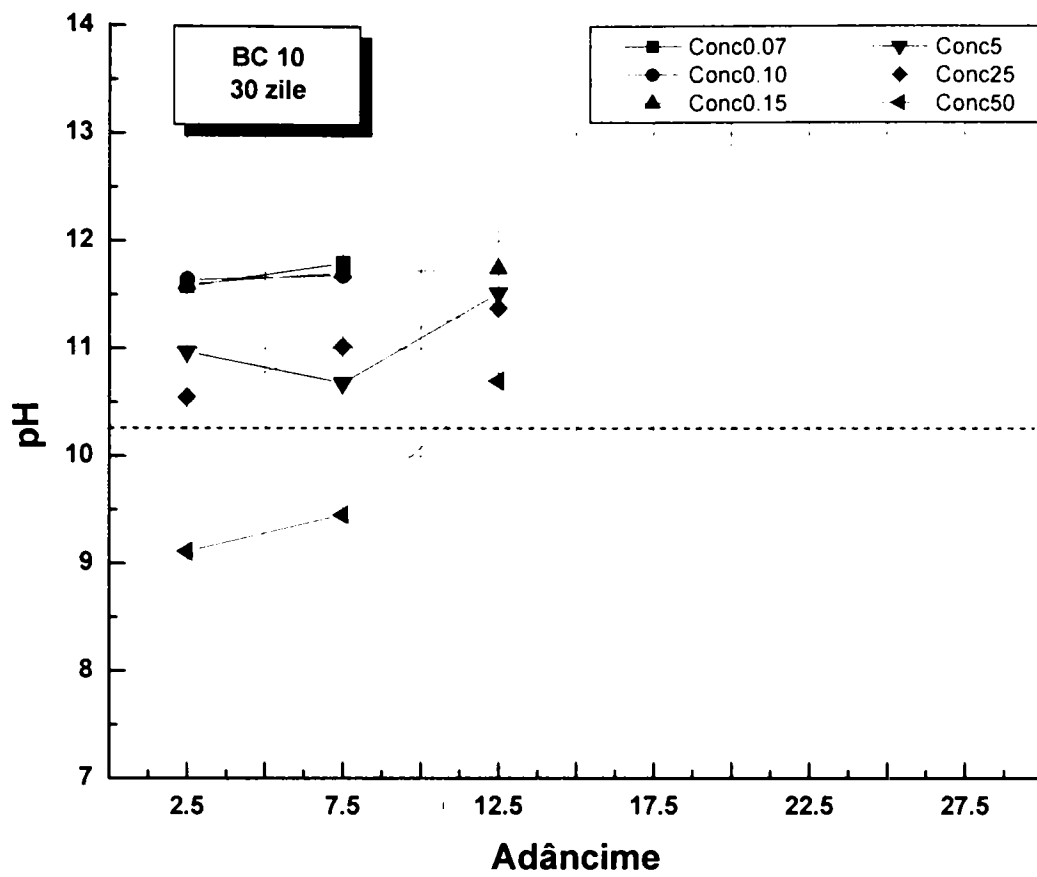


Figura 5.87. Variația pH-ului funcție de adâncime

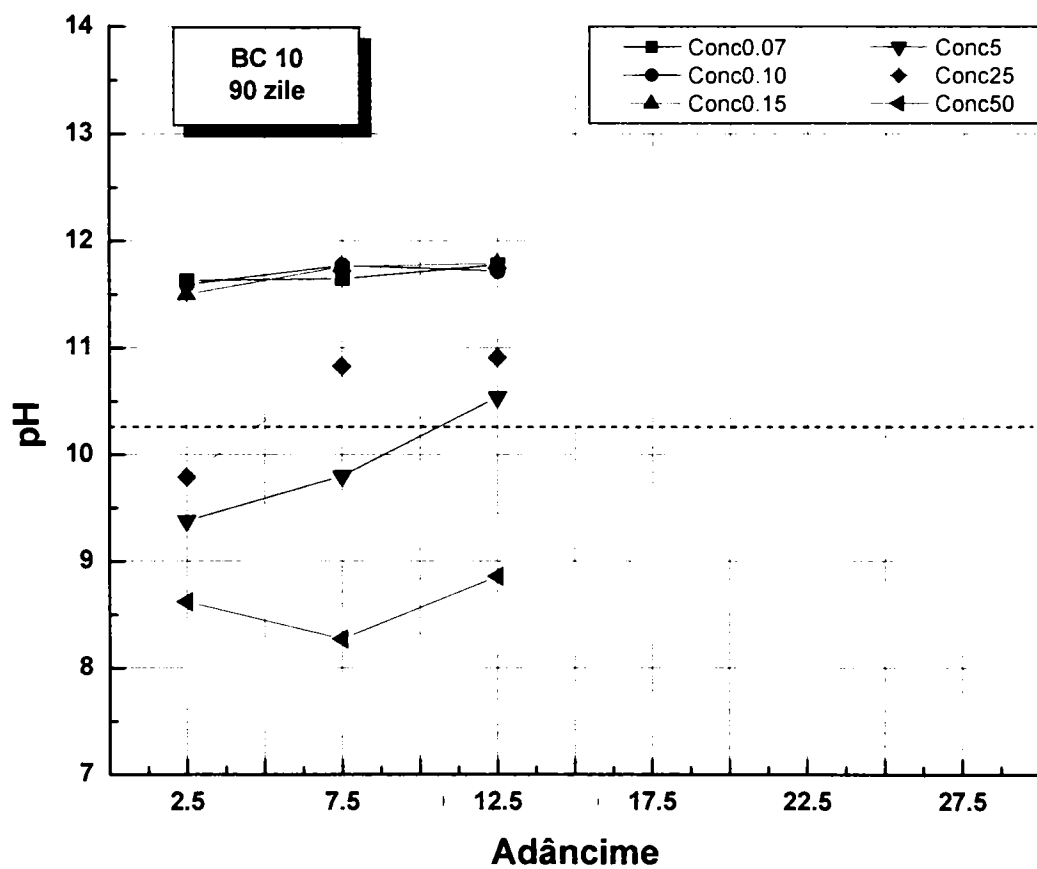


Figura 5.88. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

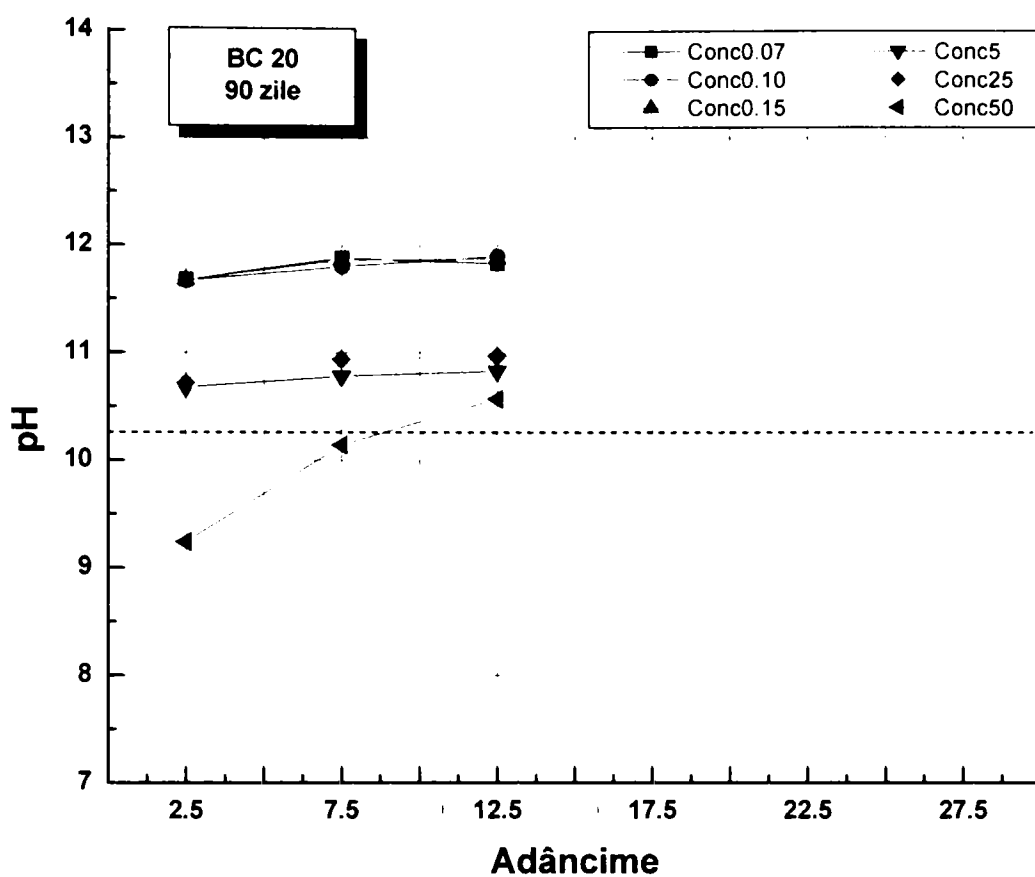


Figura 5.89. Variația pH-ului funcție de adâncime

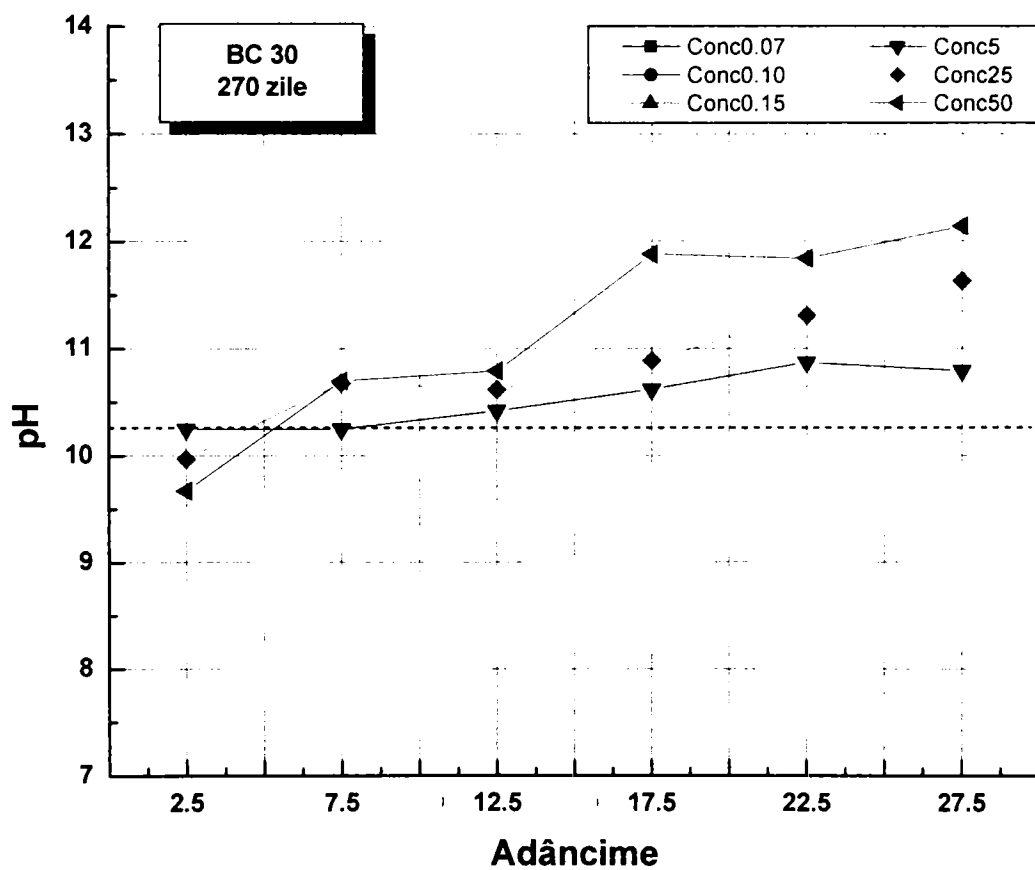


Figura 5.90. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

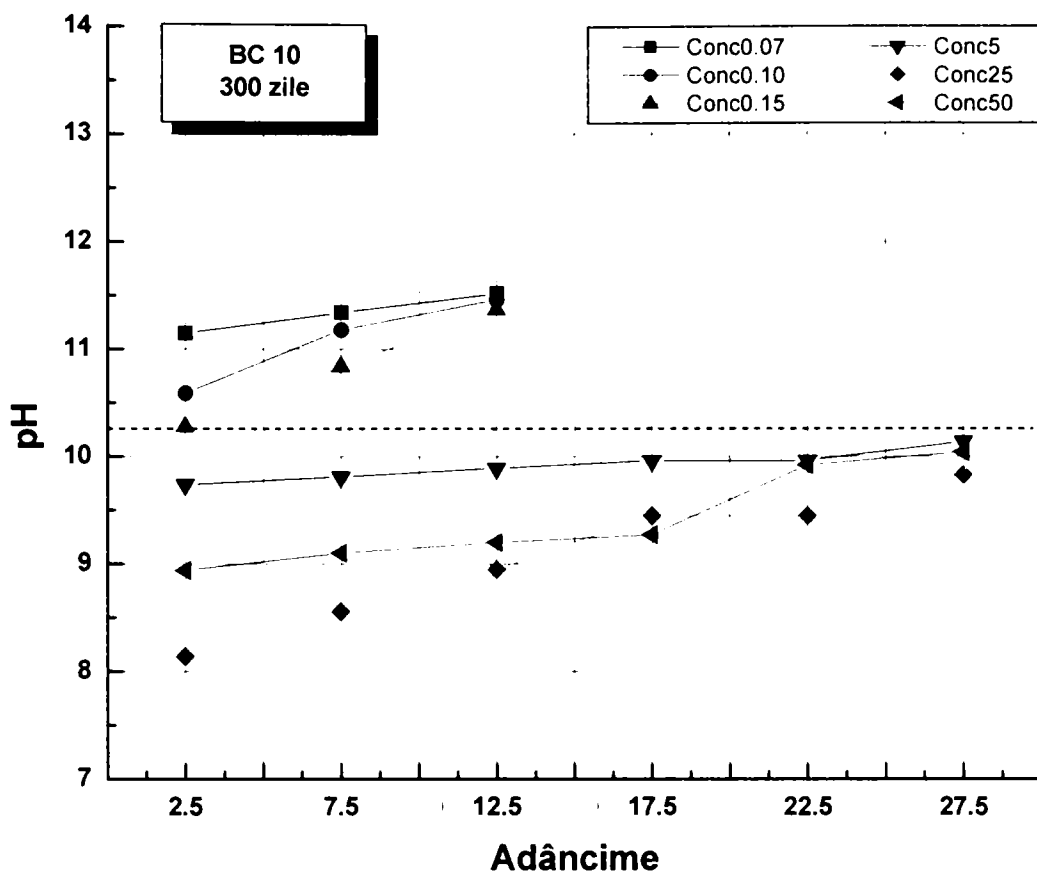


Figura 5.91. Variația pH-ului funcție de adâncime

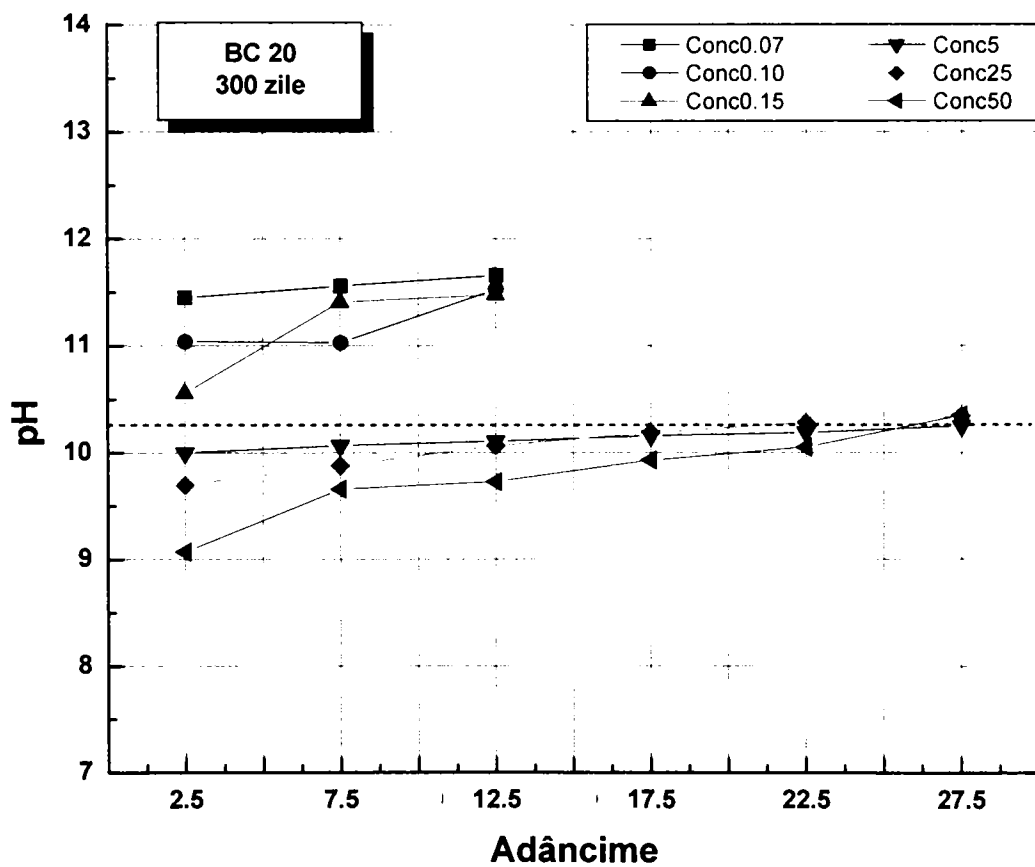


Figura 5.92. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

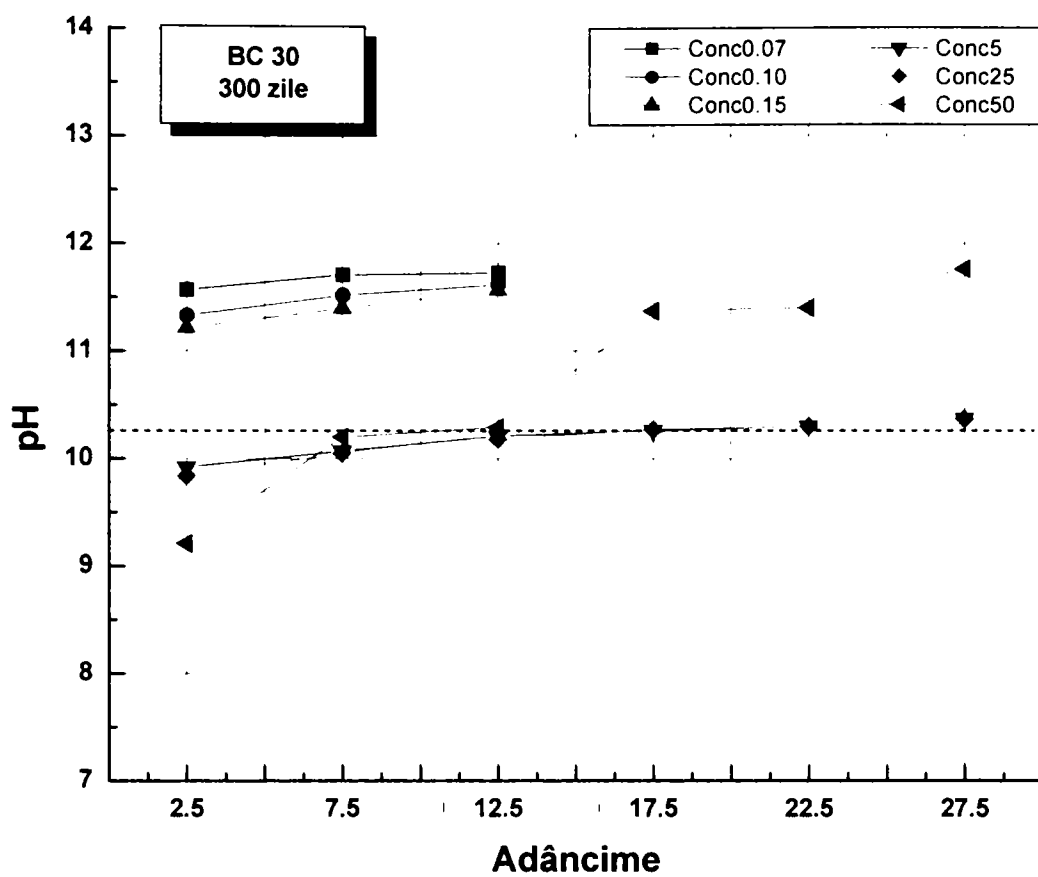


Figura 5.93. Variația pH-ului funcție de adâncime

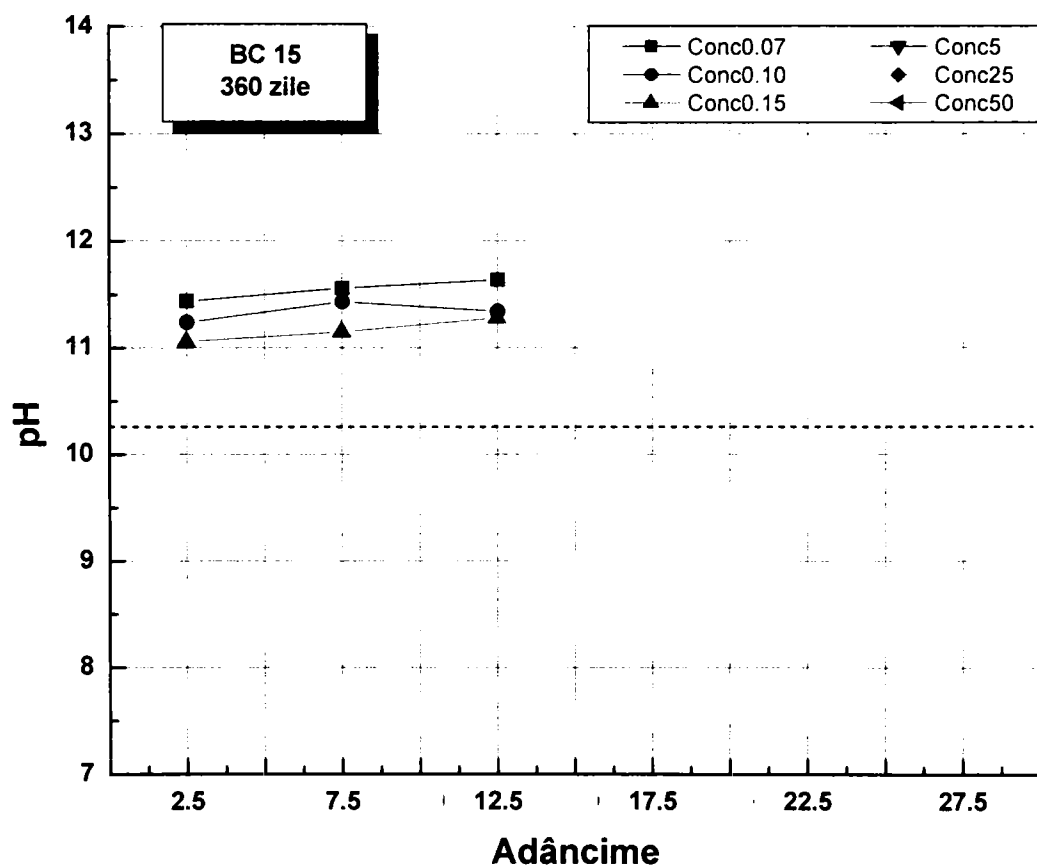


Figura 5.94. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

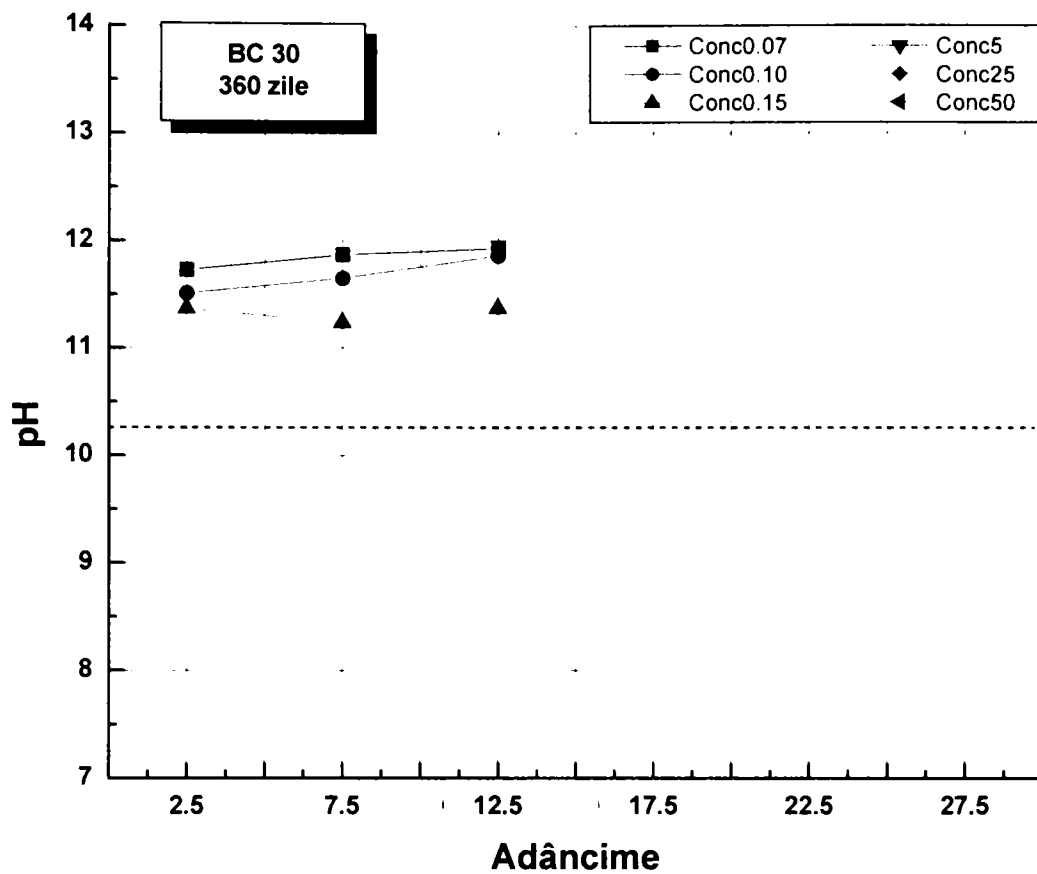


Figura 5.95. Variația pH-ului funcție de adâncime

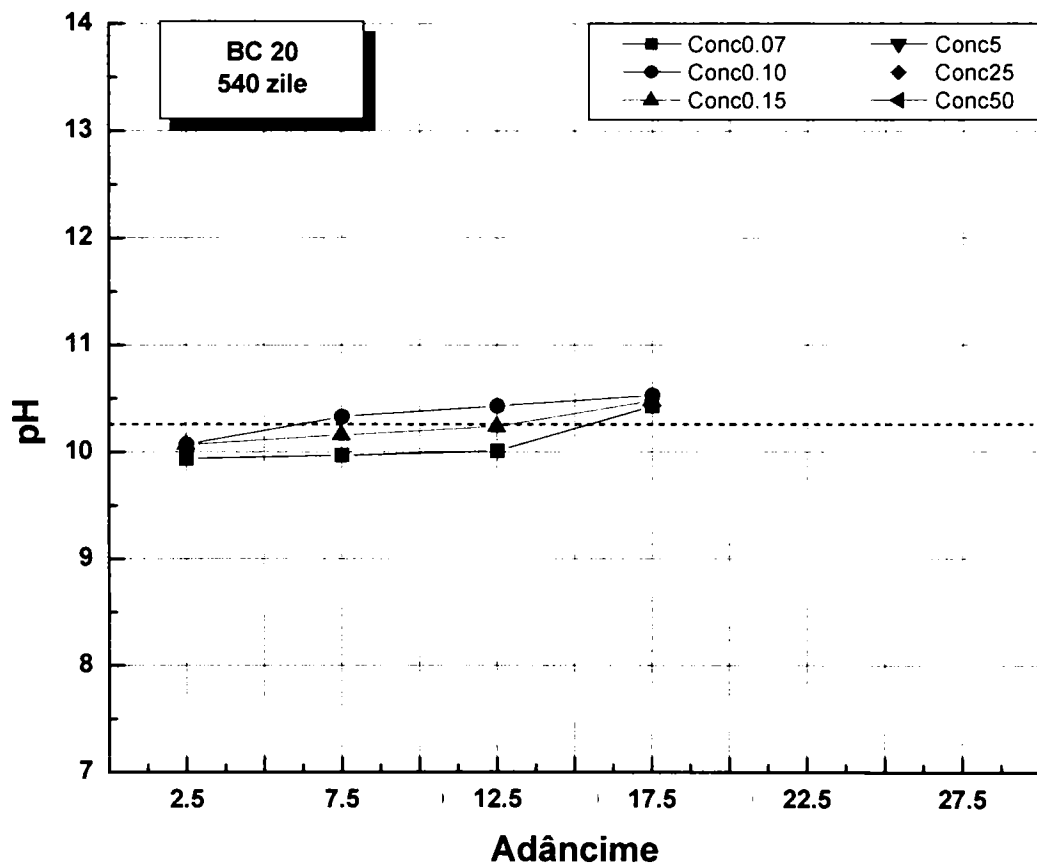


Figura 5.96. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

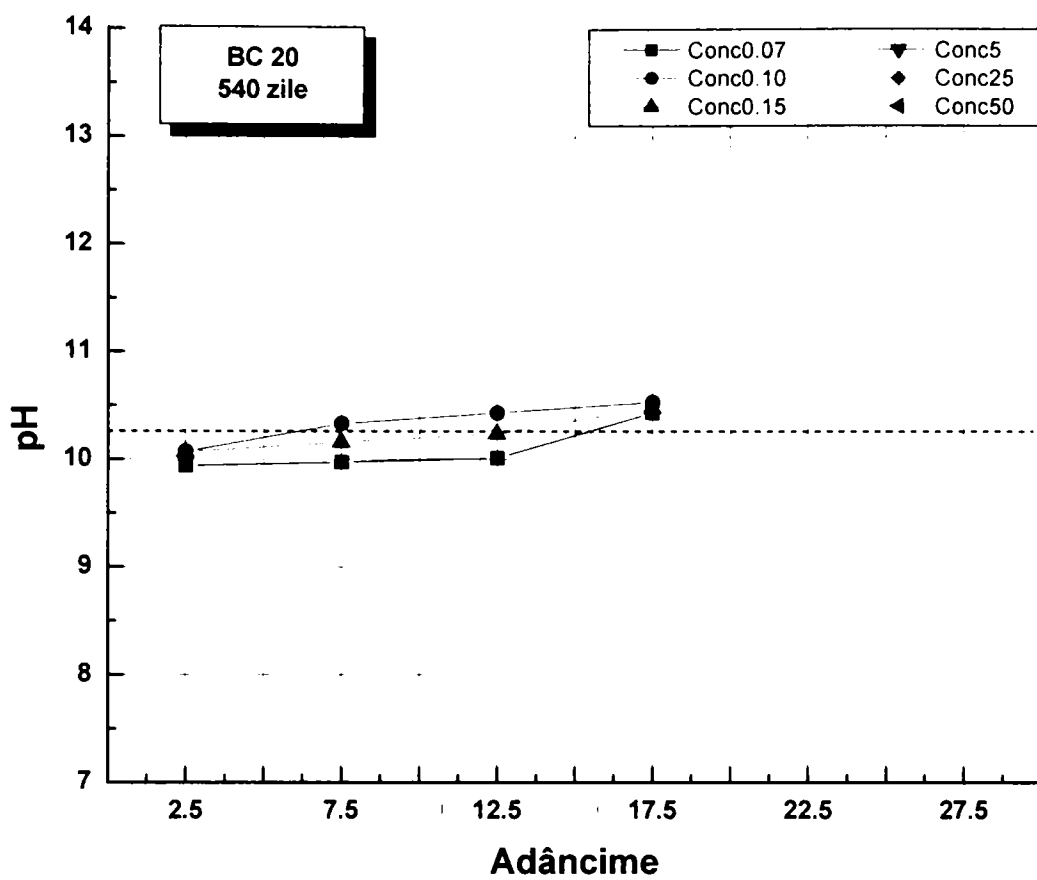


Figura 5.97. Variația pH-ului funcție de adâncime

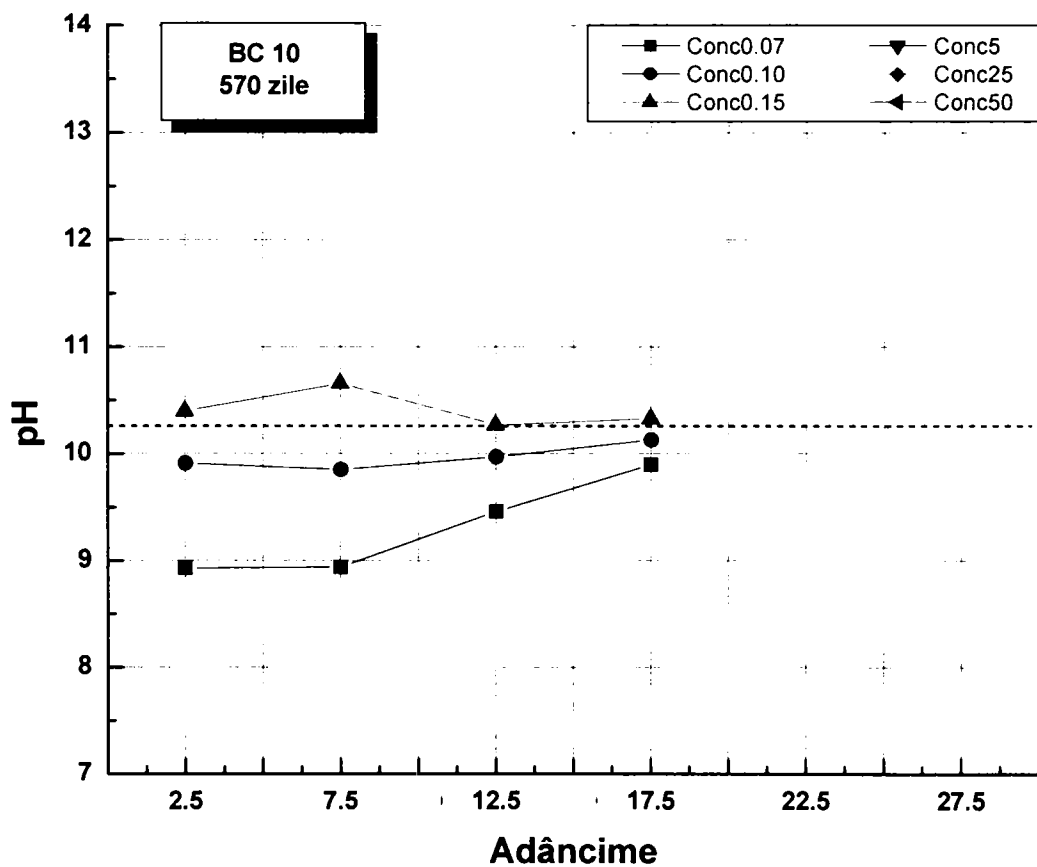


Figura 5.98. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

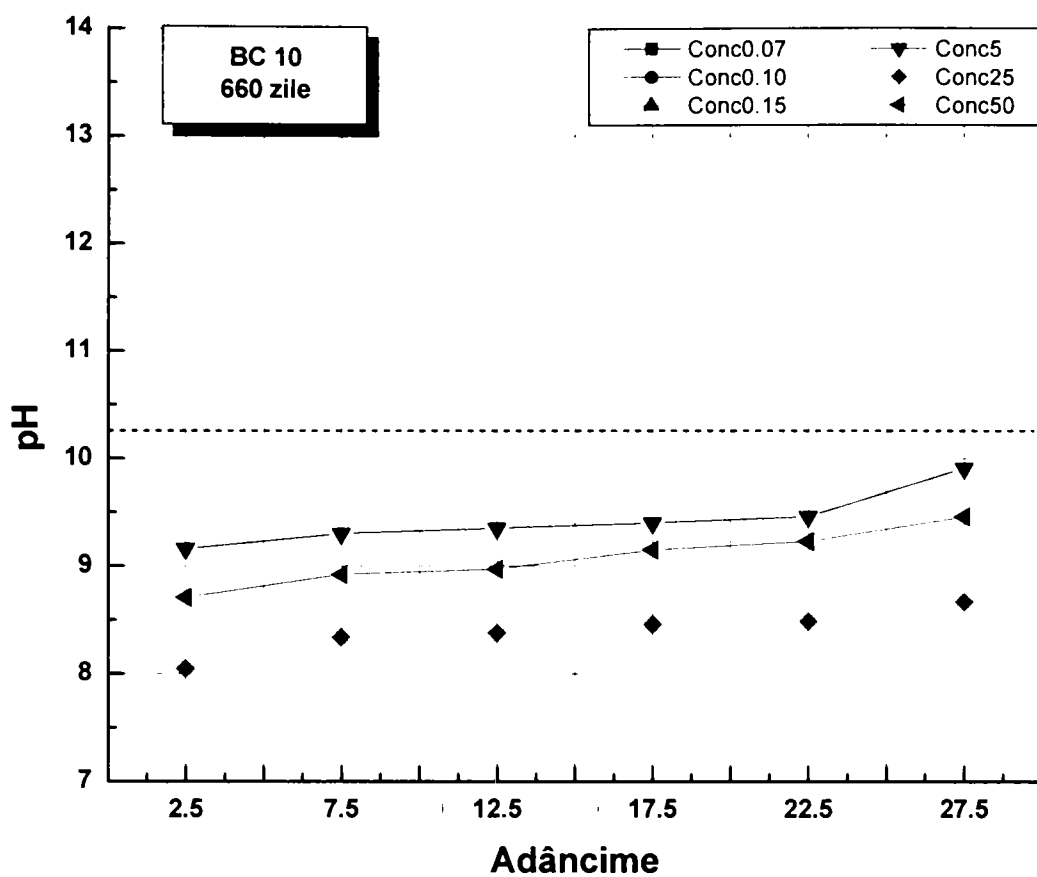


Figura 5.99. Variația pH-ului funcție de adâncime

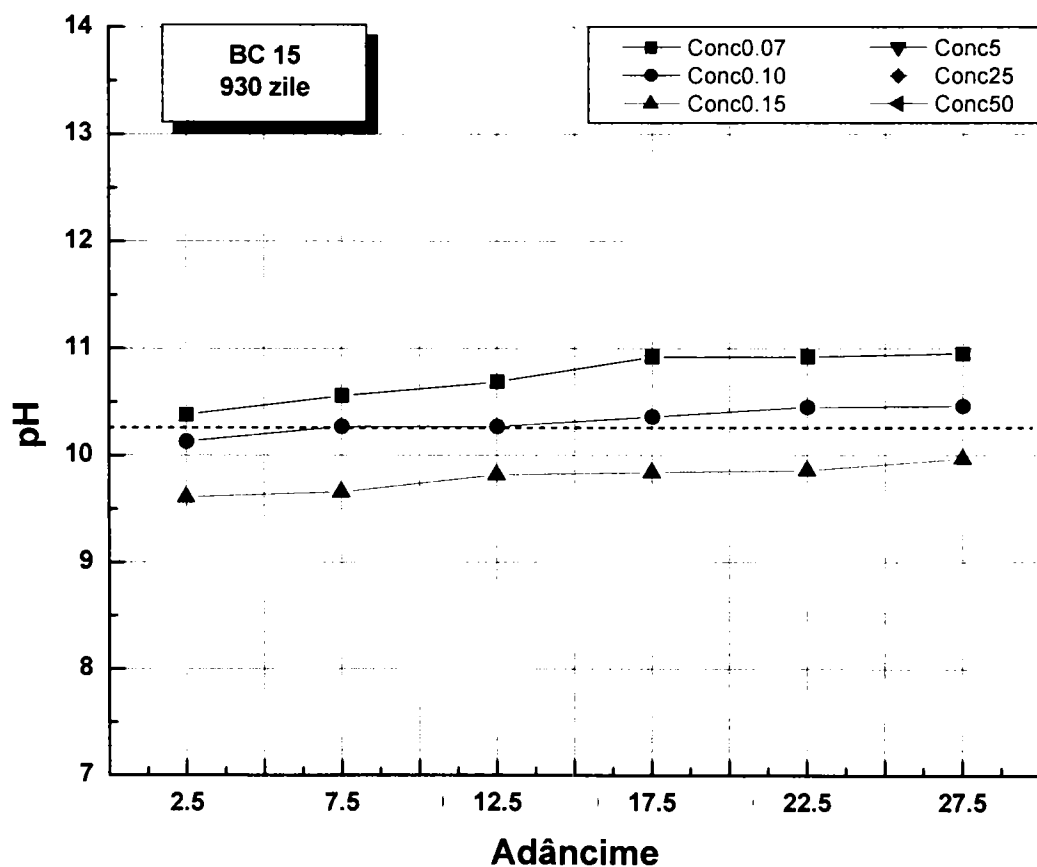


Figura 5.100. Variația pH-ului funcție de adâncime

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

VARIANTA 10

Varianta 10 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de concentrația dioxidului de carbon (CO_2), având ca variabilă tipul de beton și constante, adâncimea medie de prelevare a probei și timpul

S-au obținut 114 grafice de evaluare a pH-ului.

Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare adâncime, începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm la fiecare timp, începând cu 30 de zile în ordine crescătoare până la 930 de zile.

Reprezentarea este dată pentru, concentrațiile de CO_2 , 0,07%; 0,10%; 0,15% și separat pentru concentrație de CO_2 de 15%, 25%, 50%.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 114 de grafice obținute s-au selectat 12 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.101 – 5.110.

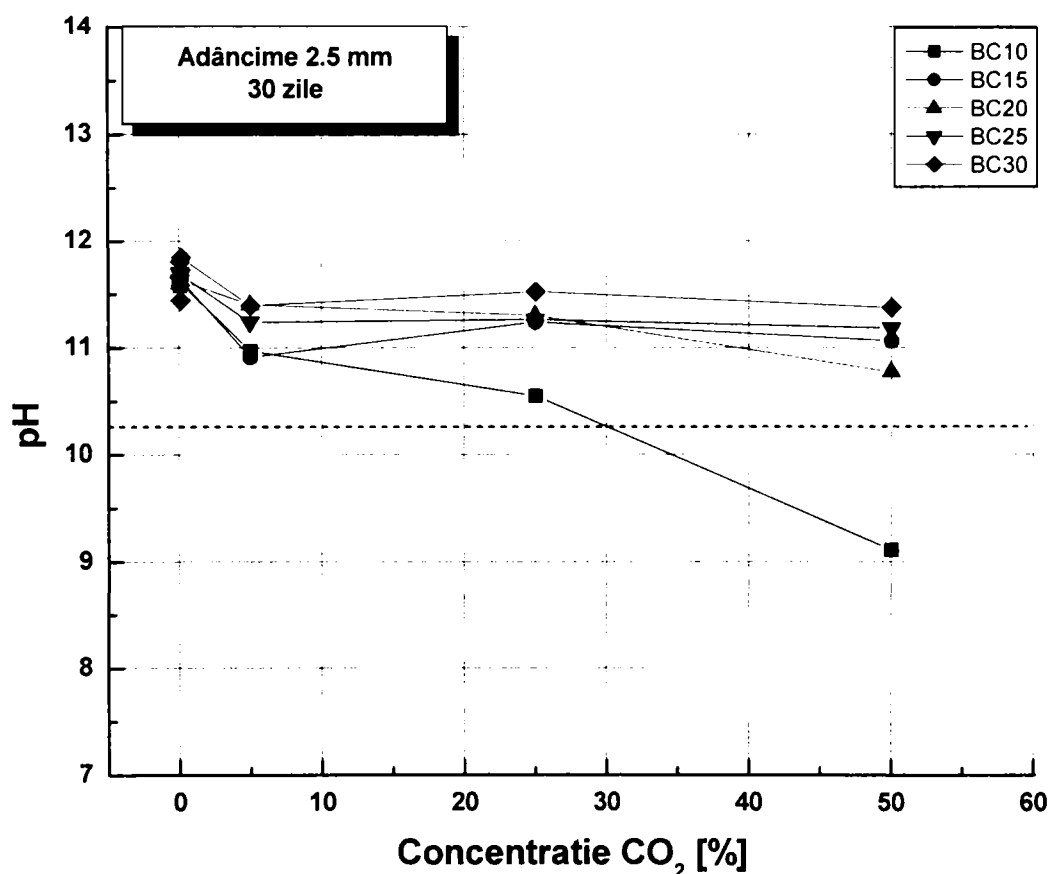


Figura 5.101. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO_2

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

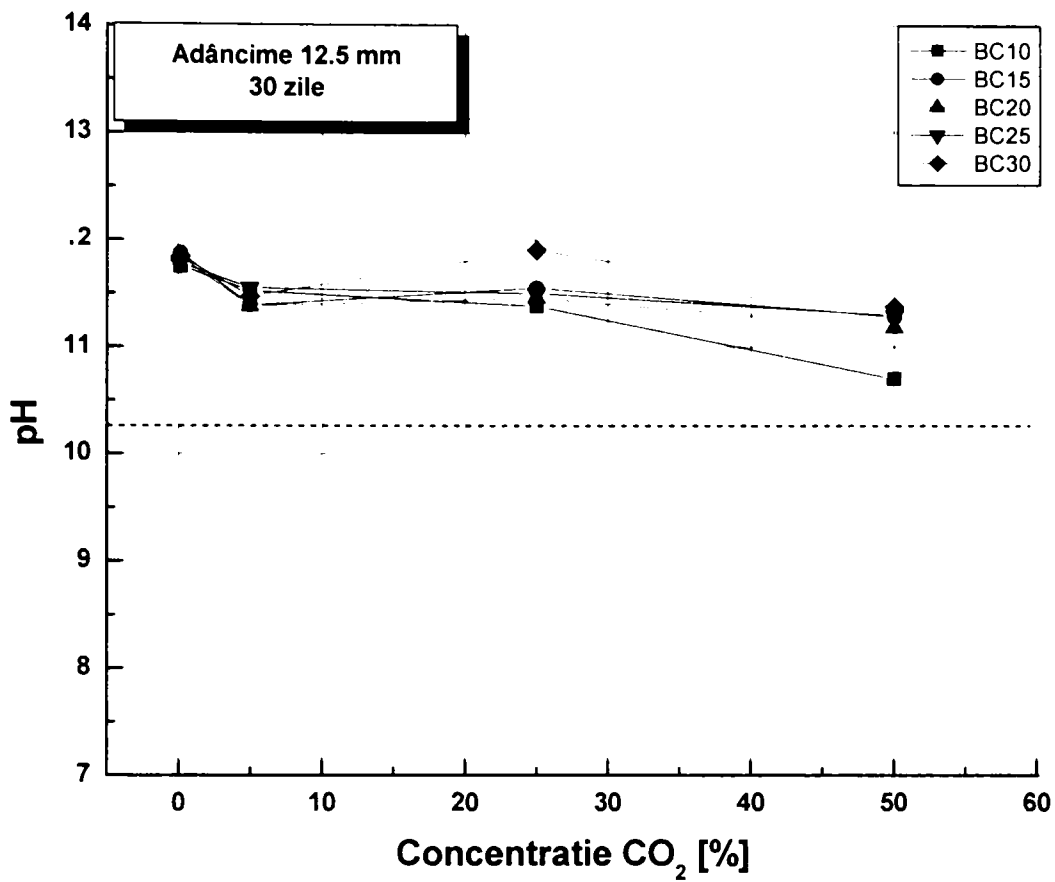


Figura 5.102. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

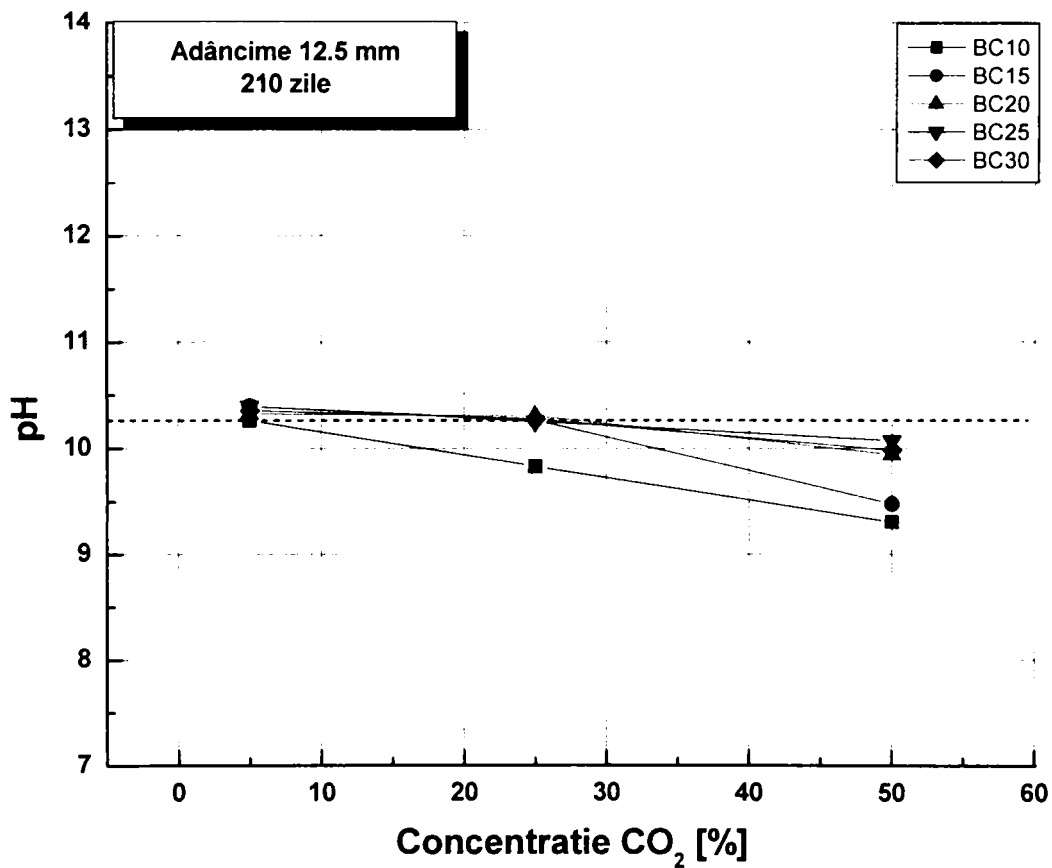


Figura 5.103. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

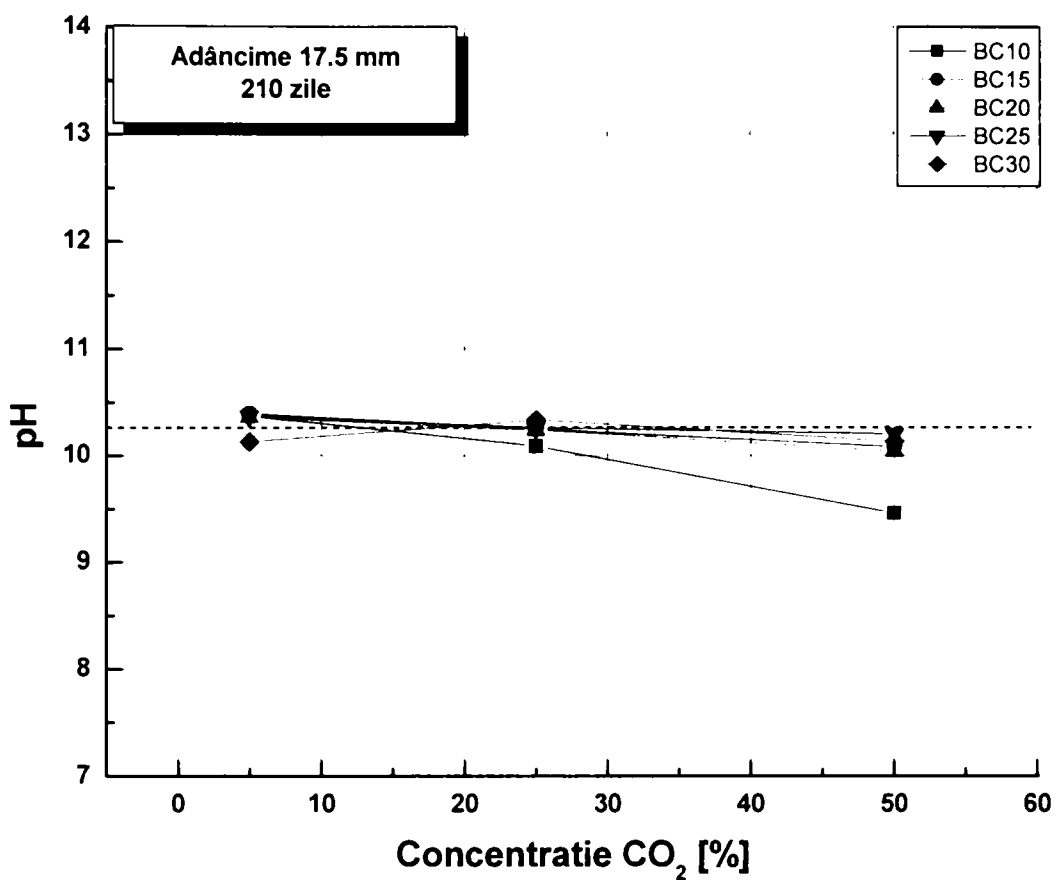


Figura 5.104. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

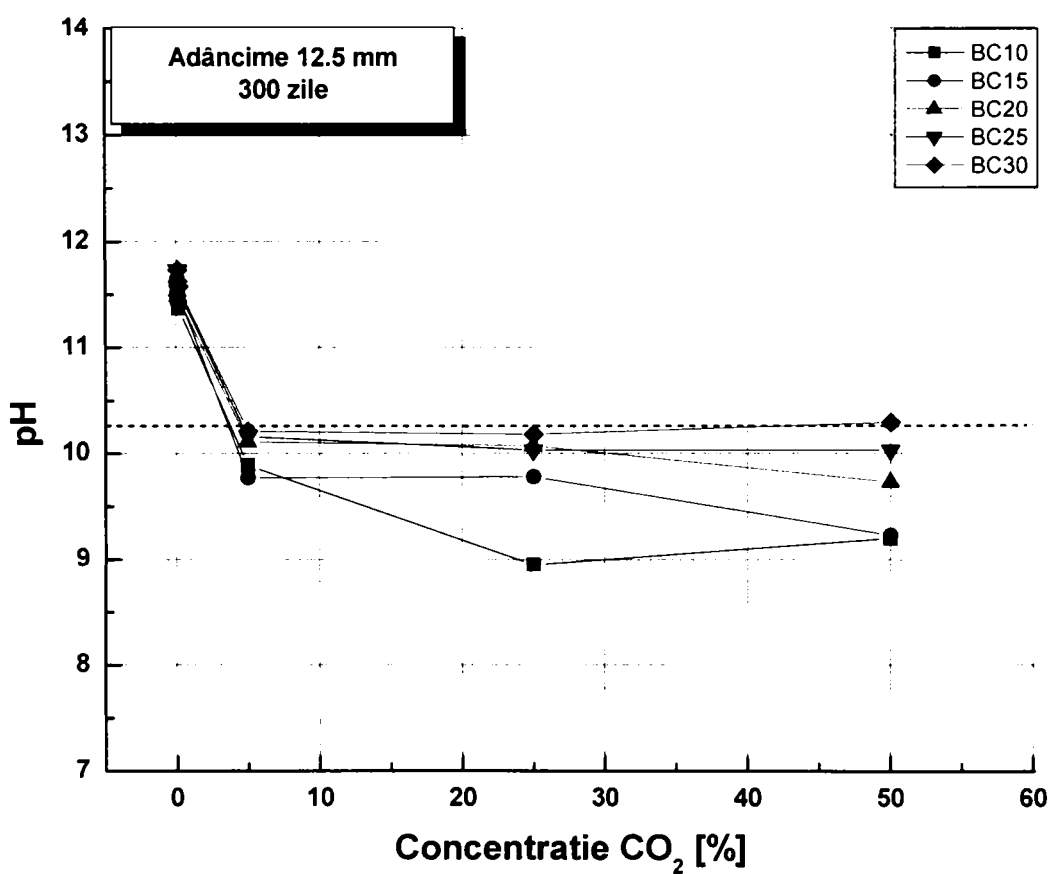


Figura 5.105. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

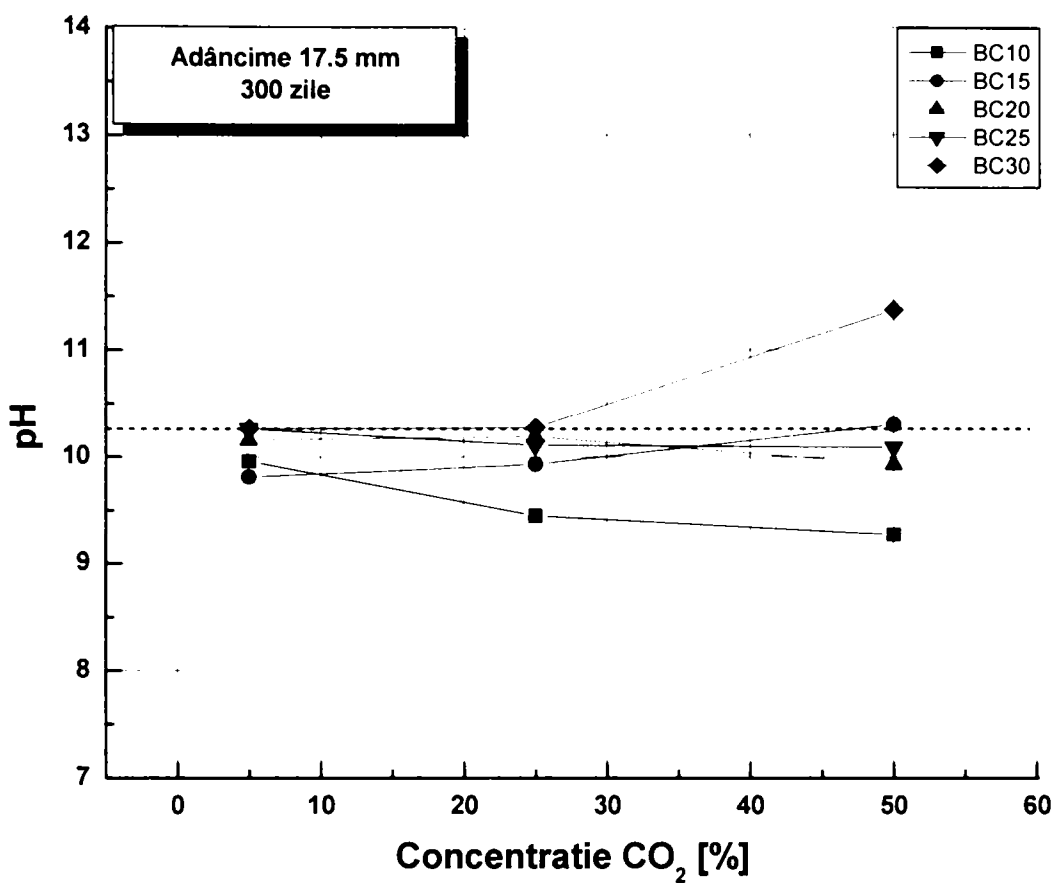


Figura 5.106. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

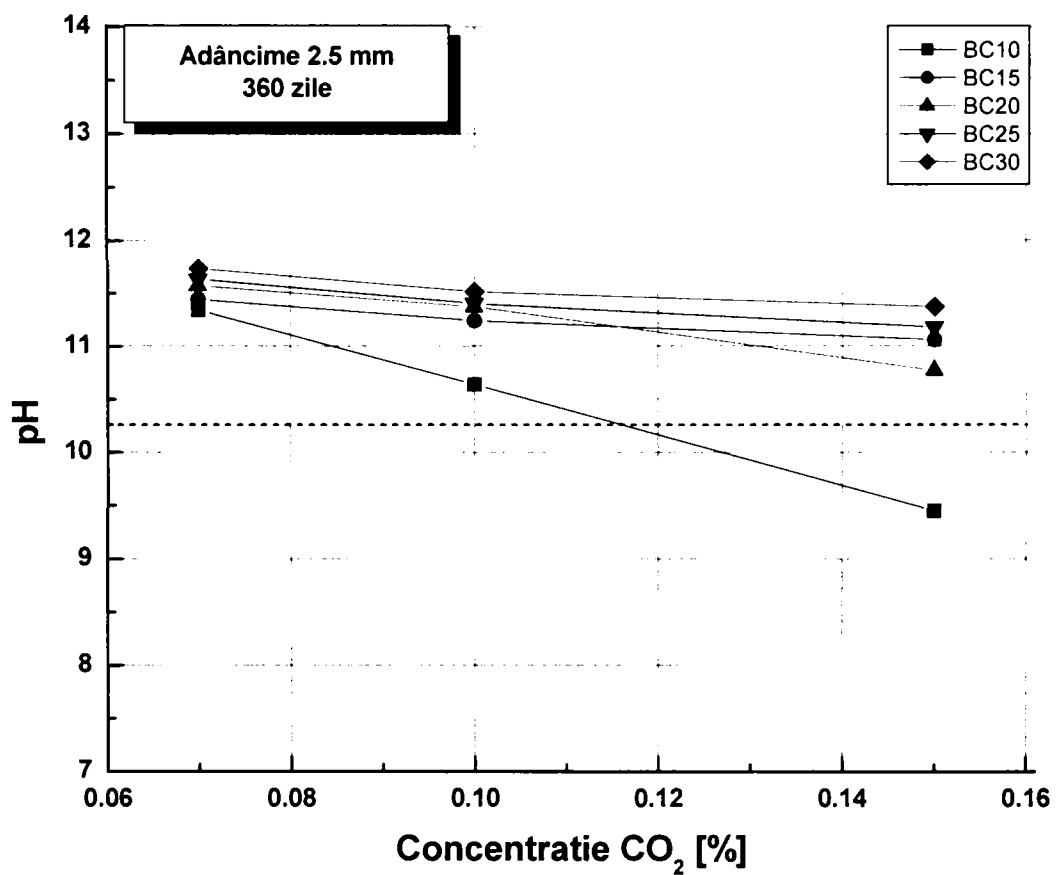


Figura 5.107. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

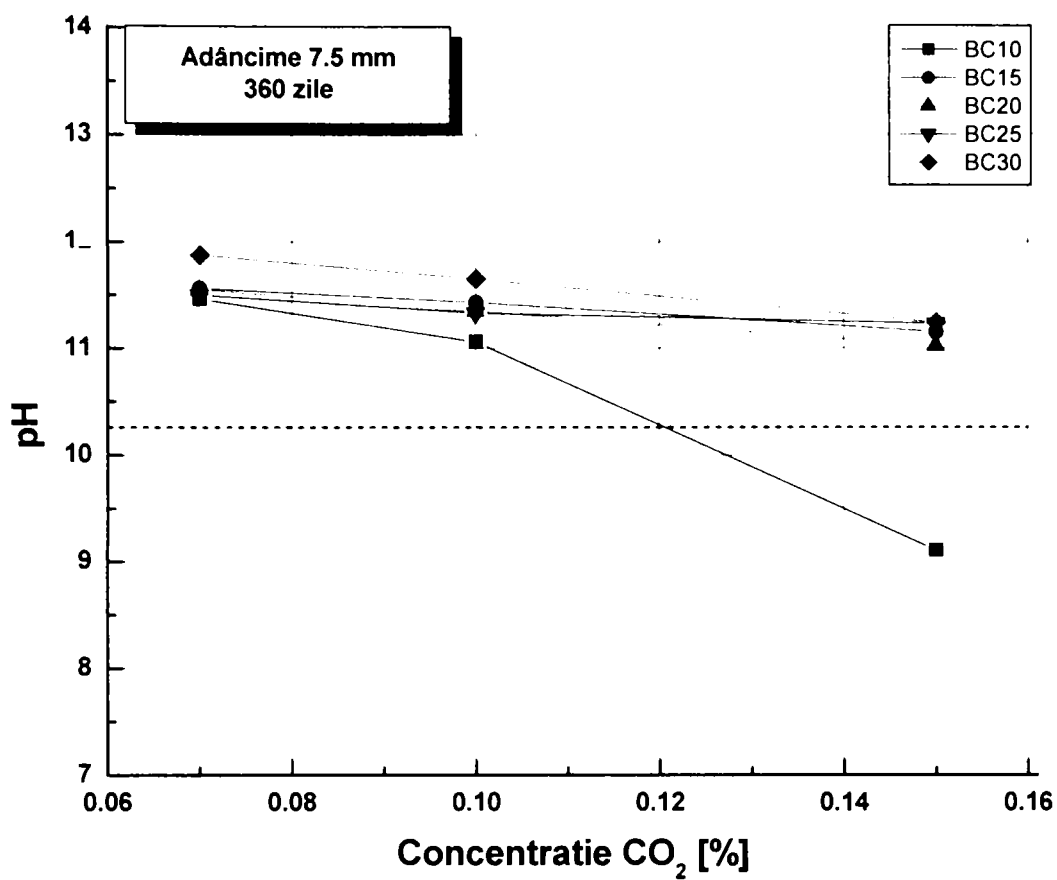


Figura 5.108. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

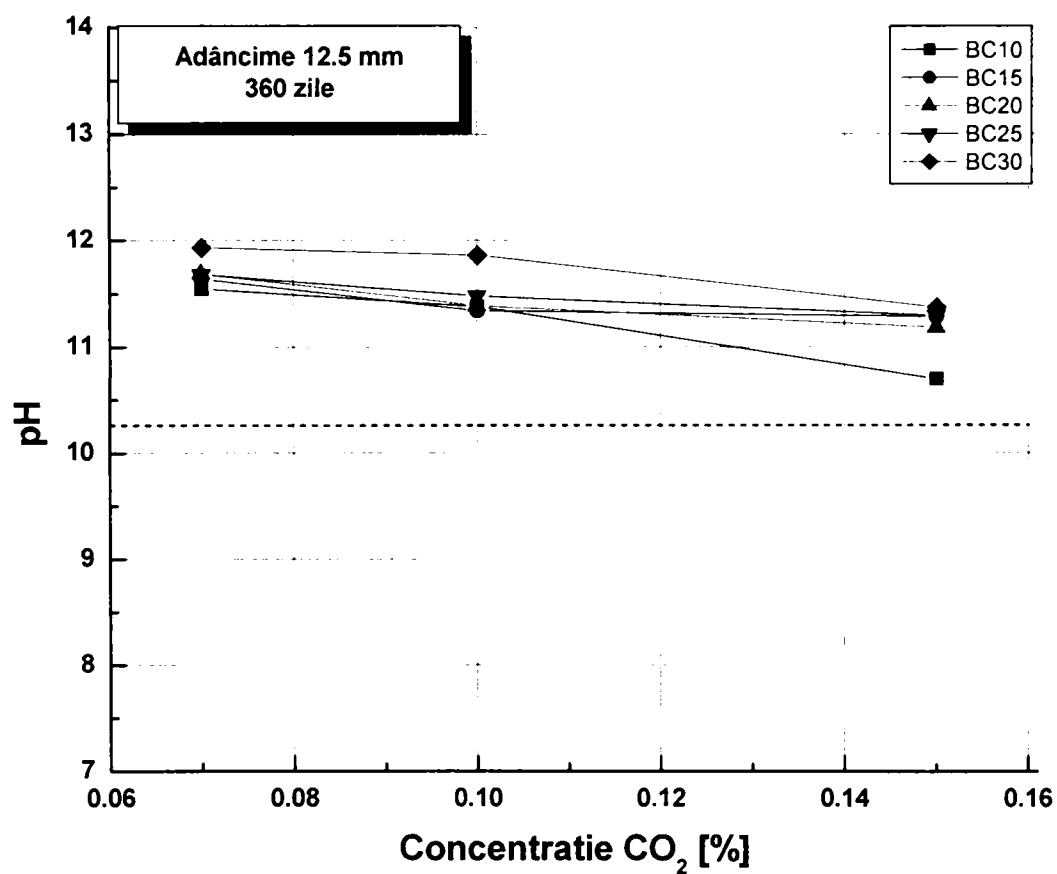


Figura 5.109. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

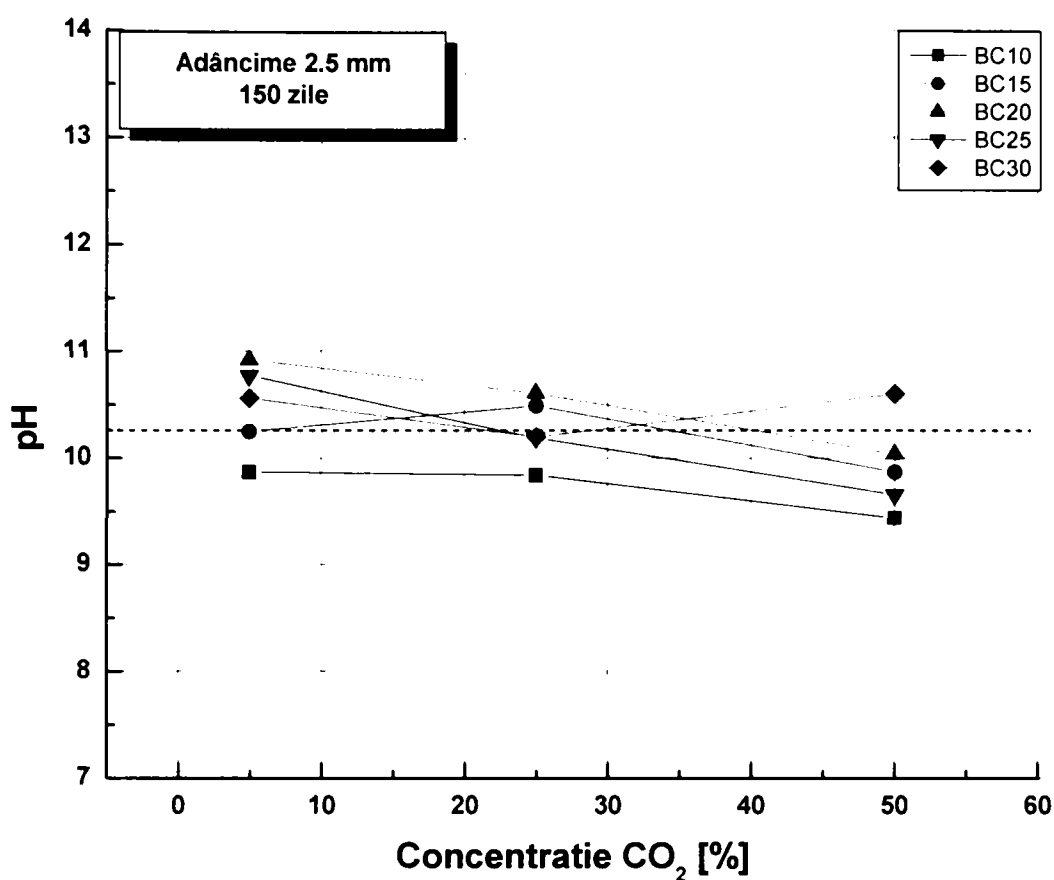


Figura 5.110. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

VARIANTA 11

Varianta 11 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH -ului funcție de concentrația dioxidului de carbon (CO₂), având ca variabilă adâncimea medie de prelevare a probei și constante tipul de beton și timpul.

S-au obținut 95 grafice de evaluare a pH-ului.

Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10 în ordine crescătoare până la Bc30 și la fiecare timp, începând cu 30 de zile în ordine crescătoare până la 930 de zile.

Reprezentarea este dată pentru, concentrațiile de CO₂, 0,07%; 0,10%; 0,15% și separat pentru concentrațiile de CO₂ de 15% , 25%, 50% .

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 95 de grafice obținute s-au selectat 14 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.111 – 5.124.

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

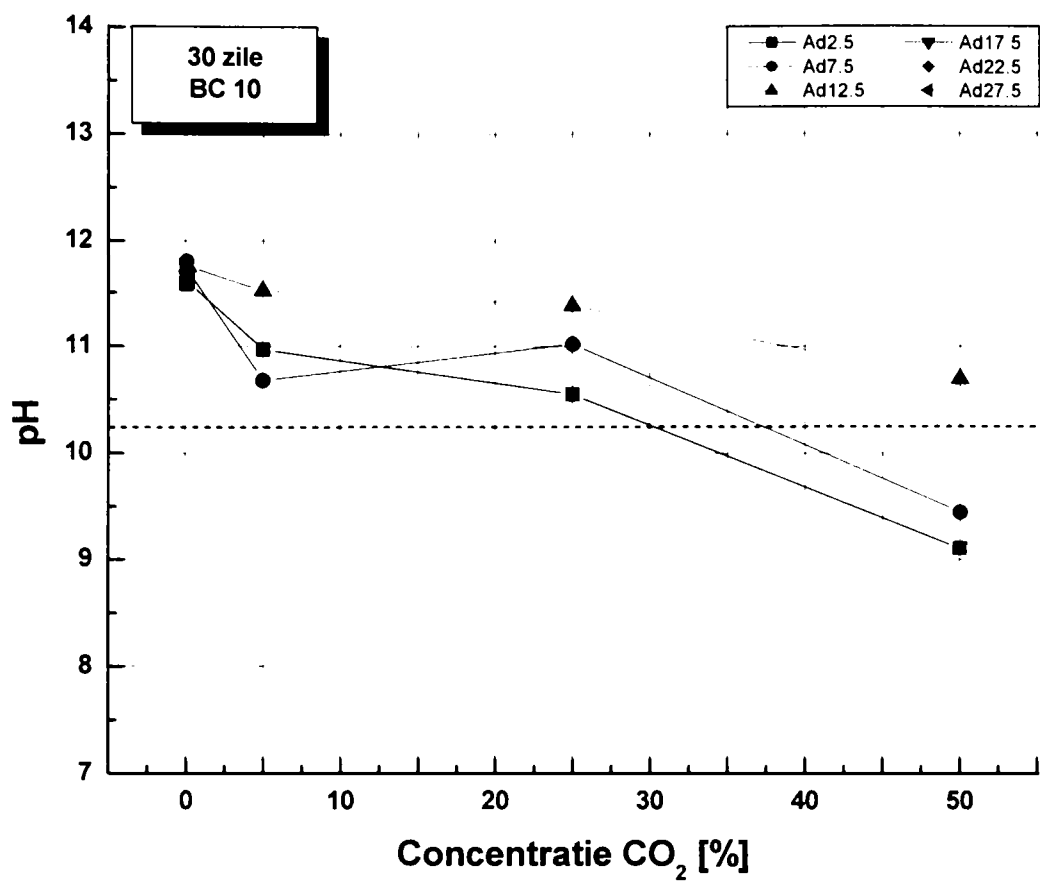


Figura 5.111. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

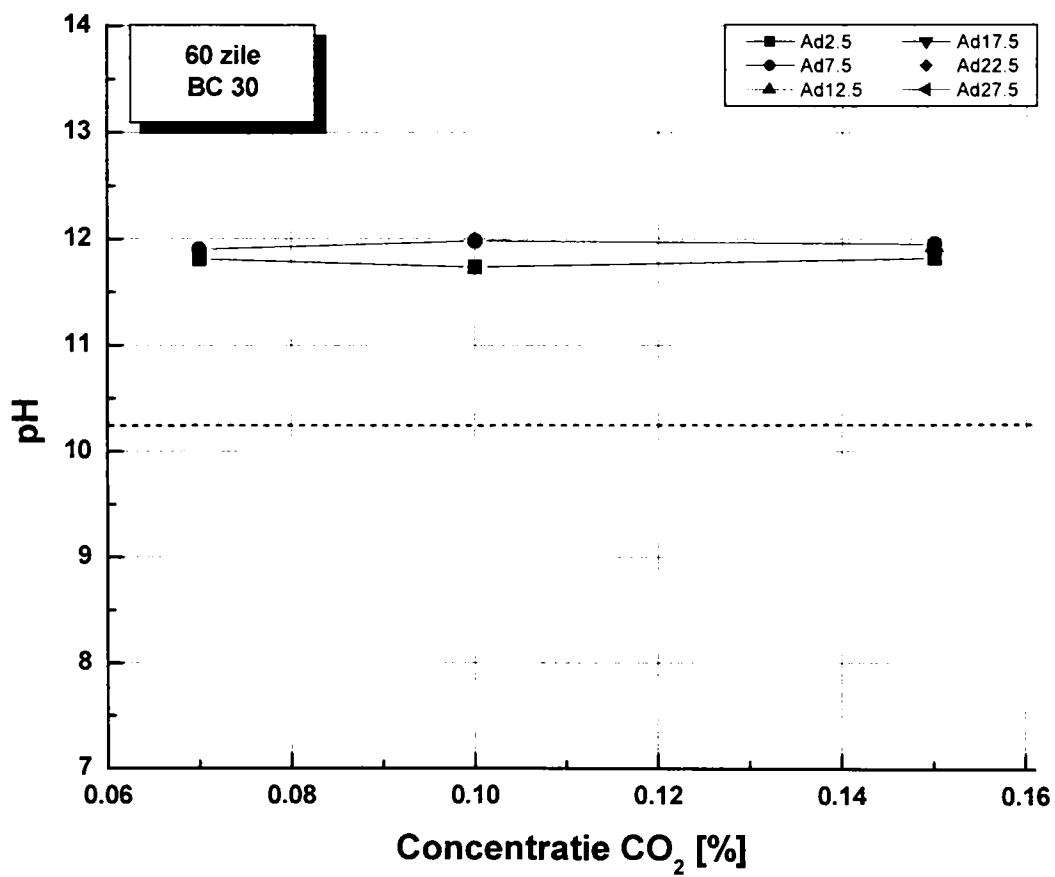


Figura 5.112. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

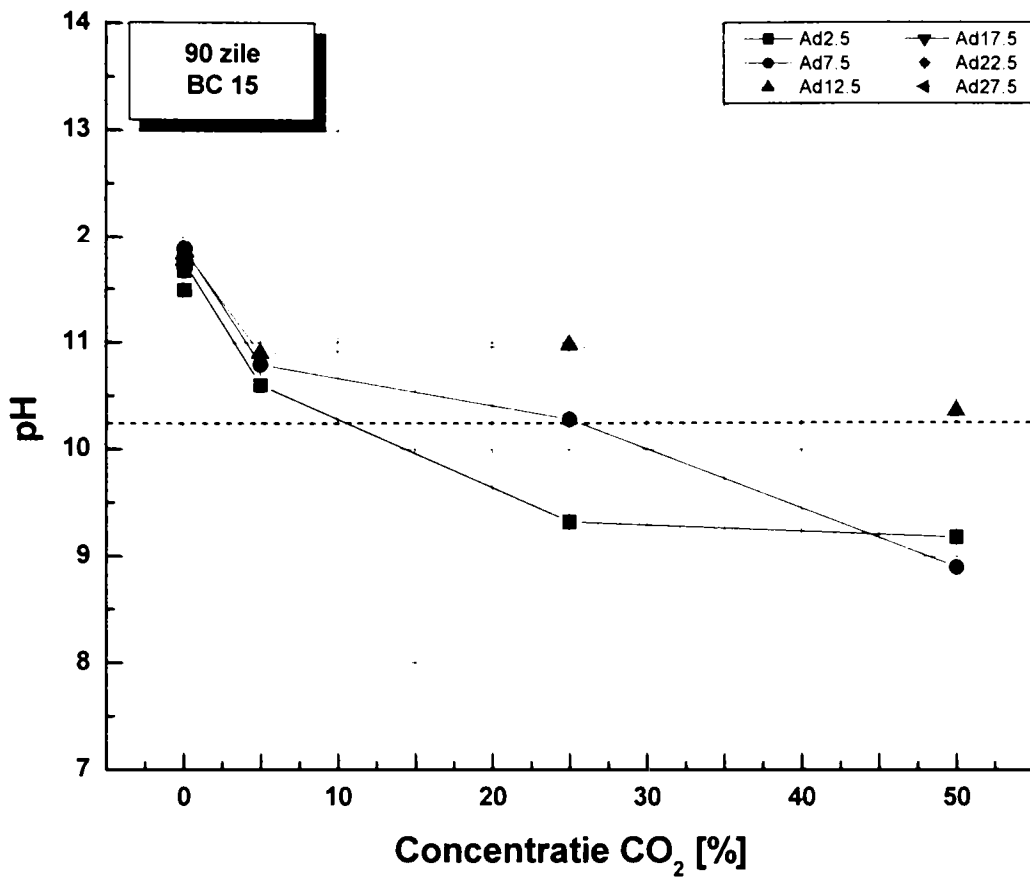


Figura 5.113. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

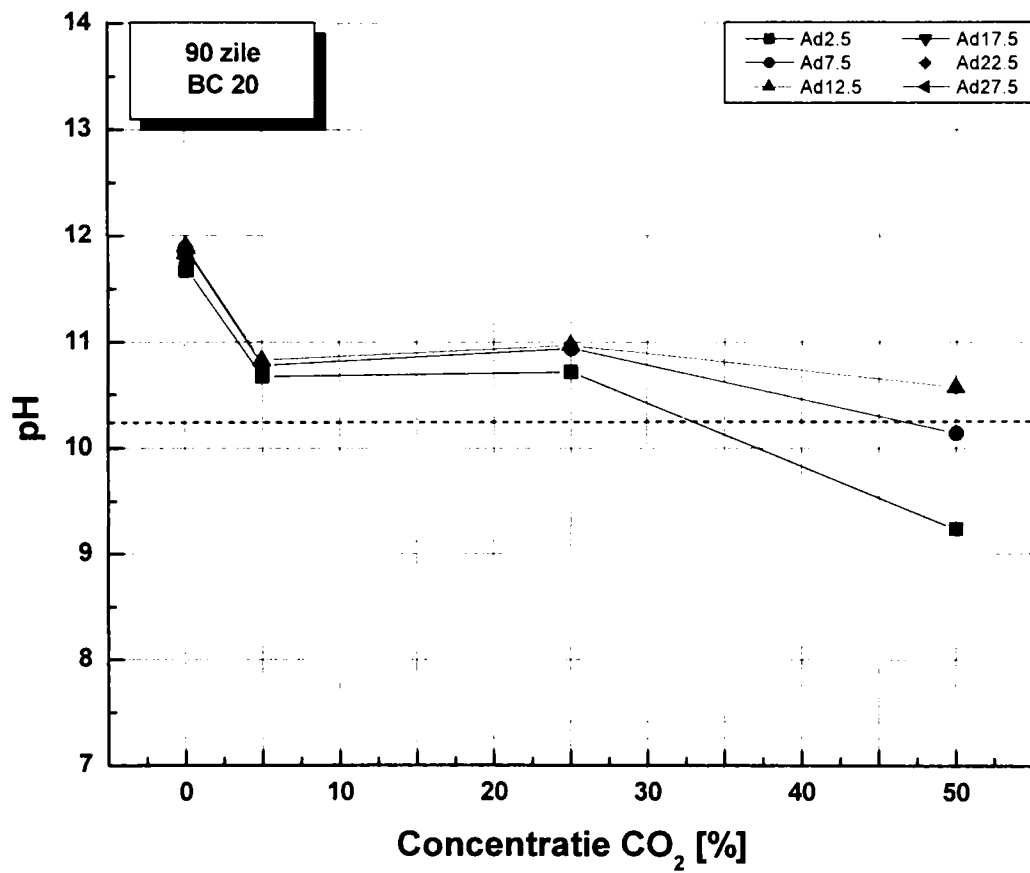


Figura 5.114. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

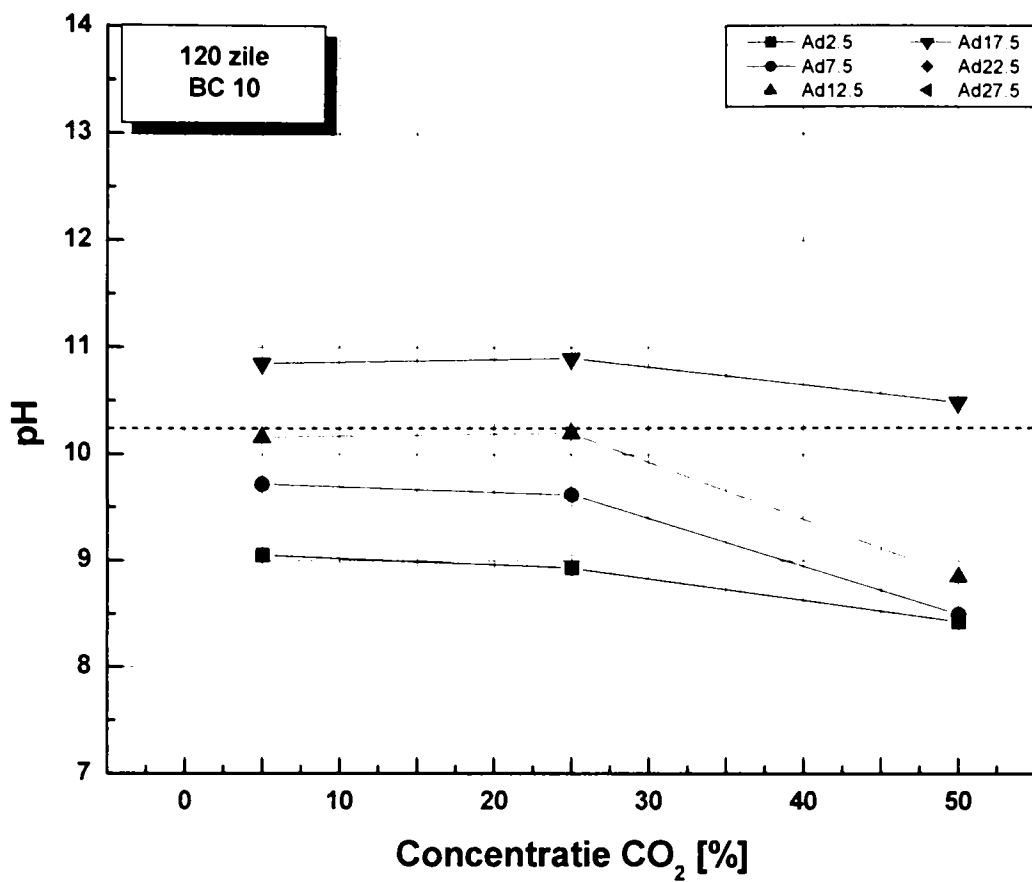


Figura 5.115. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

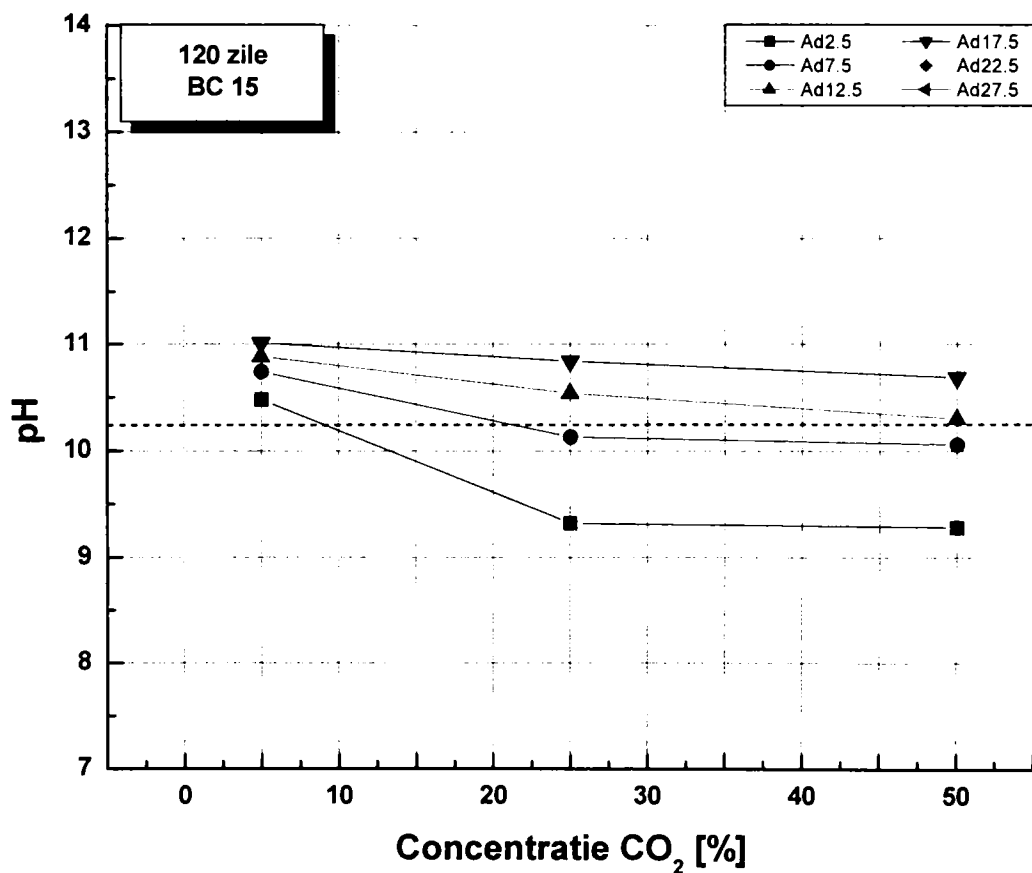


Figura 5.116. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

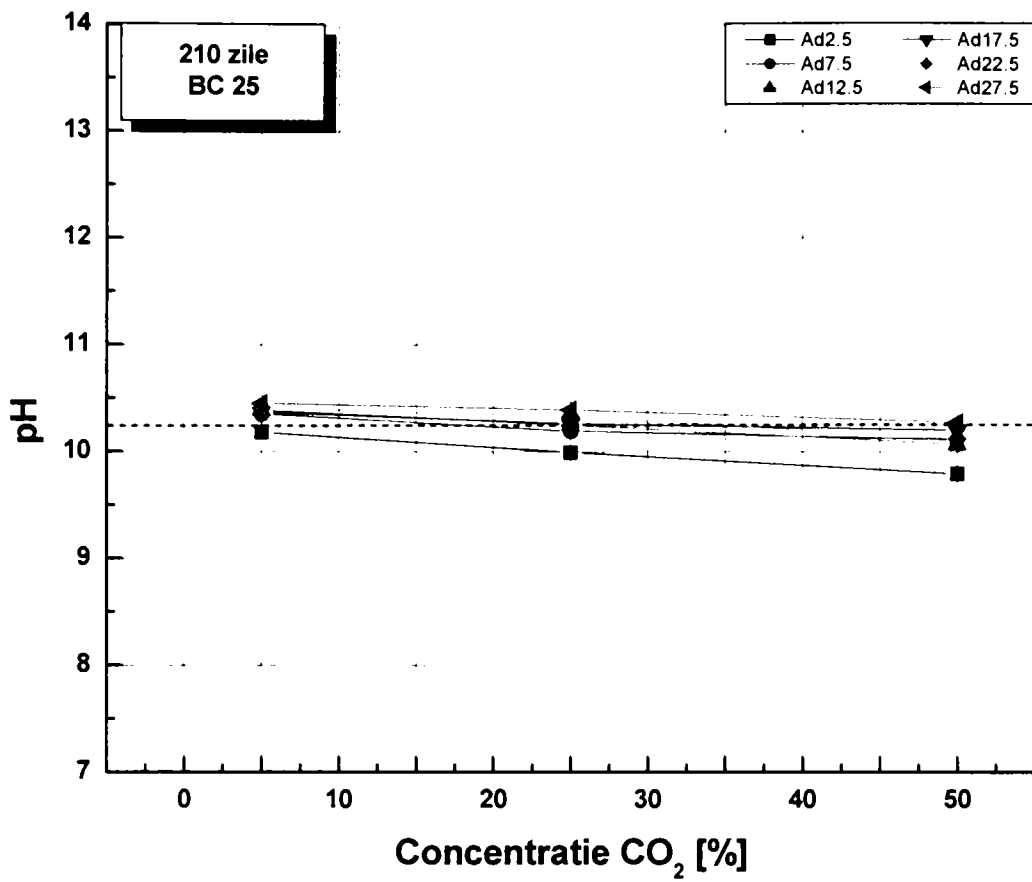


Figura 5.117. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

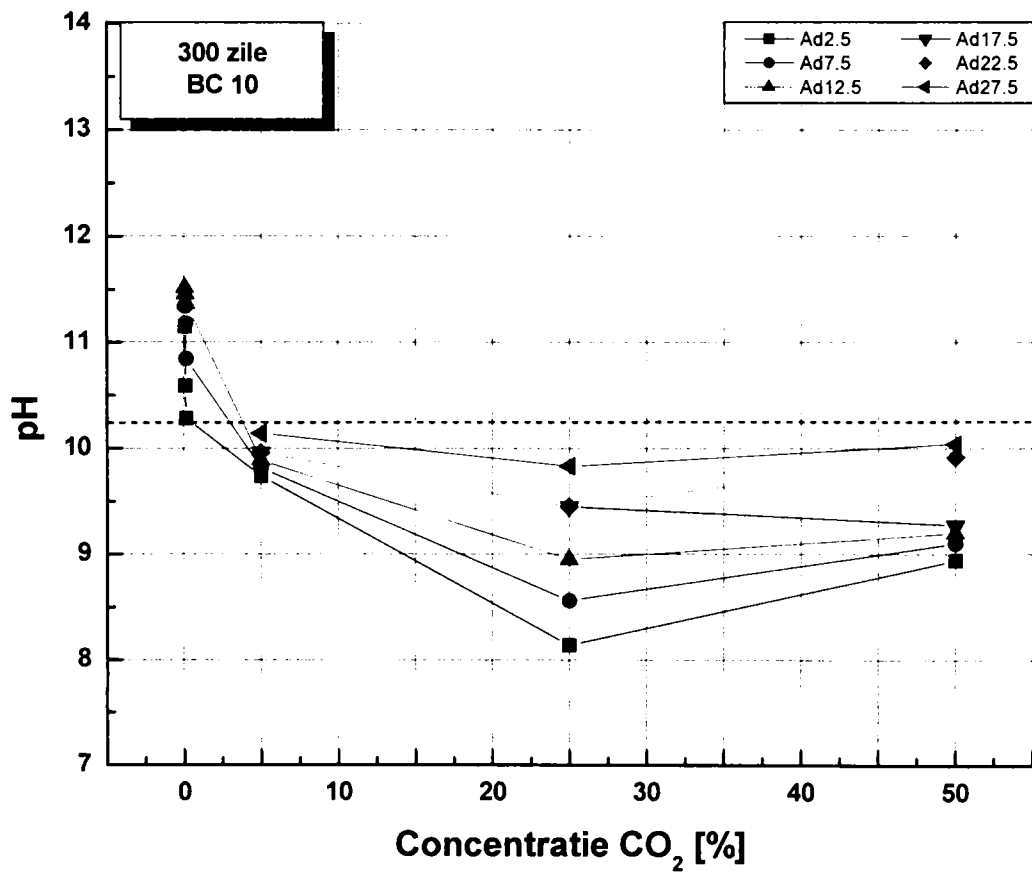


Figura 5.118. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

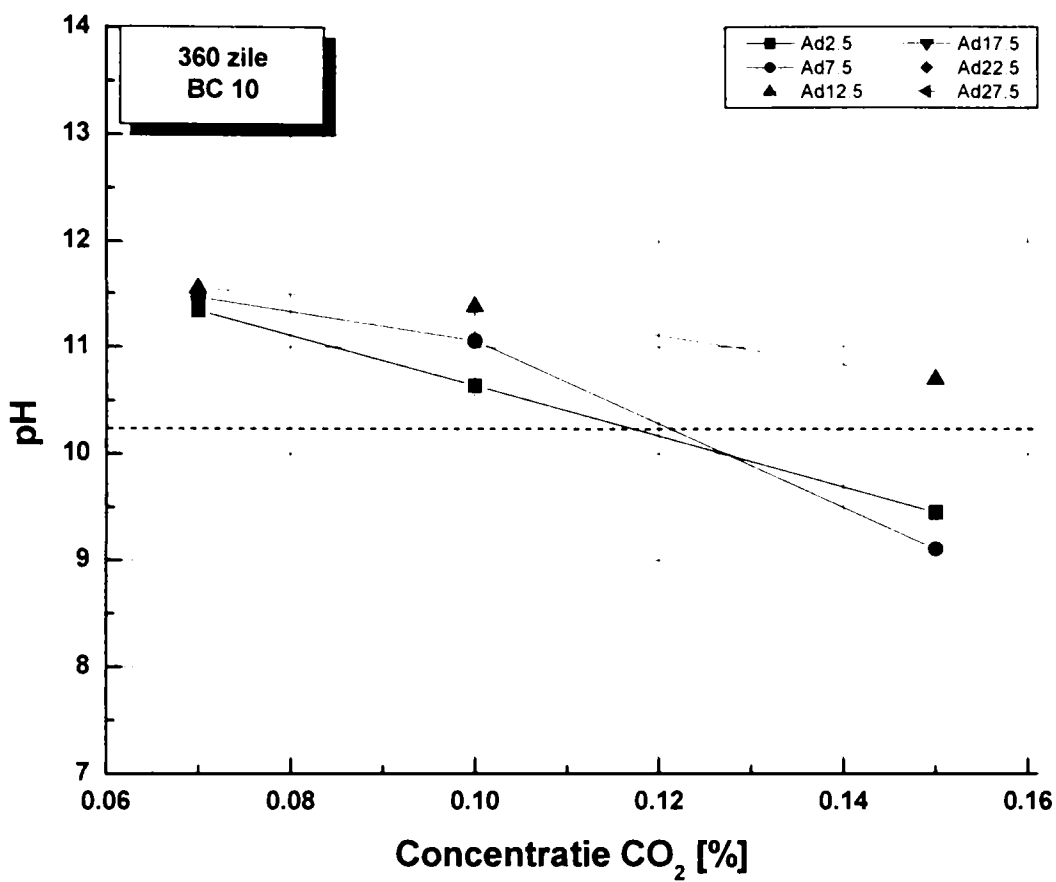


Figura 5.119. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

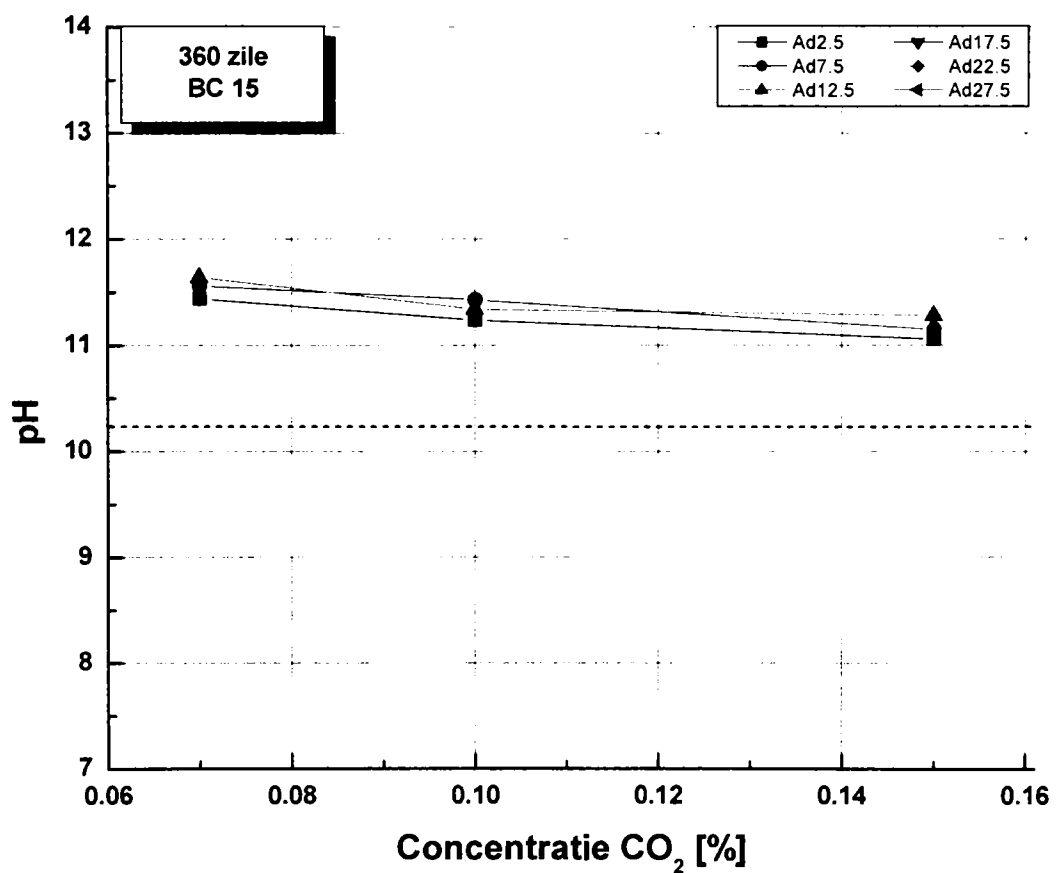


Figura 5.120. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

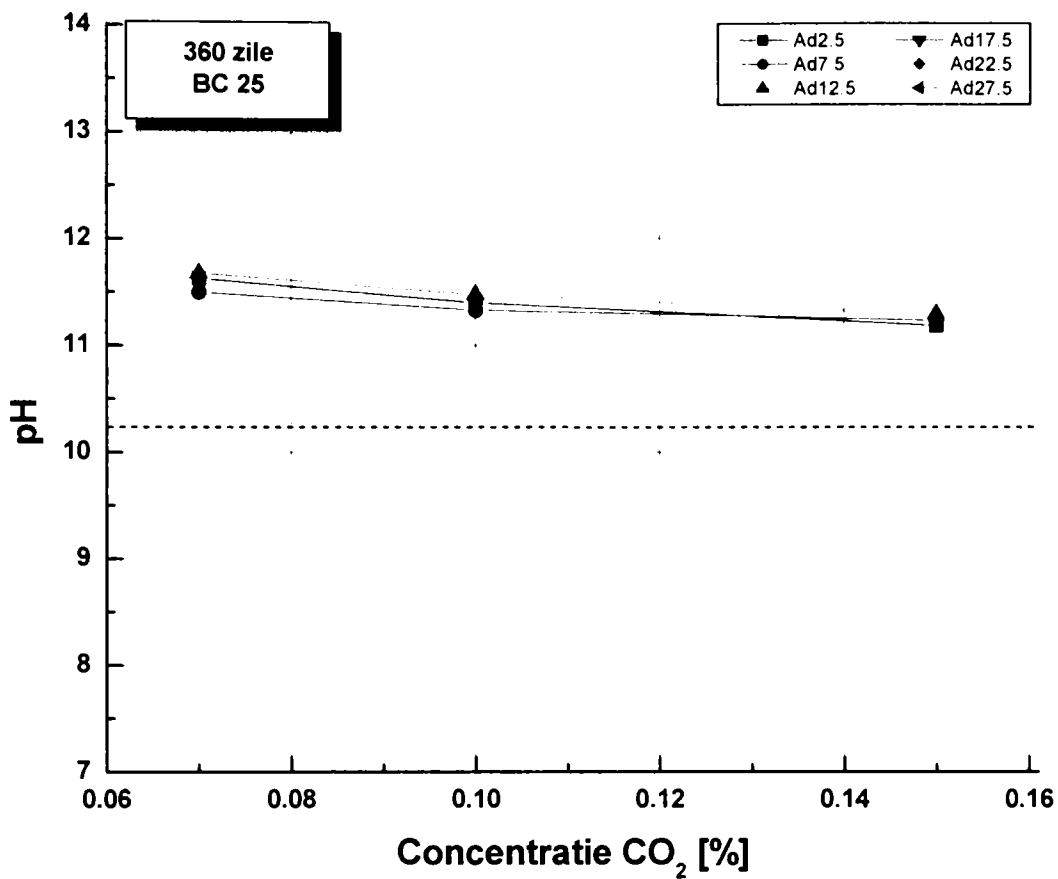


Figura 5.121. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

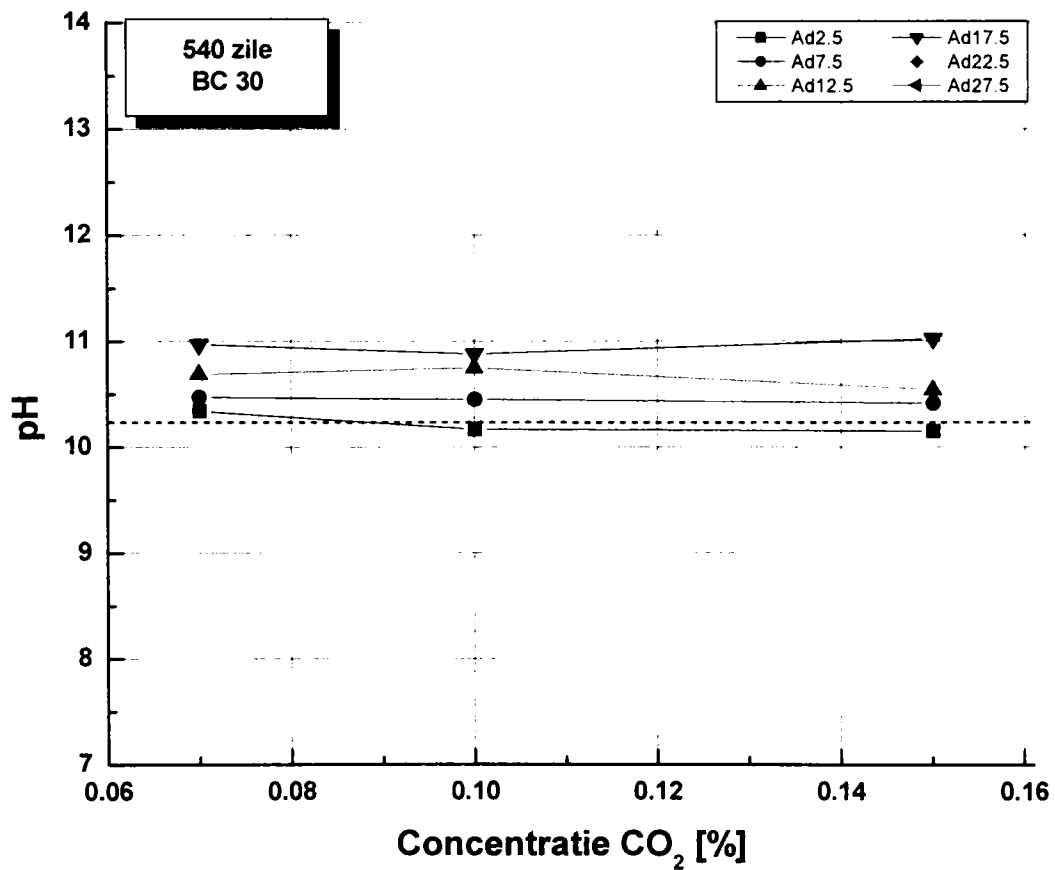


Figura 5.122. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

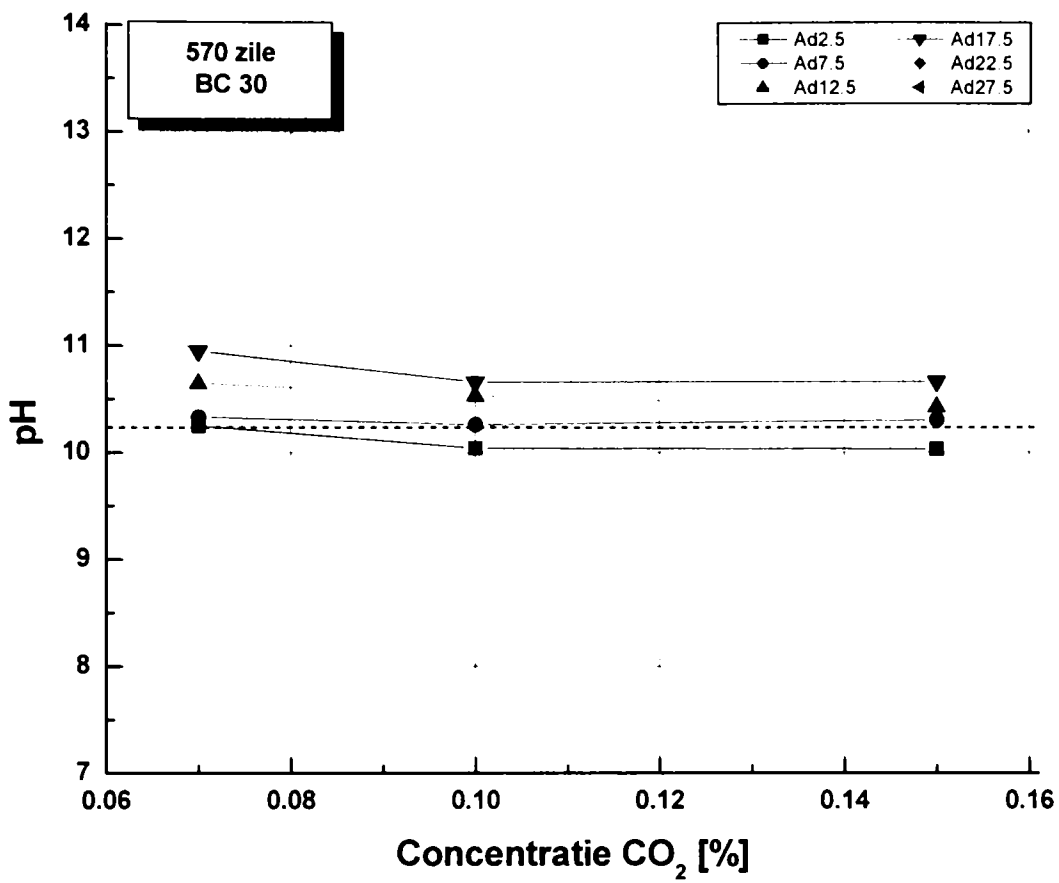


Figura 5.123. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

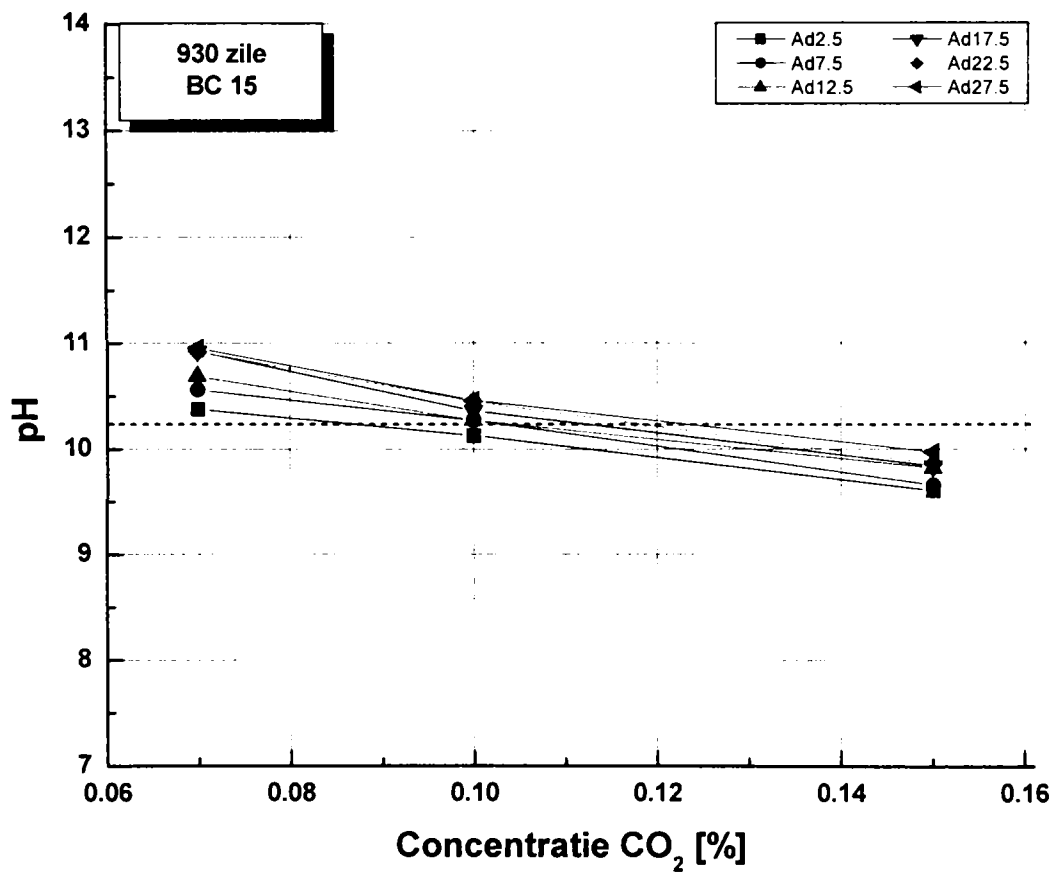


Figura 5.124. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

VARIANTA 12

Varianta 12 de interpretare a rezultatelor experimentale face o evaluare a pH-ului funcție de concentrația dioxidului de carbon (CO_2), având ca variabilă timpul și constante tipul de beton și adâncimea medie de prelevare a probei.

S-au obținut 30 de grafice de evaluare a pH-ului.

Valorile pH-ului determinate experimental sunt prezentate în anexa 1 și sunt media a trei determinări ale pH-ului de la fiecare adâncime studiată.

Prezentarea graficelor s-a făcut pentru fiecare tip de beton începând cu Bc10 în ordine crescătoare până la Bc30 și fiecare adâncime, începând cu 2,5 mm în ordine crescătoare până la 27,5 mm.

Reprezentarea este dată pentru toate concentrațiile de CO_2 , studiate.

S-a luat ca valoare de referință a pH-ului valoarea de 10, 25 valoare sub care s-a considerat că a apărut carbonatoarea.

Din cele 30 de grafice obținute s-au selectat 10 grafice care sunt prezentate în continuare în figurile 5.125 – 5.134.

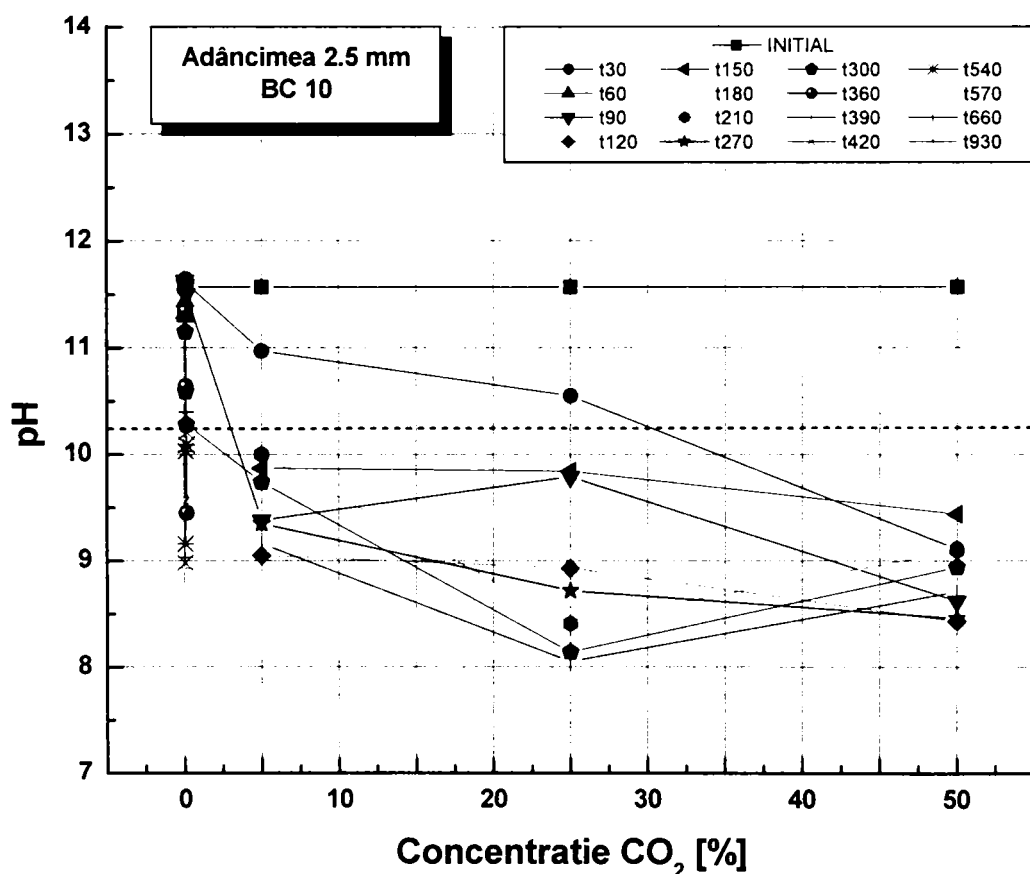


Figura 5.125. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO_2

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

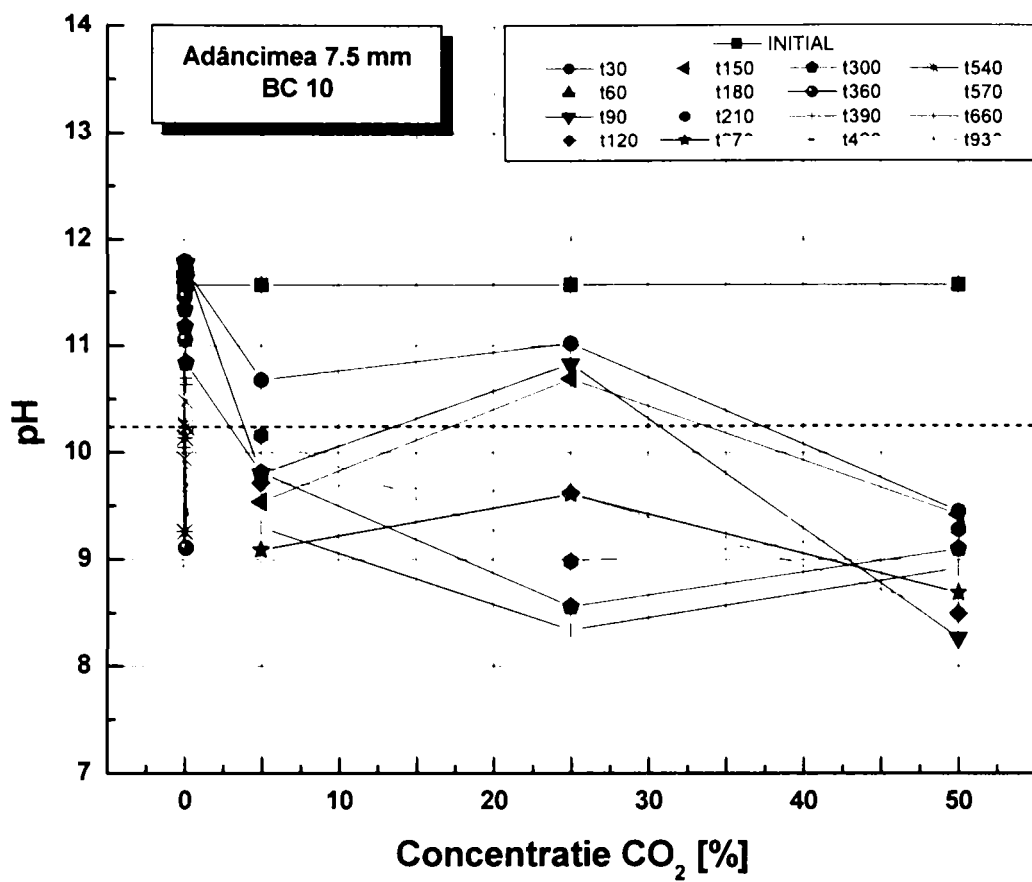


Figura 5.126. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

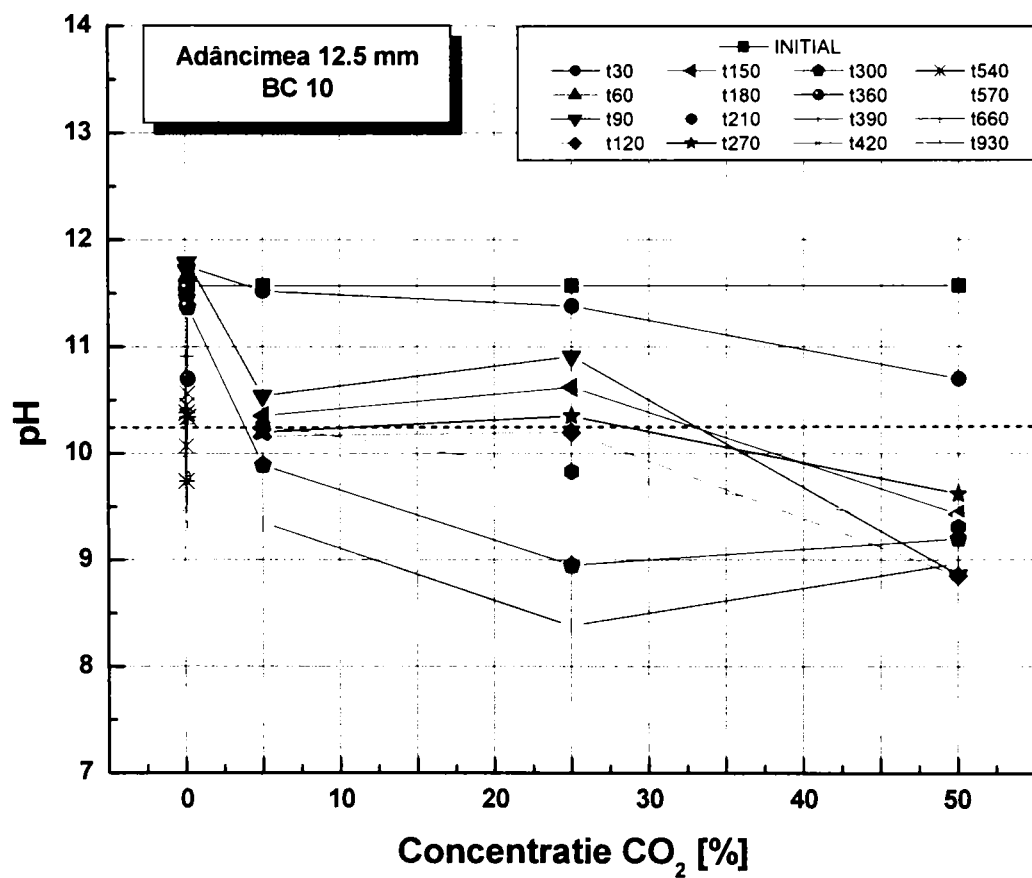


Figura 5.127. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

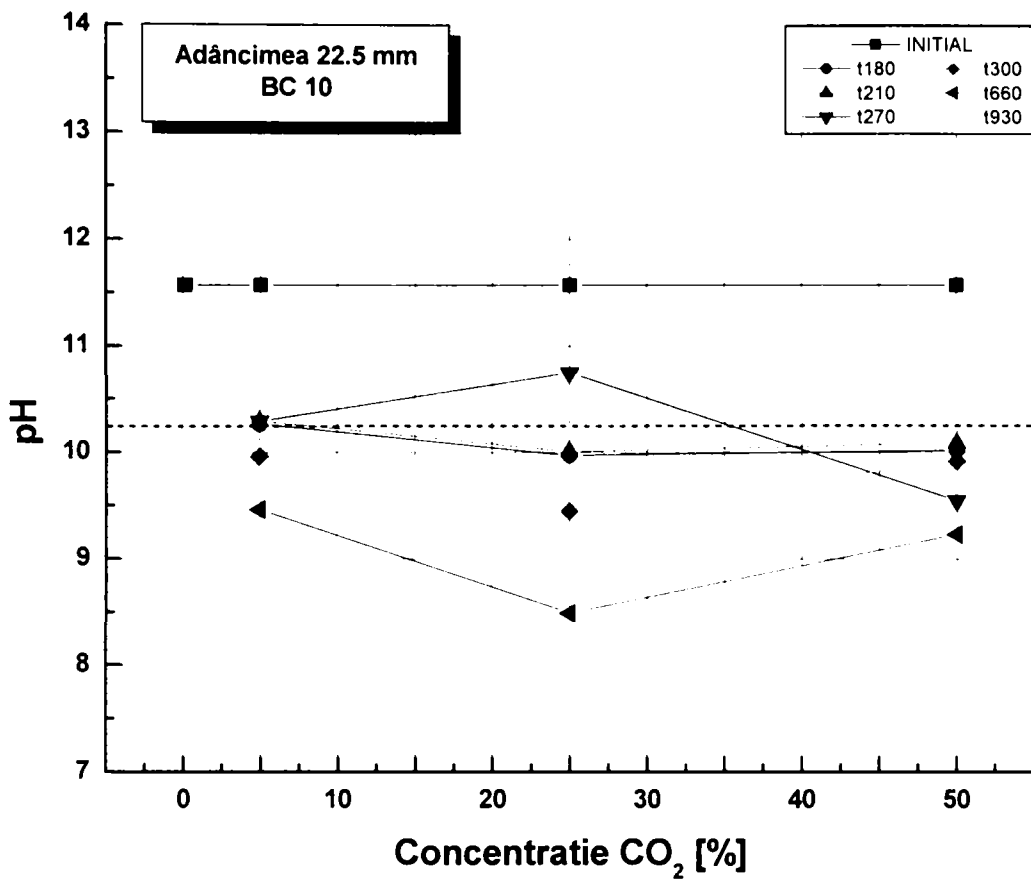


Figura 5.128. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

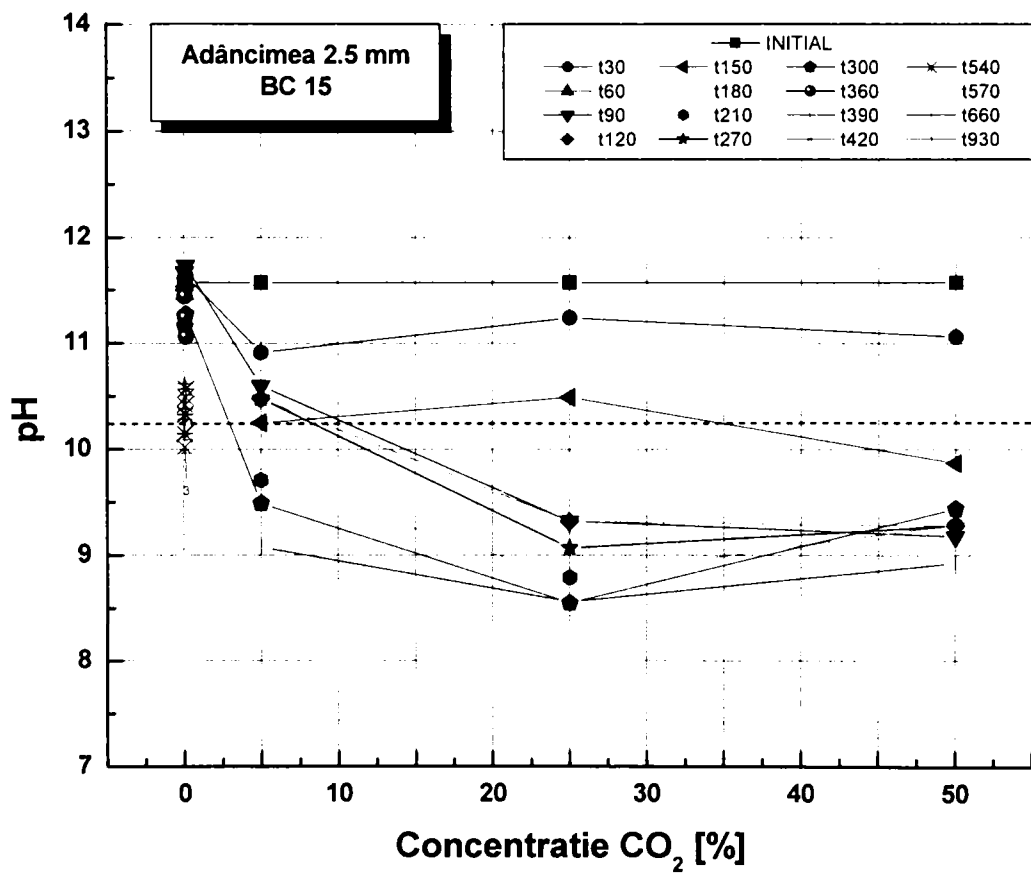


Figura 5.129. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

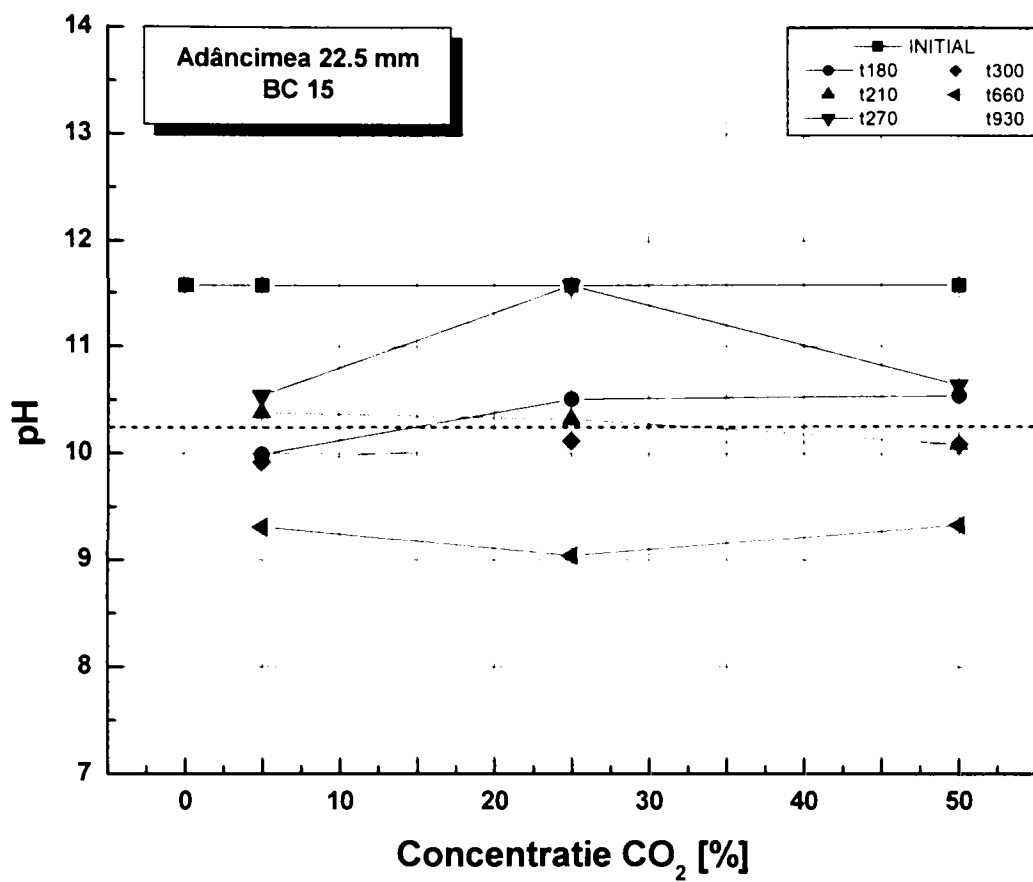


Figura 5.130. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

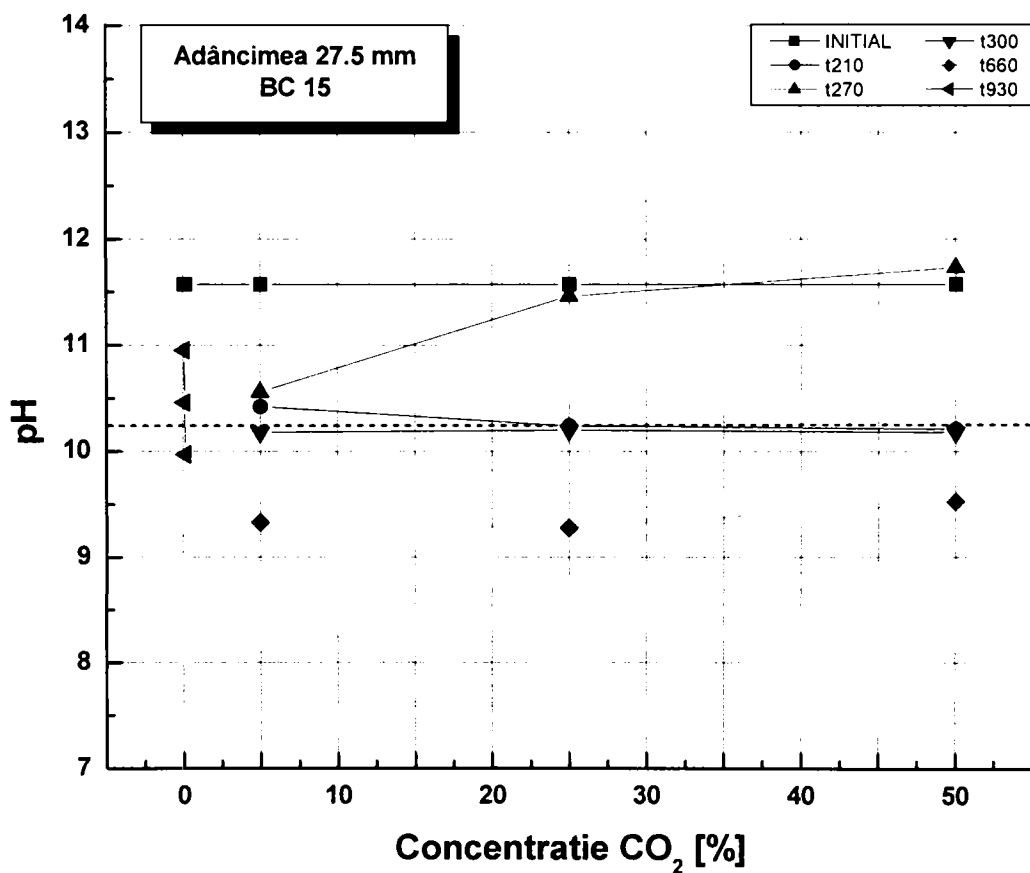


Figura 5.131. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

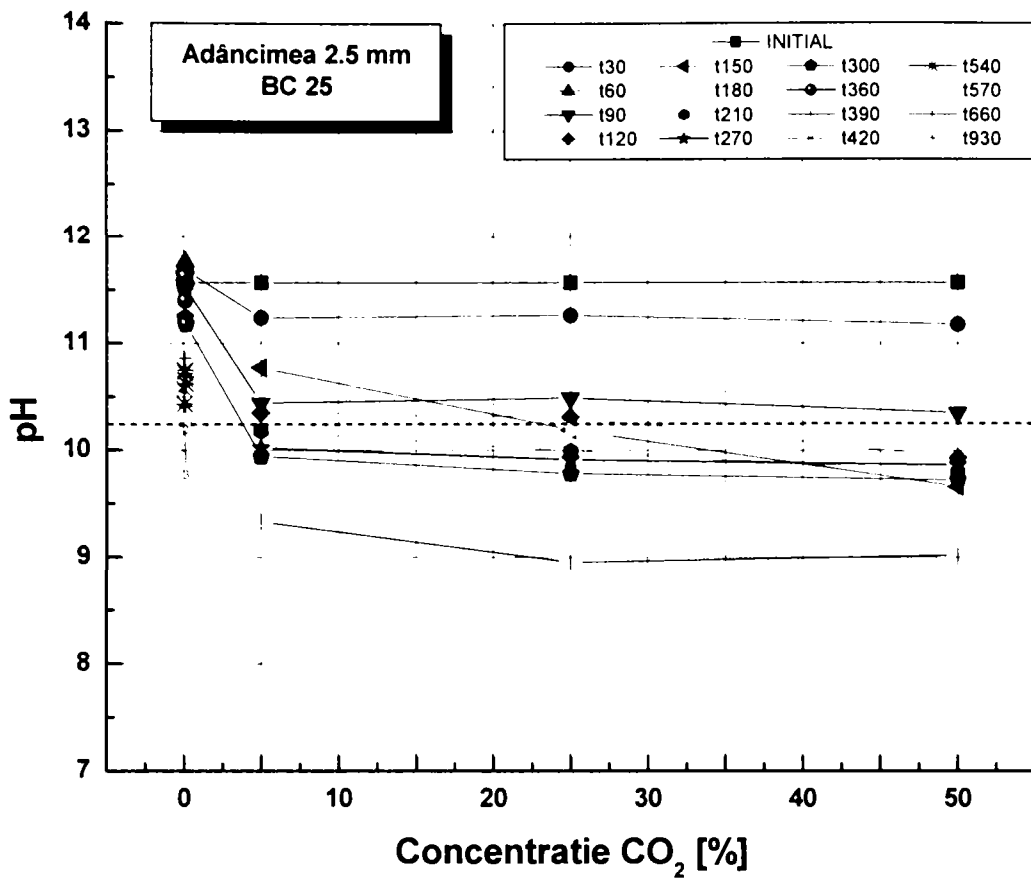


Figura 5.132. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

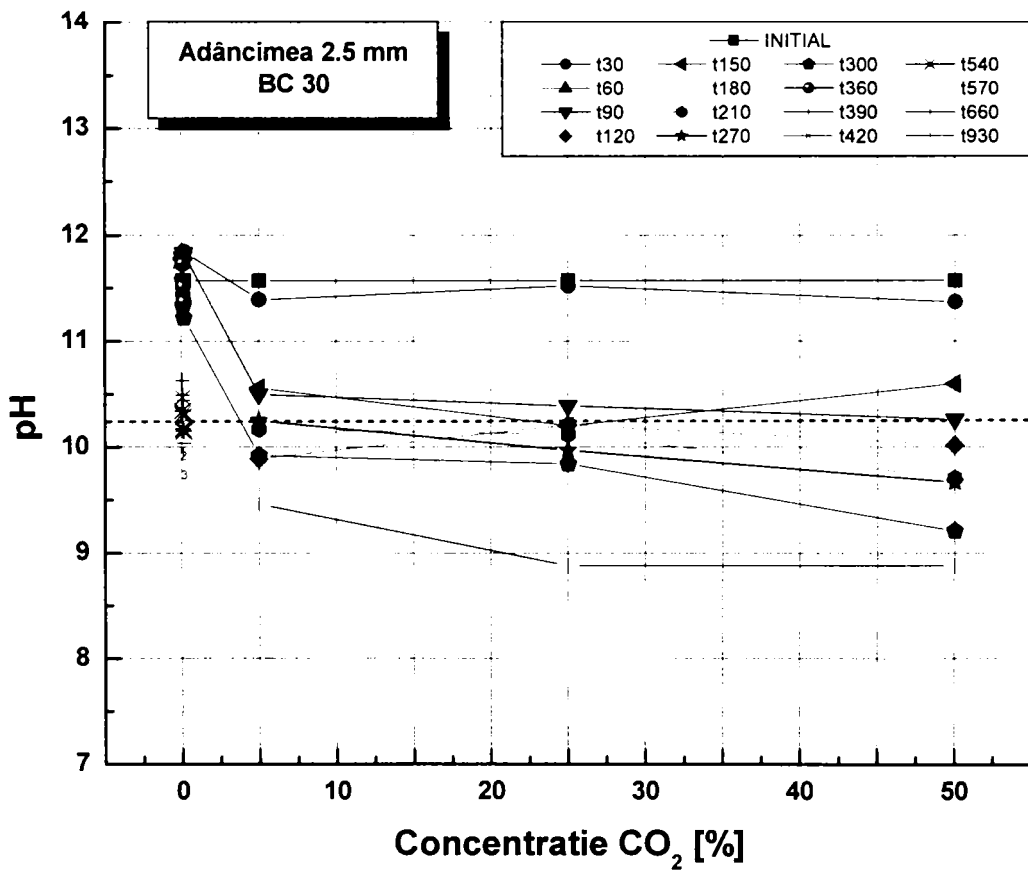


Figura 5.133. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

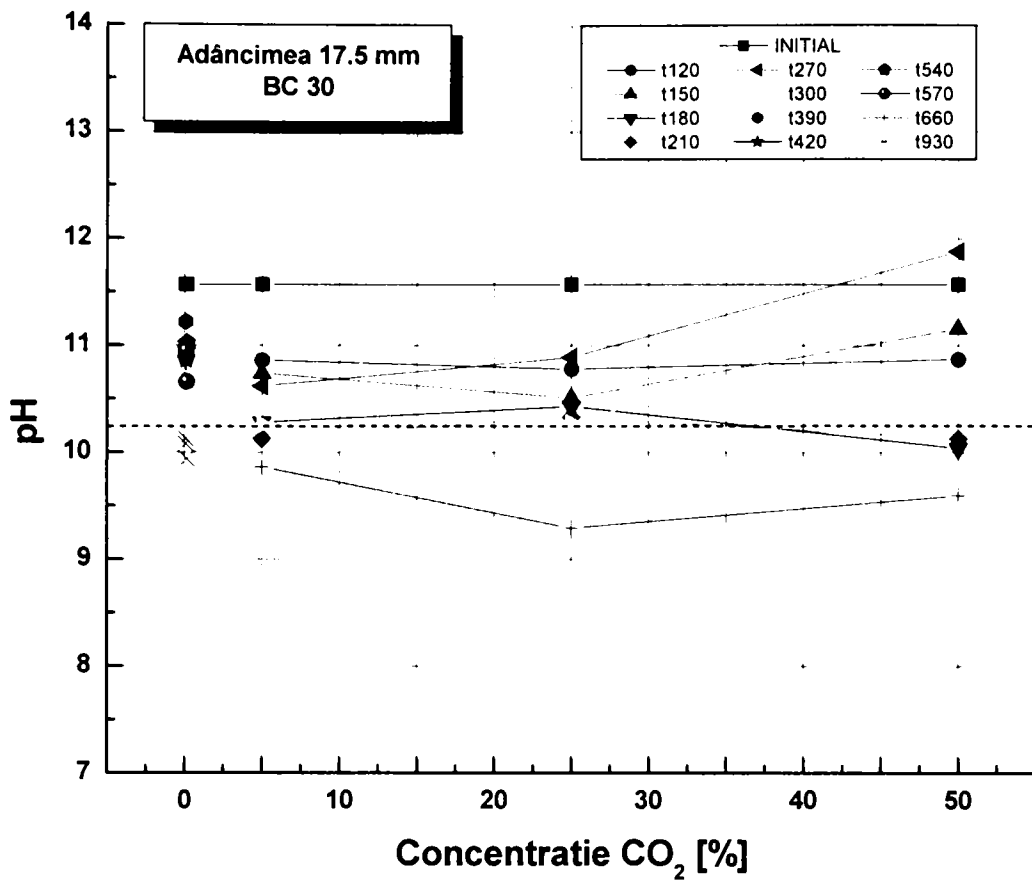


Figura 5.134. Variația pH-ului funcție de concentrația de CO₂

CAPITOLUL 6.

DETERMINAREA VALORILOR NUMERICE A COEFICIENTULUI « d »

Din analizarea datelor experimentale au fost identificate 224 de valori ale pH-ului sub valoarea de referință de 10,25, valoare sub care am considerat ca betonul este carbonatat, rezultând un număr de 224 de adâncimi de carbonatare $X_{\text{experimental}}$.

Din relația propusă pentru calculul adâncimii medii de carbonatare (6.1)

$$\bar{x} = \frac{150 \cdot c \cdot k \cdot d}{R_b} \cdot \sqrt{t} \quad (6.1)$$

coeficientul d care ia în considerare concentrația de CO_2 , este (6.2)

$$d = \frac{\bar{x} \cdot R_b}{150 \cdot c \cdot k \cdot \sqrt{t}} \quad (6.2)$$

în care:

- R_b rezistența la compresiune a betonului, N/mm^2
- t durata de acțiune a CO_2
- c coeficientul tipului de ciment
- k coeficientul condițiilor de mediu

În tabelul 6.1 sunt prezentate valorile rezistențelor la compresiune a betoanelor experimentate

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Tabelul 6.1. Rezistența la compresiune

Seria	Clasa beton	R_b
		[N/mm^2]
I.	BC 10	21.14
	BC 15	27.58
	BC 20	38.91
	BC 25	38.81
	BC 30	49.61
II.	BC 10	10.06
	BC 15	22.68
	BC 20	34.17
	BC 25	37.19
	BC 30	43.59

În tabelul 6.2 sunt prezentate valorile numerice ale coeficienților c și k:

Tabelul 6.2. Valorile numerice ale coeficienților c și k

<i>c – tipul cimentului</i>				
Ciment	P55; 50	P45; 40	Pa35	M30
c	0,8	1,0	1,2	1,4
<i>k – condiții de mediu</i>				
Condiții de mediu	Interior	Exterior		Beton umed
		protejat	medii	
RH [%]	< 60	70-75	80-85	> 90
k	1,0	0,7	0,5	0,3

c = 1,2 pentru cimentului tip IIA – S32,5 R / [PA 35]

k = 1 pentru RH < 60%

Betoanele de înaltă performanță (BIP) și betoanele martor (M) au fost realizate cu alt tip de ciment motiv pentru care nu sunt incluse în cele ce urmează.

6.1. Verificarea formulei de calcul a adâncimii de carbonatare

Plecând de la formula inițială de calcul a adâncimii de carbonatare (6.1) s-au propus alte două variante ale acestei formule (6.3) și (6.4)

$$x = \frac{150 \cdot c \cdot k \cdot d}{2 \cdot R_b^{2/3}} \cdot \sqrt{t} \quad (6.3)$$

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

$$x = \frac{150 \cdot c \cdot k \cdot d}{2,5 \cdot R_b^{2/3}} \cdot \sqrt{t} \quad (6.4)$$

Pentru o verificare a celor trei formule propuse pentru calculul adâncimii de carbonatare x , s-a făcut o discuție comparativă pentru 11 variante studiate în programul experimental. Variantele selectate sunt:

1. CO₂ 50% la 90 zile
2. CO₂ 5% la 120 zile
3. CO₂ 50% la 180 zile
4. CO₂ 5% la 210 zile
5. CO₂ 5% la 270 zile
6. CO₂ 25% la 270 zile
7. CO₂ 15% la 390 zile
8. CO₂ 10% la 420 zile
9. CO₂ 10% la 540 zile
10. CO₂ 0.07% la 570 zile
11. CO₂ 50% la 660 zile

Reprezentarea grafică a celor 11 variante studiate este prezentate în figurile 1 -11. Figurile sunt însoțite de un tabel cu valorile numerice obținute.

Reprezentarea grafică include și valorile adâncimii de carbonatare teoretice calculate după formulele propuse de alți doi autori, (6.5) Parrott [69] și (6.6) Duval[70], formule care sunt bazate pe rezistența la compresiune a betonului.

Parrott : $x = \sqrt{521 \cdot t} \cdot e^{(-0,05 \cdot R_b)} \text{ [mm]} \quad (6.5)$

Duval : $x = \left[\frac{1}{2,1 \cdot \sqrt{R_b}} - 0,06 \right] \cdot \sqrt{365 \cdot t} \text{ [cm]} \quad (6.6)$

Cazul 1. CO₂ 50% la 90 zile

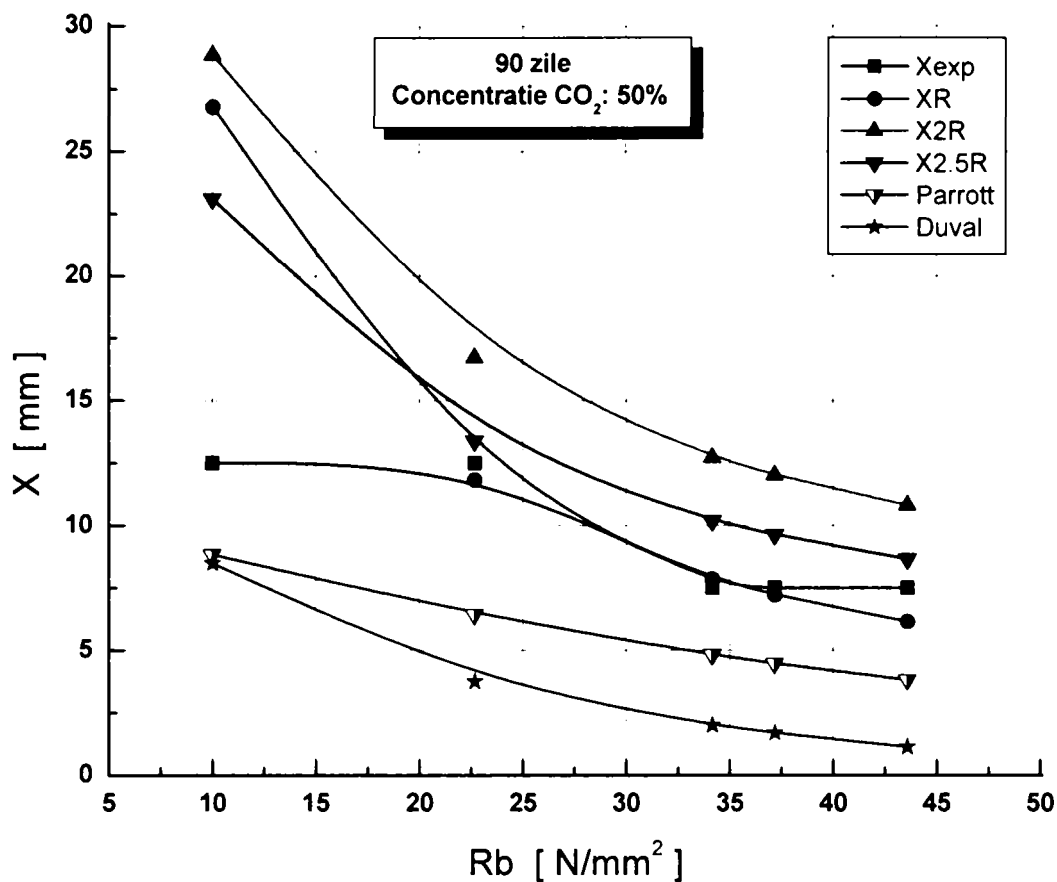


Figura 6.1. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.3. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

Rb [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
10	12.5	26.81	28.88	23.11	8.83	8.4
22.68	12.5	11.82	16.73	13.39	6.44	3.7
34.17	7.5	7.85	12.73	10.19	4.83	2.0
37.19	7.5	7.21	12.03	9.63	4.48	1.7
43.59	7.5	6.15	10.82	8.66	3.82	1.1

Cazul 2. CO₂ 5% la 120 zile

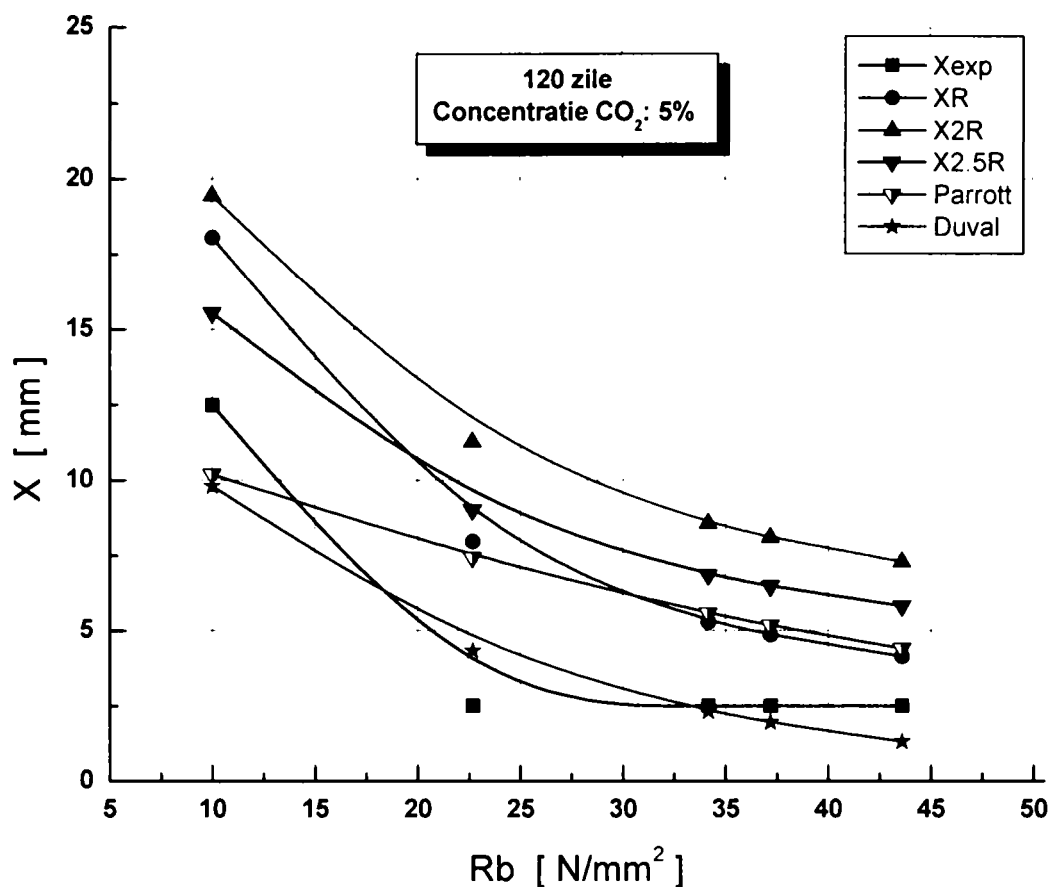


Figura 6.2. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.4. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
10	12.5	18.06	19.46	15.56	10.20	9.8
22.68	2.5	7.96	11.27	9.02	7.43	4.3
34.17	2.5	5.29	8.58	6.86	5.58	2.3
37.19	2.5	4.86	8.11	6.48	5.18	1.9
43.59	2.5	4.14	7.29	5.83	4.41	1.3

Cazul 3. CO₂ 50% la 180 zile

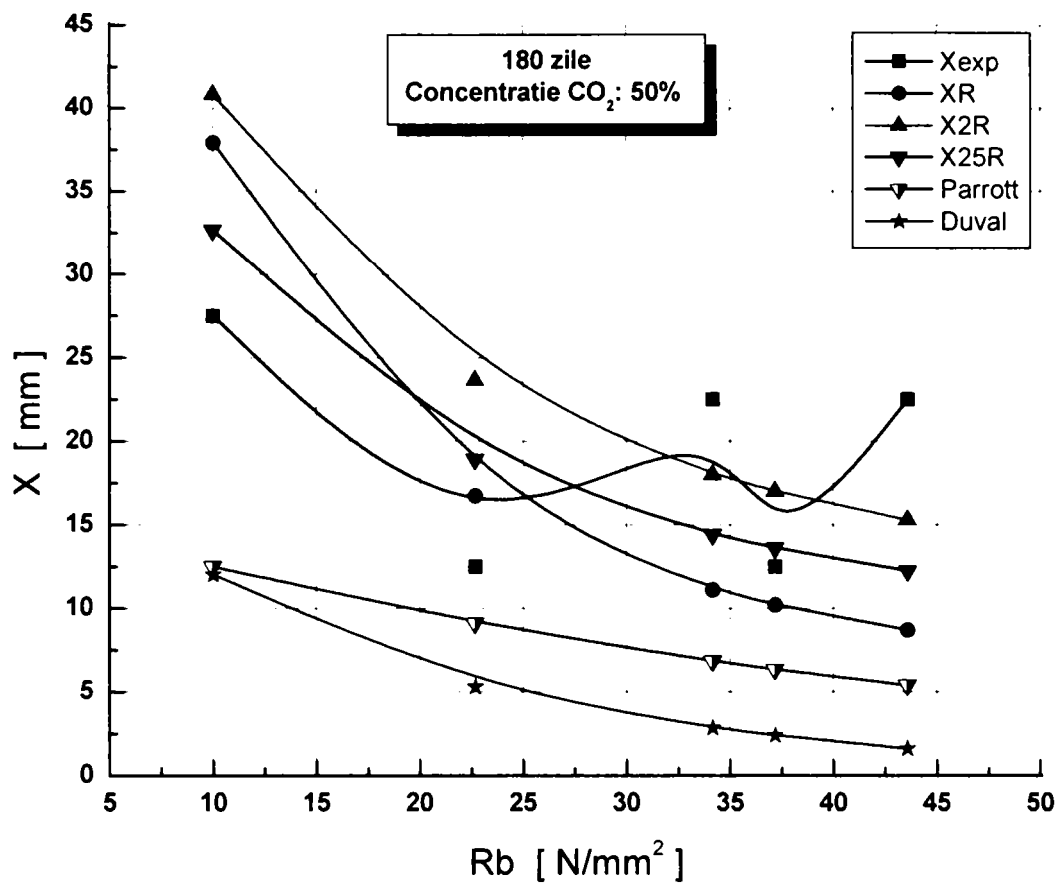


Figura 6.3. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.5. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

Rb [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
10	27.5	37.92	40.85	32.68	12.49	12.0
22.68	12.5	16.72	23.66	18.93	9.10	5.3
34.17	22.5	11.1	18.01	14.41	6.84	2.8
37.19	12.5	10.2	17.02	13.61	6.34	2.4
43.59	22.5	8.7	15.31	12.25	5.40	1.6

Cazul 4. CO₂ 5% la 210 zile

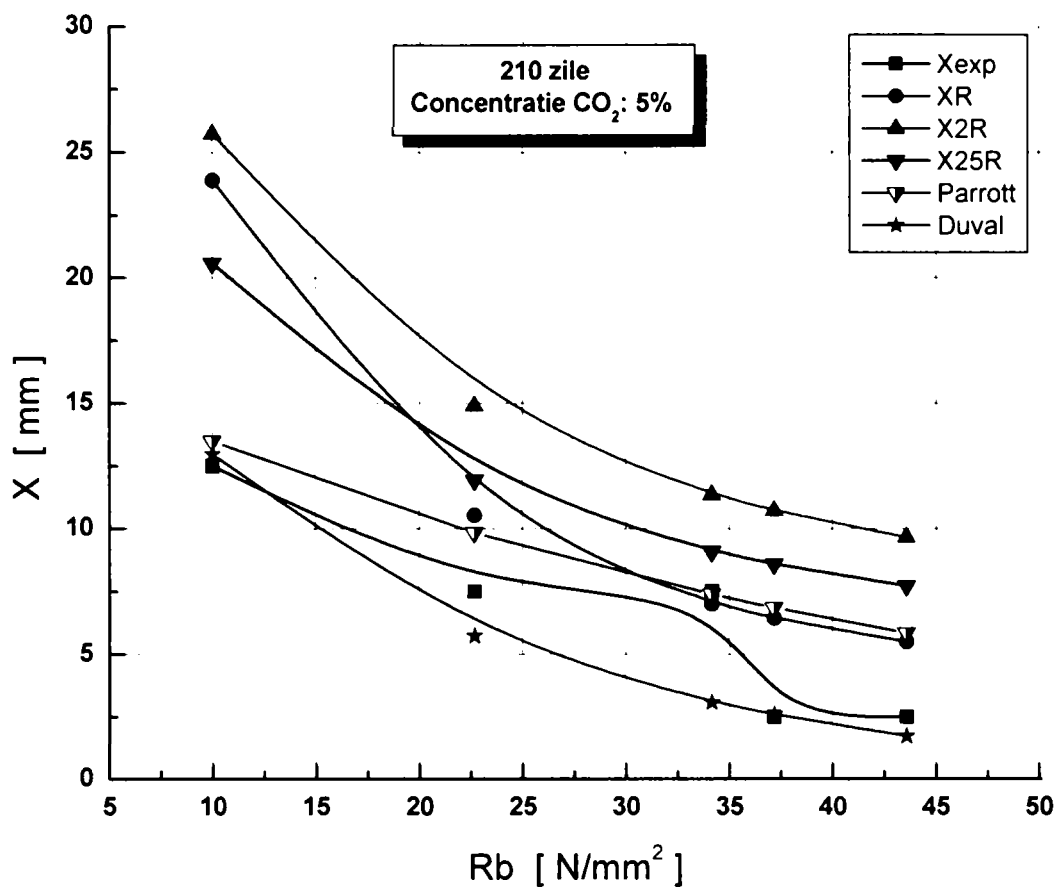


Figura 6.4. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.6. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
10	12.5	23.89	25.74	20.59	13.49	12.9
22.68	7.5	10.53	14.91	11.93	9.83	5.7
34.17	7.5	6.99	11.35	9.08	7.38	3.0
37.19	2.5	6.42	10.72	8.58	6.85	2.5
43.59	2.5	5.48	9.65	7.72	5.84	1.7

Cazul 5. CO₂ 5% la 270 zile

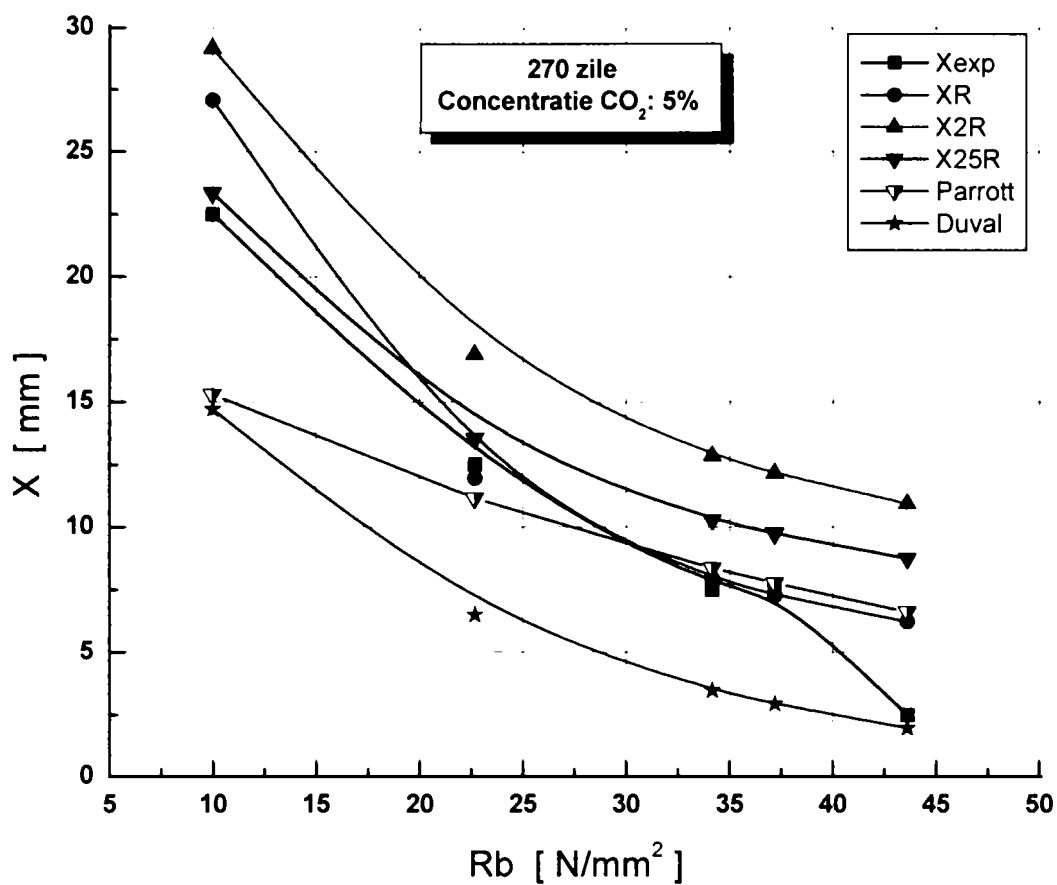


Figura 6.5. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.7. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
10	22.5	27.09	29.18	23.35	15.30	14.7
22.68	12.5	11.95	16.91	13.53	11.15	6.4
34.17	7.5	7.93	12.86	10.29	8.37	3.4
37.19	7.5	7.28	12.16	9.73	7.77	2.9
43.59	2.5	6.22	10.94	8.75	6.62	1.9

Cazul 6. CO₂ 25% la 270 zile

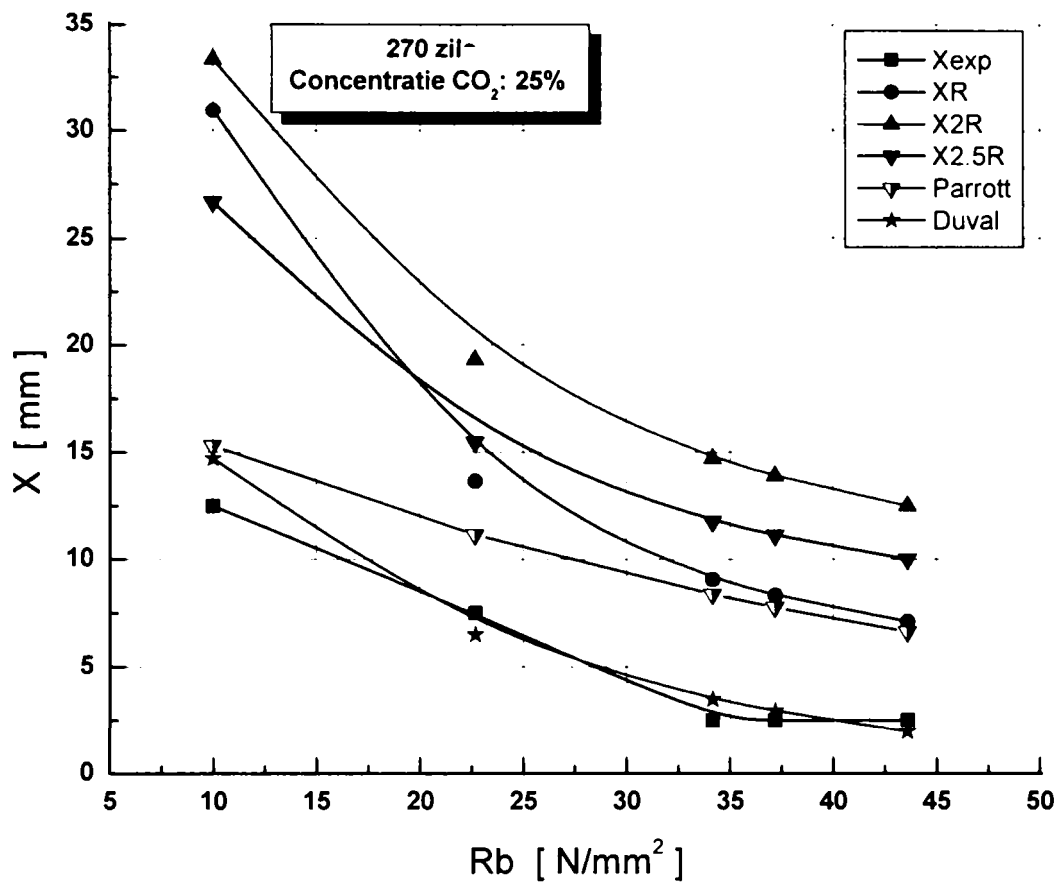


Figura 6.6. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.8. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
10	12.5	30.96	33.35	26.68	15.30	14.7
22.68	7.5	13.65	19.32	15.46	11.15	6.4
34.17	2.5	9.06	14.7	11.76	8.37	3.4
37.19	2.5	8.33	13.89	11.12	7.77	2.9
43.59	2.5	7.1	12.5	10	6.62	1.9

Cazul 7. CO₂ 15% la 390 zile

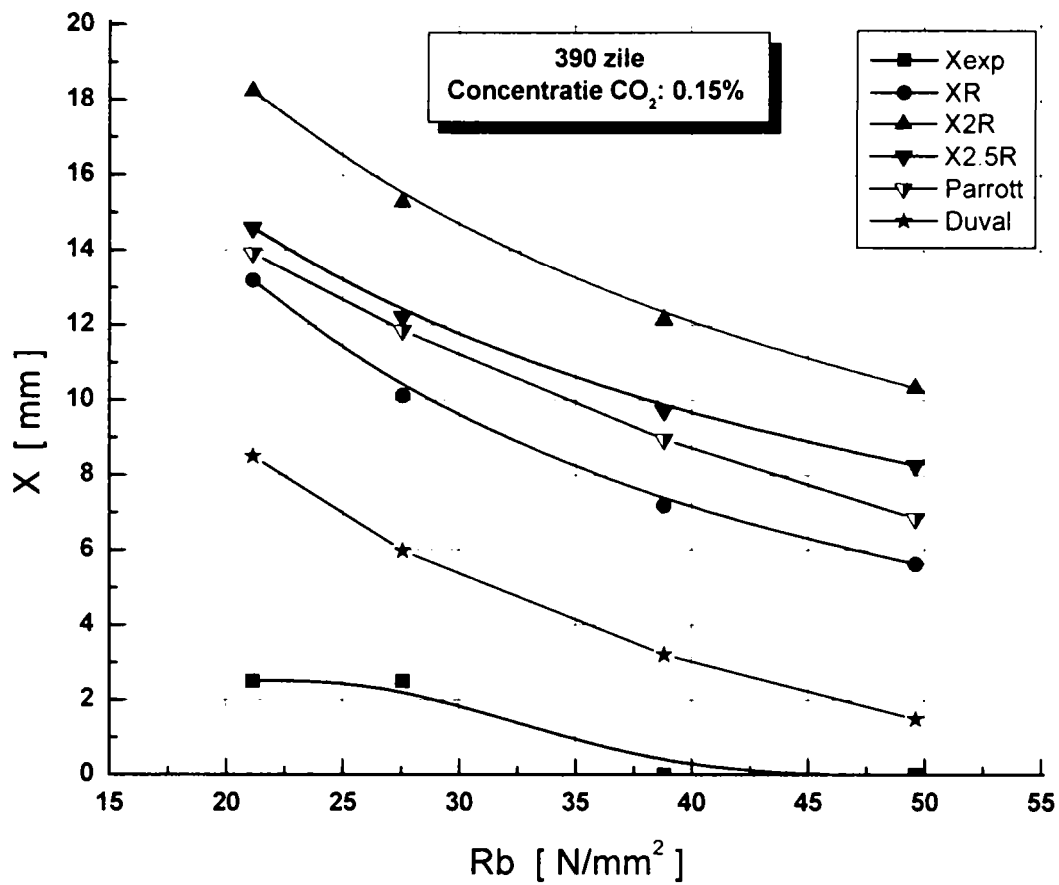


Figura 6.7. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.9. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

Rb [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
21.14	2.5	13.2	18.25	14.6	13.93	8.5
27.58	2.5	10.12	15.29	12.23	11.86	5.9
38.81	0	7.19	12.17	9.74	8.96	3.2
49.61	0	5.63	10.34	8.27	6.85	1.4

Cazul 8. CO₂ 10% la 420 zile

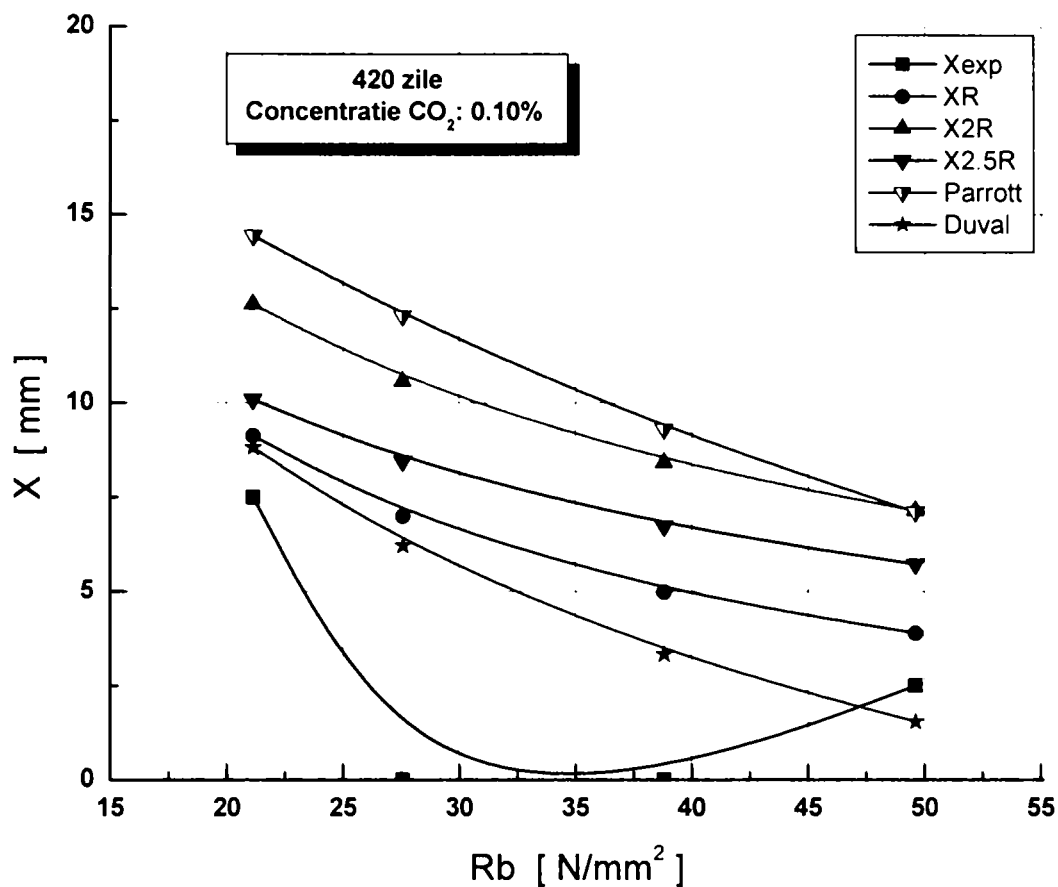


Figura 6.8. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.10. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

Rb [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
21.14	7.5	9.13	12.63	10.1	14.45	8.8
27.58	0	7	10.58	8.46	12.31	6.2
38.81	0	4.98	8.42	6.74	9.30	3.3
49.61	2.5	3.89	7.15	5.72	7.11	1.5

Cazul 9. CO₂ 10% la 540 zile

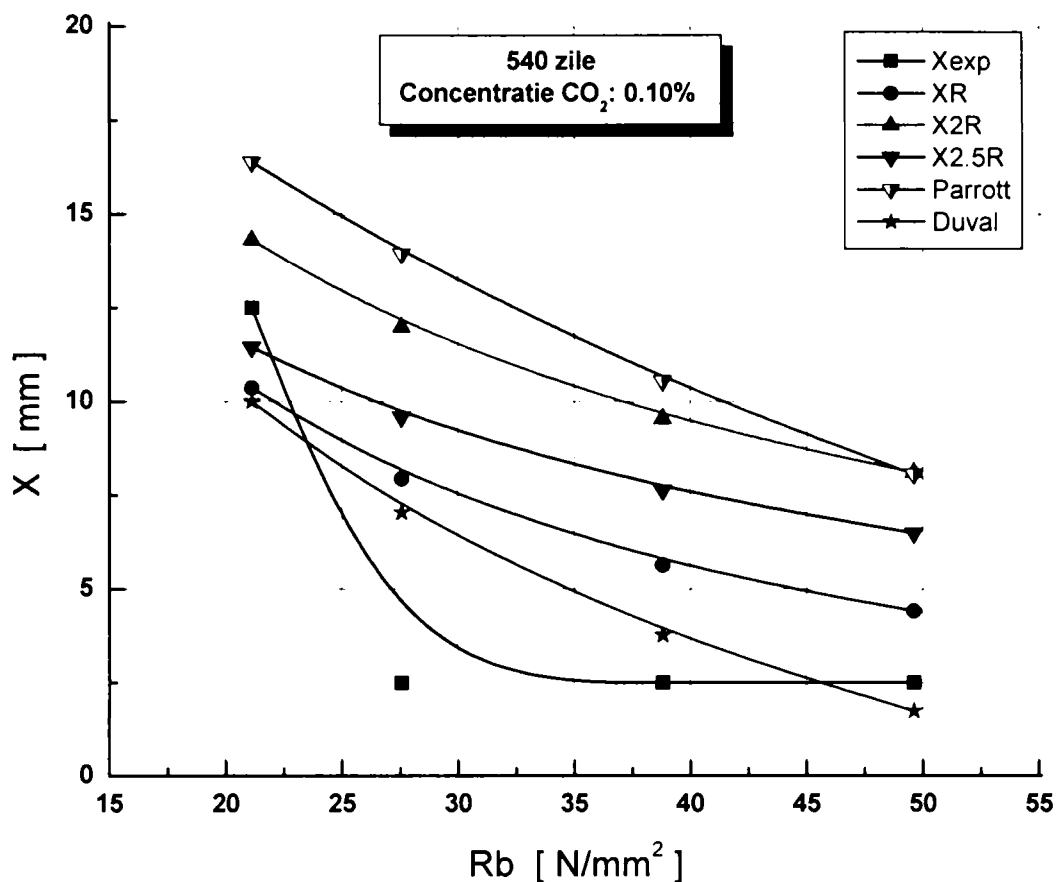


Figura 6.9. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.11. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

Rb [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
21.14	12.5	10.36	14.32	11.45	16.39	9.9
27.58	2.5	7.94	11.99	9.59	13.96	7.0
38.81	2.5	5.64	9.55	7.64	10.55	3.7
49.61	2.5	4.41	8.11	6.49	8.06	1.7

Cazul 10. CO₂ 0.07% la 570 zile

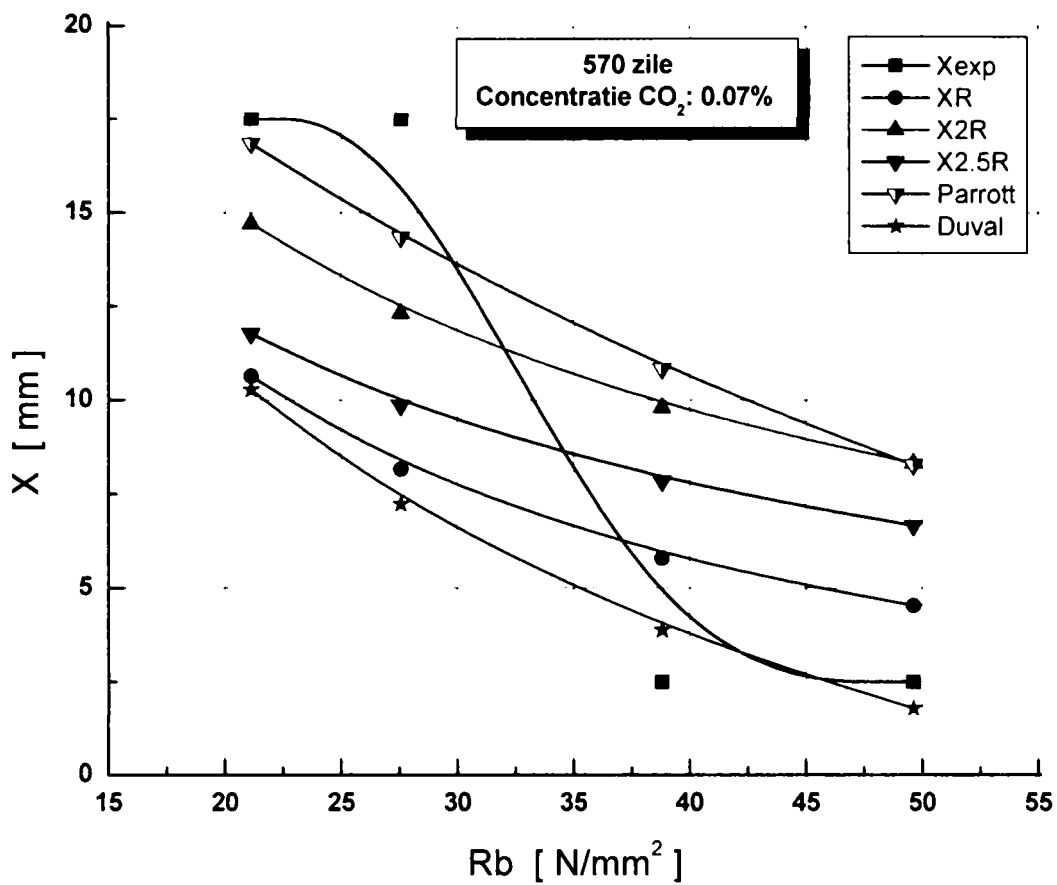


Figura 6.10. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.12. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
21.14	17.5	10.64	14.71	11.77	16.84	10.2
27.58	17.5	8.16	12.32	9.86	14.34	7.2
38.81	2.5	5.8	9.81	7.85	10.84	3.8
49.61	2.5	4.53	8.33	6.66	8.28	1.8

Cazul 11. CO₂ 50% la 660 zile

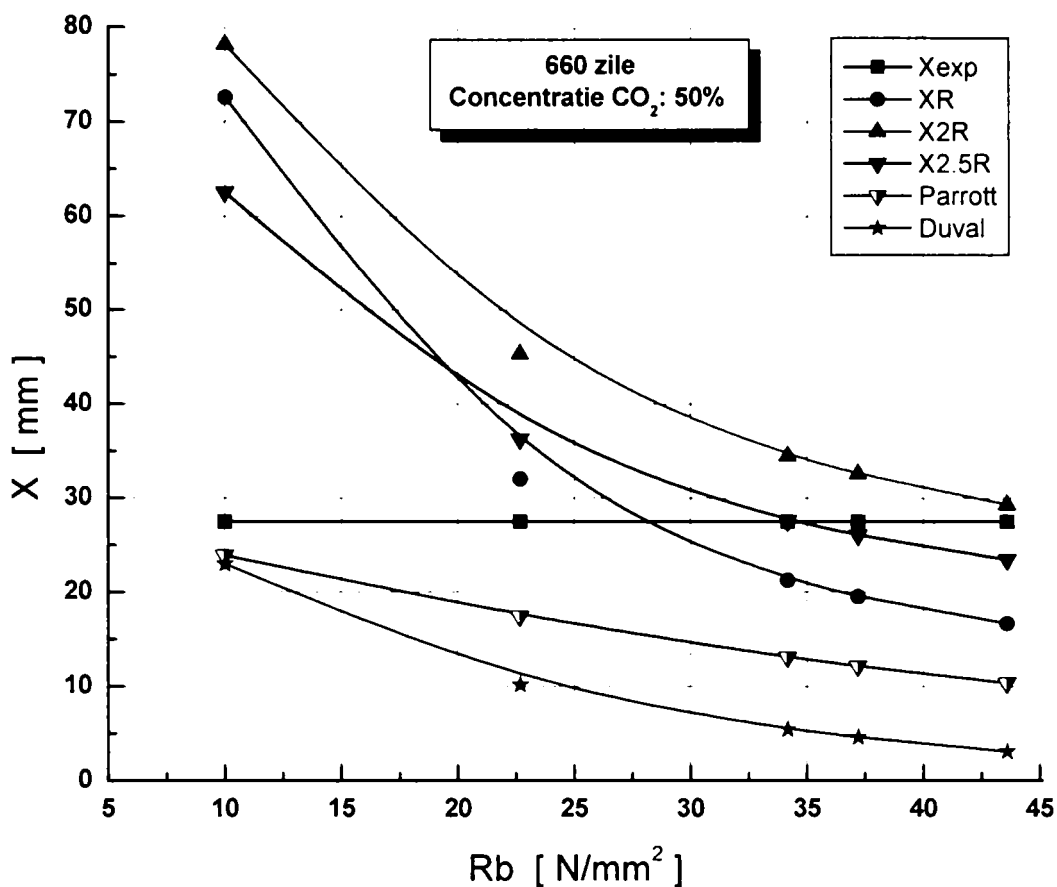


Figura 6.11. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.13. Valorile adâncimii de carbonatare experimentale și calculate

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X calculat [mm]				
		R _b	2 * R _b	2,5 * R _b	Parrott	Duval
10	27.5	72.61	78.22	62.58	23.92	22.9
22.68	27.5	32.02	45.31	36.25	17.44	10.1
34.17	27.5	21.25	34.48	27.58	13.09	5.4
37.19	27.5	19.53	32.59	26.07	12.14	4.5
43.59	27.5	16.66	29.31	23.45	10.35	3.0

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Valorile coeficientului d folosite în formulele (6.1), (6.3) și (6.4) au fost valorile propuse la scurt timp după începerea programului experimental, valori propuse pe baza datelor de la acea vreme, [98] prezentate în tabelul 6.14.

Tabelul 6.14. Valori propuse pentru d

CO ₂ [%]	0,07	0,10	0,15	5	25	50
d	1	1	1,5	1,75	2	3

Din studiul comparativ pentru cele 11 cazuri selectate s-a ajuns la concluzia că formula care folosește cel mai judicios rezistența betonului la compresiune R_b pentru calculul adâncimii medii de carbonatare x este formula în varianta inițială:

$$x = \frac{150 \cdot c \cdot k \cdot d}{R_b} \cdot \sqrt{t} \quad (6.1)$$

Determinarea valorilor numerice ale coeficientului d

O extindere a studiului pentru cele 11 cazuri prezentate mai sus s-a făcut și pentru determinarea coeficientului d plecând de la valorile propuse în tabelul (6.14).

În figurile 6.12- 6.22 sunt reprezentate adâncimile medii de carbonatare teoretice x_{teoretic} pentru cele 11 cazuri selectate, calculate cu formula (6.1). Au fost reprezentate adâncimile teoretice de carbonatare pentru 5 valori ale coeficientului d , valori apropiate celor propuse în tabelul 3, adâncimea de carbonatare determinată experimental precum și adâncimile de carbonatare teoretice calculate cu formulele lui Parrott (6.5) și Duval (6.6).

Figurile 6.12-6.22 sunt însoțite fiecare de tabelul aferent cu valorile numerice calculate.

Cazul 1. CO₂ 50% la 90 zile

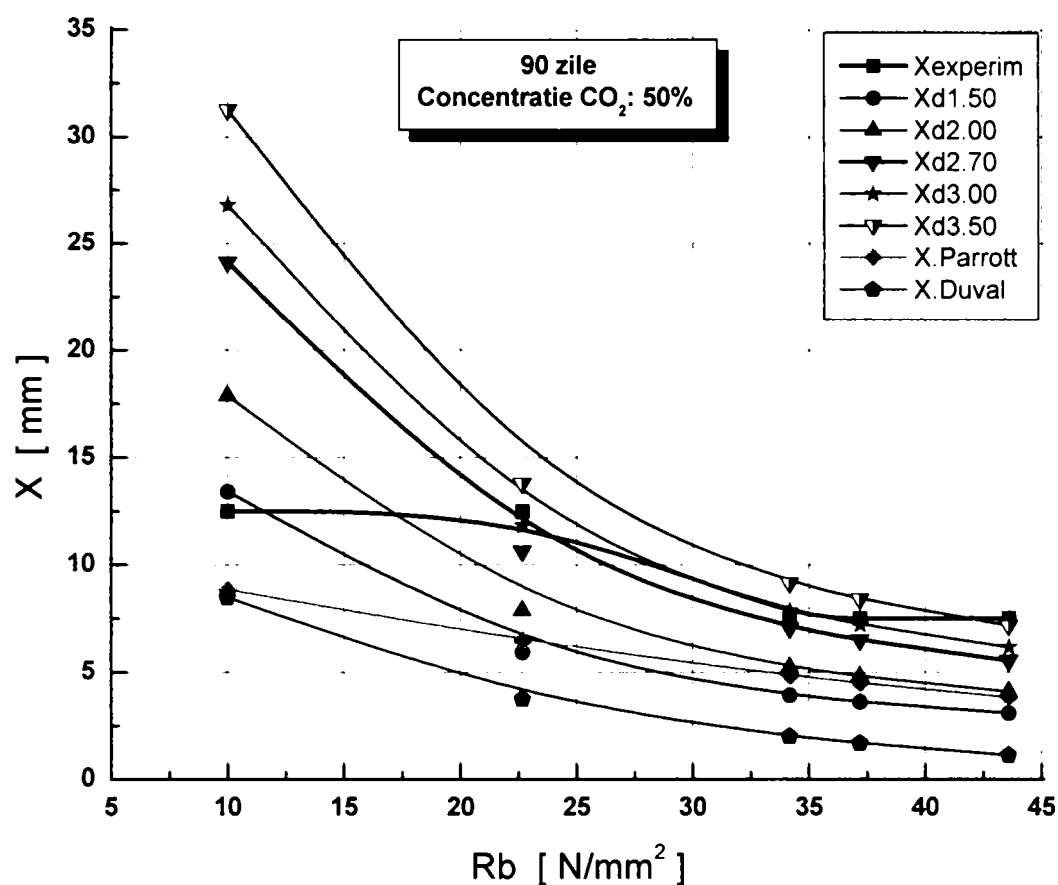


Figura 6.12. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.15. Valorile calculate ale coeficientului d

R_b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 1.50	d = 2.00	d = 2.7	d = 3.00	d = 3.50	Parrott	Duval
10.00	12.50	13.41	17.88	24.13	26.81	31.28	8.83	8.4
22.68	12.50	5.91	7.88	10.64	11.82	13.79	6.44	3.7
34.17	7.50	3.92	5.23	7.06	7.85	9.16	4.83	2.0
37.19	7.50	3.61	4.81	6.49	7.21	8.41	4.48	1.7
43.59	7.50	3.08	4.10	5.54	6.15	7.18	3.82	1.1

Cazul 2. CO₂ 5% la 120 zile

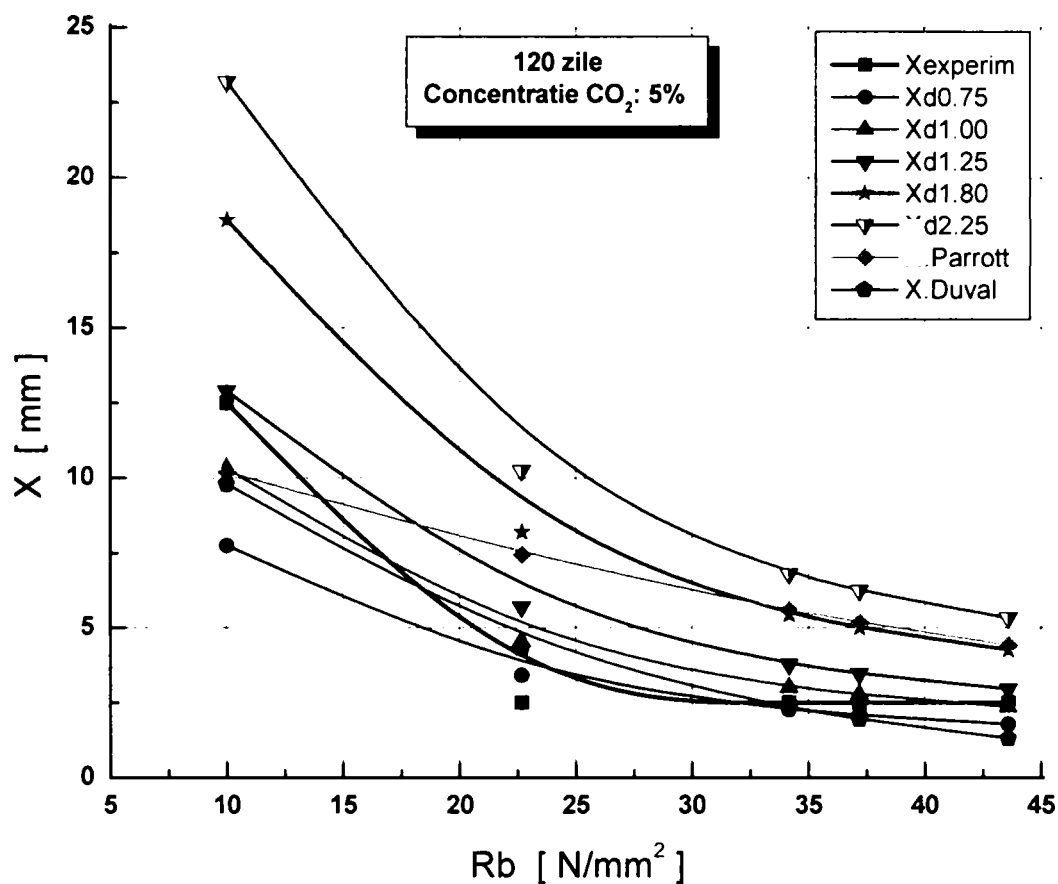


Figura 6.13. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.16. Valorile calculate ale coeficientului d

R_b [N/mm^2]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		$d = 0.75$	$d = 1.00$	$d = 1.25$	$d = 1.8$	$d = 2.25$	Parrott	Duval
10.00	12.5	7.74	10.32	12.90	18.58	23.22	10.20	9.8
22.68	2.50	3.41	4.55	5.69	8.19	10.24	7.43	4.3
34.17	2.50	2.27	3.02	3.78	5.44	6.80	5.58	2.3
37.19	2.50	2.08	2.78	3.47	5.00	6.24	5.18	1.9
43.59	2.50	1.78	2.37	2.96	4.26	5.33	4.41	1.3

Cazul 3. CO₂ 50% la 180 zile

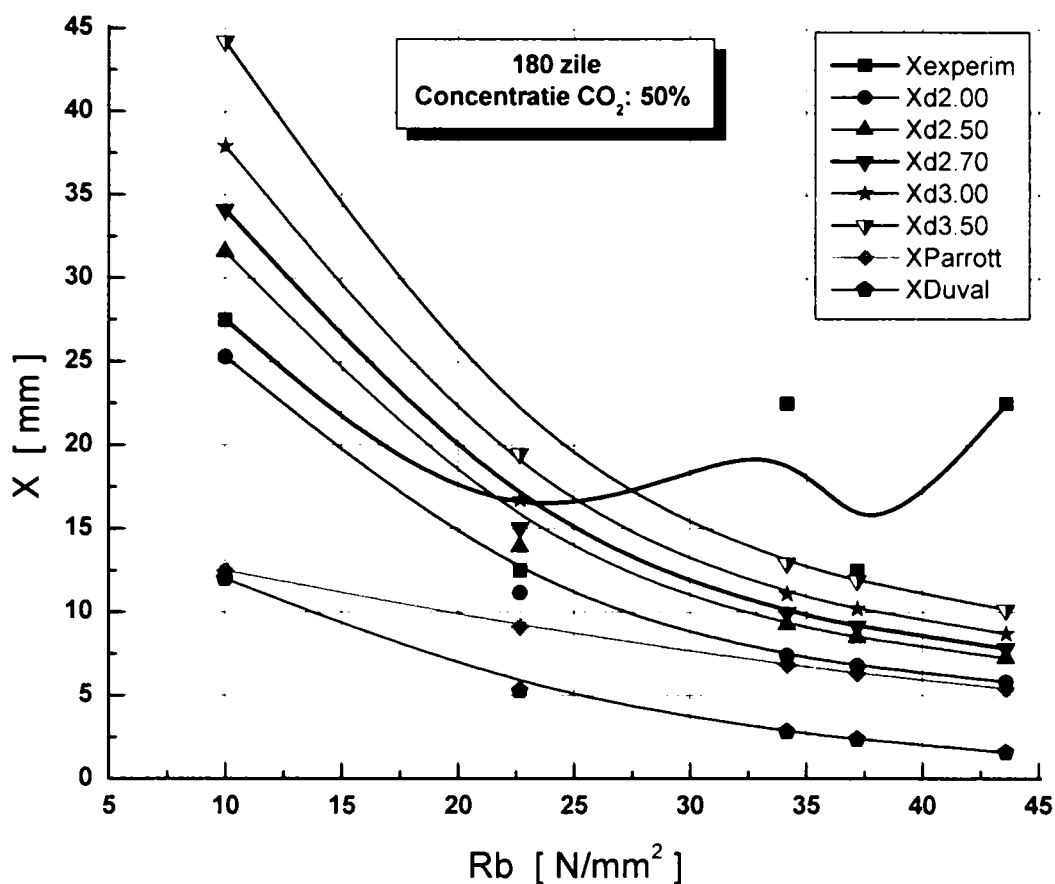


Figura 6.14. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.17. Valorile calculate ale coeficientului d

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 0.75	d = 1.00	d = 1.25	d = 1.8	d = 2.25	Parrott	Duval
10.00	27.50	25.28	31.60	34.13	37.92	44.24	12.49	12.0
22.68	12.50	11.15	13.93	15.05	16.72	19.51	9.11	5.3
34.17	22.50	7.40	9.25	9.99	11.10	12.95	6.84	2.8
37.19	12.50	6.80	8.50	9.18	10.20	11.90	6.34	2.4
43.59	22.50	5.80	7.25	7.83	8.70	10.15	5.41	1.6

Cazul 4. CO₂ 5% la 210 zile

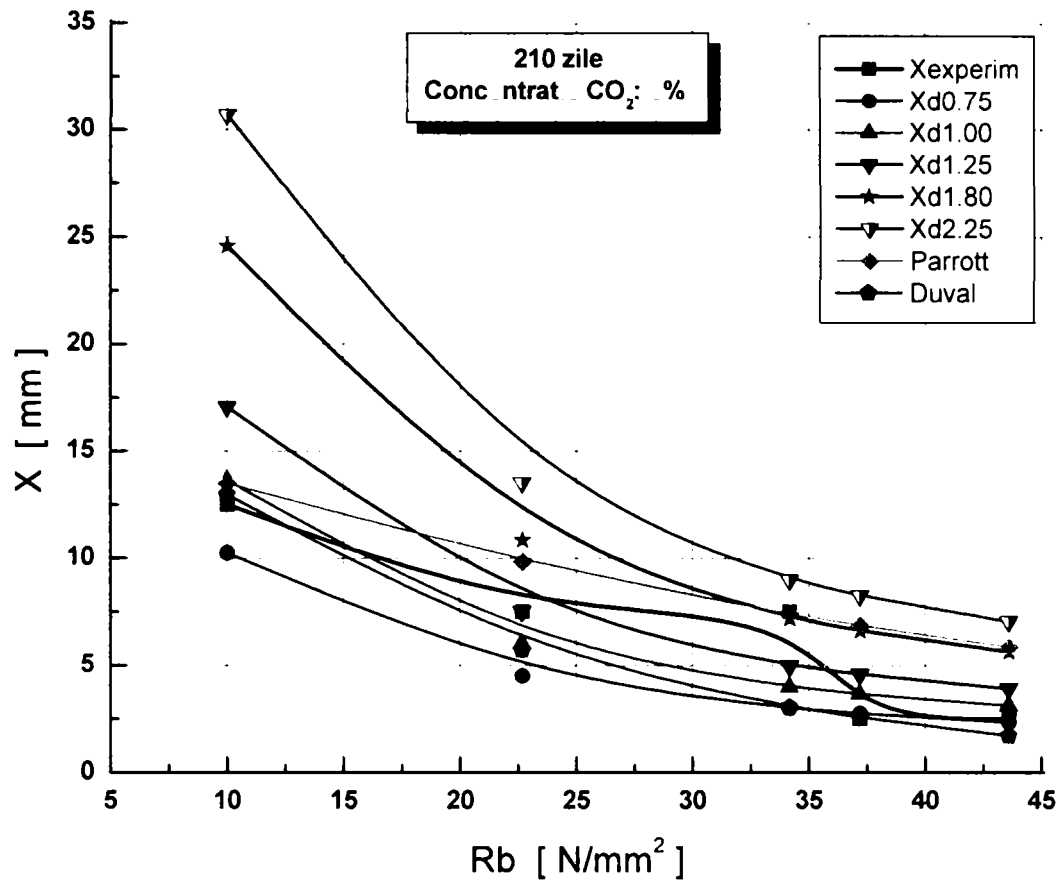


Figura 6.15. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.18. Valorile calculate ale coeficientului d

R_b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 0.75	d = 1.00	d = 1.25	d = 1.8	d = 2.25	Parrott	Duval
10.00	12.50	10.24	13.65	17.07	24.58	30.72	13.49	12.9
22.68	7.50	4.51	6.02	7.52	10.84	13.54	9.83	5.7
34.17	7.50	3.00	4.00	4.99	7.19	8.99	7.38	3.0
37.19	2.50	2.75	3.67	4.59	6.61	8.26	6.85	2.5
43.59	2.50	2.35	3.13	3.92	5.64	7.05	5.84	1.7

Cazul 5. CO₂ 5% la 270 zile

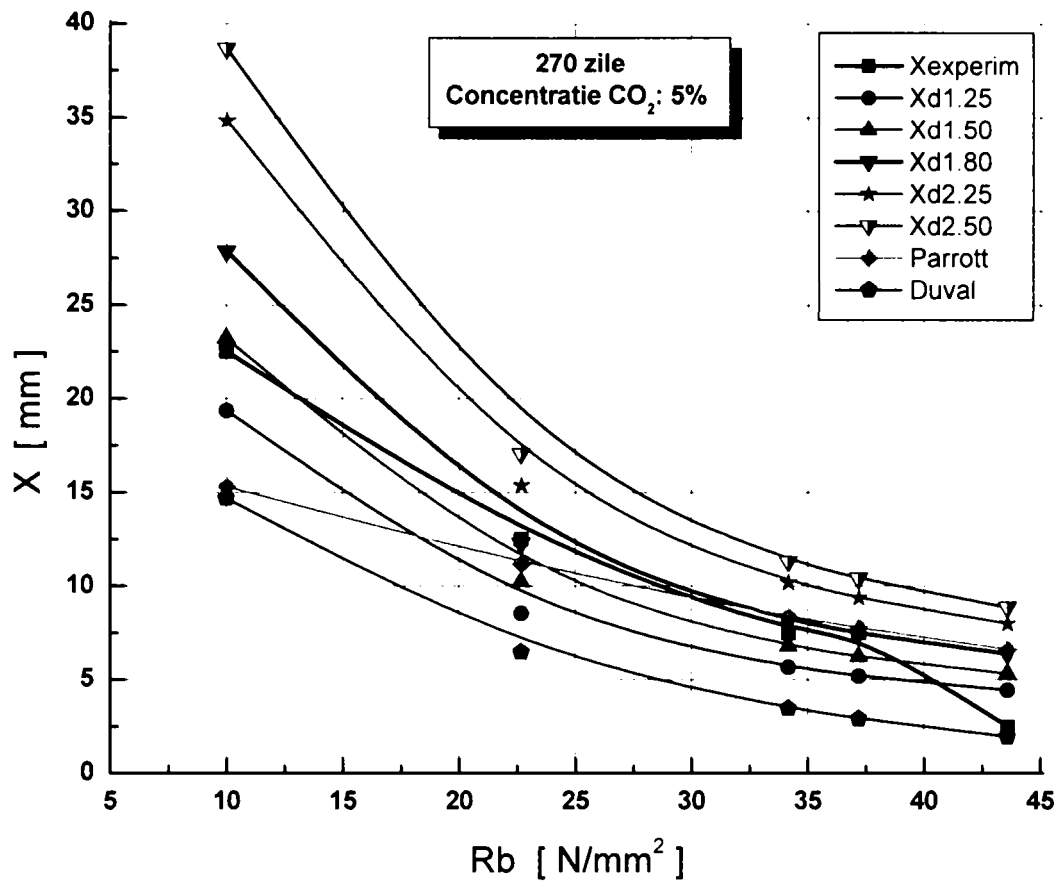


Figura 6.16. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.19. Valorile calculate ale coeficientului d

R_b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 1.25	d = 1.50	d = 1.80	d = 2.25	d = 1.80	Parrott	Duval
10.00	22.50	19.35	23.22	27.87	34.83	38.70	15.30	14.7
22.68	12.50	8.53	10.24	12.29	15.36	17.06	11.15	6.4
34.17	7.50	5.66	6.80	8.16	10.19	11.33	8.37	3.4
37.19	7.50	5.20	6.24	7.49	9.37	10.41	7.77	2.9
43.59	2.50	4.44	5.33	6.39	7.99	8.88	6.62	1.9

Cazul 6. CO₂ 25% la 270 zile

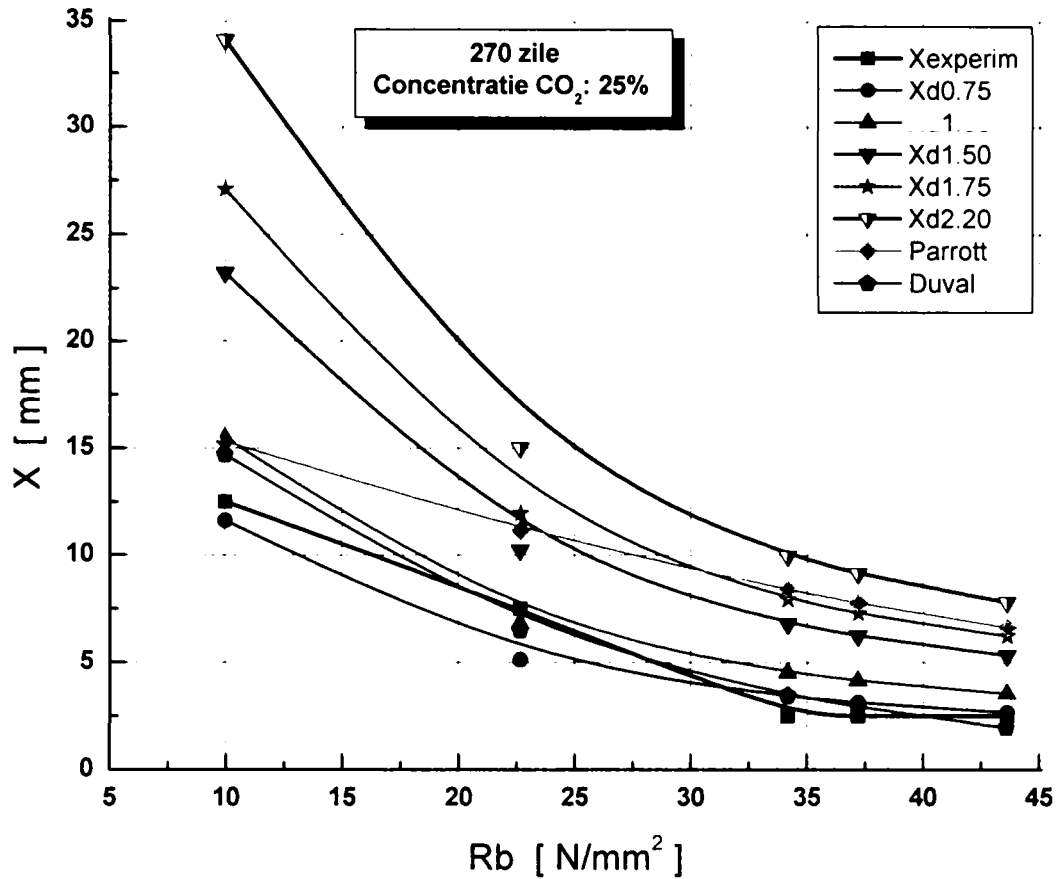


Figura 6.17. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.20. Valorile calculate ale coeficientului d

R_b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 0.75	d = 1.00	d = 1.50	d = 1.75	d = 2.20	Parrott	Duval
10.00	12.50	11.61	15.48	23.22	27.09	34.06	15.30	14.7
22.68	7.50	5.12	6.83	10.24	11.95	15.02	11.15	6.4
34.17	2.50	3.40	4.53	6.80	7.93	9.97	8.37	3.4
37.19	2.50	3.12	4.16	6.24	7.28	9.16	7.77	2.9
43.59	2.50	2.66	3.55	5.33	6.22	7.81	6.62	1.9

Cazul 7. CO₂ 15% la 390 zile

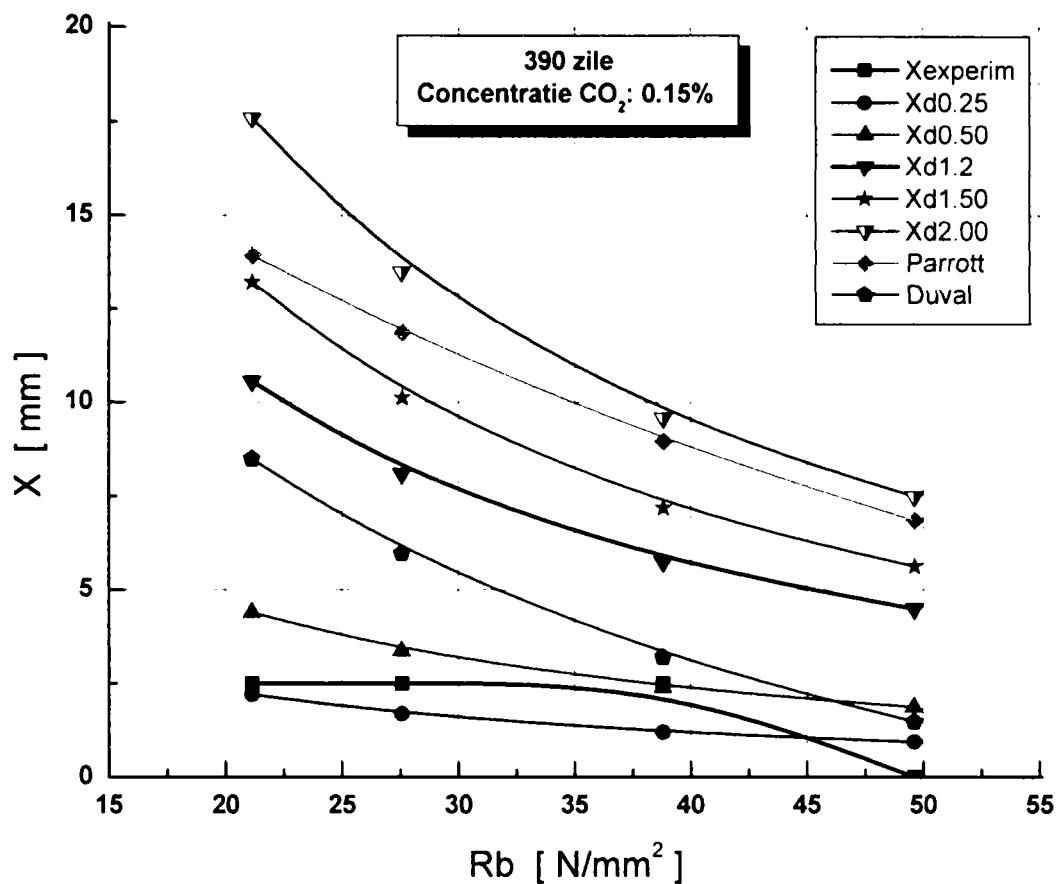


Figura 6.18. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.21. Valorile calculate ale coeficientului d

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 0.25	d = 0.50	d = 1.20	d = 1.50	d = 2.00	Parrott	Duval
21.14	2.50	2.20	4.40	10.56	13.20	17.60	13.93	8.5
27.58	2.50	1.69	3.37	8.10	10.12	13.49	11.86	5.9
38.81	2.50	1.20	2.40	5.75	7.19	9.59	8.96	3.2
49.61	0	0.94	1.88	4.50	5.63	7.50	6.85	1.4

Cazul 8. CO₂ 10% la 420 zile

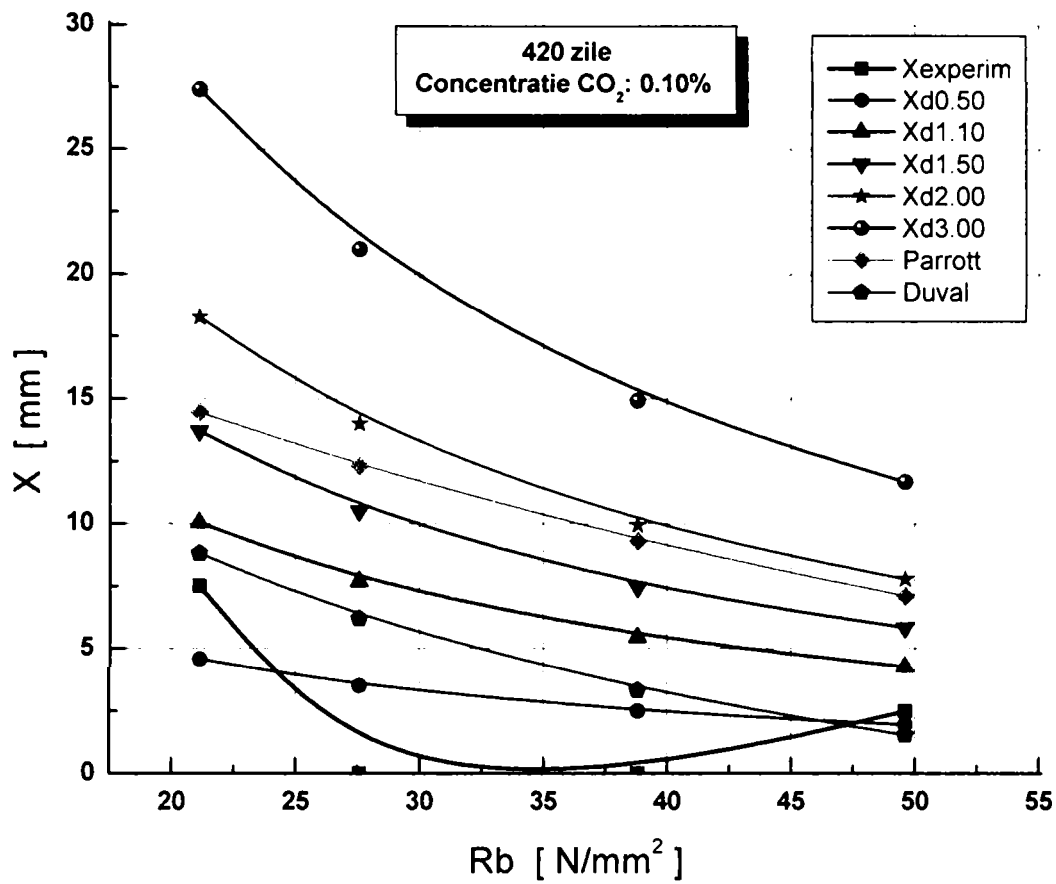


Figura 6.19. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.22. Valorile calculate ale coeficientului d

R_b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 0.50	d = 1. 10	d = 1.50	d = 2.00	d = 3.00	Parrott	Duval
21.14	7.50	4.57	10.05	13.7	18.27	27.40	14.45	8.8
27.58	0	3.50	7.70	10.50	14.00	21.00	12.31	6.2
38.81	0	2.49	5.47	7.46	9.95	14.93	9.30	3.3
49.61	2.50	1.95	4.28	5.84	7.78	11.68	7.11	1.5

Cazul 9. CO₂ 10% la 540 zile

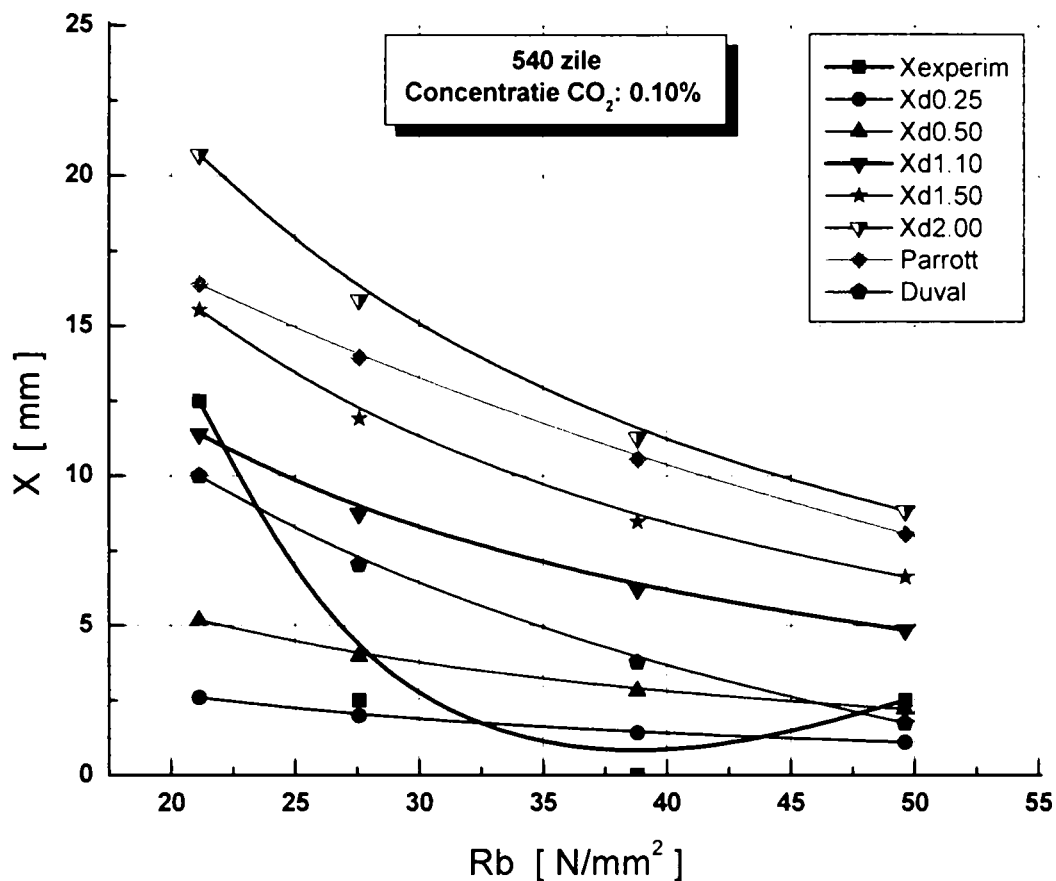


Figura 6.20. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.23. Valorile calculate ale coeficientului d

R _b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 0.25	d = 0.50	d = 1.10	d = 1.50	d = 2.00	Parrott	Duval
21.14	12.50	2.59	5.18	11.39	15.53	20.71	16.39	9.9
27.58	2.50	1.98	3.97	8.73	11.91	15.88	13.96	7.0
38.81	0	1.41	2.82	6.21	8.46	11.28	10.55	3.7
49.61	2.50	1.10	2.21	4.85	6.62	8.83	8.06	1.7

Cazul 10. CO₂ 0.07% la 570 zile

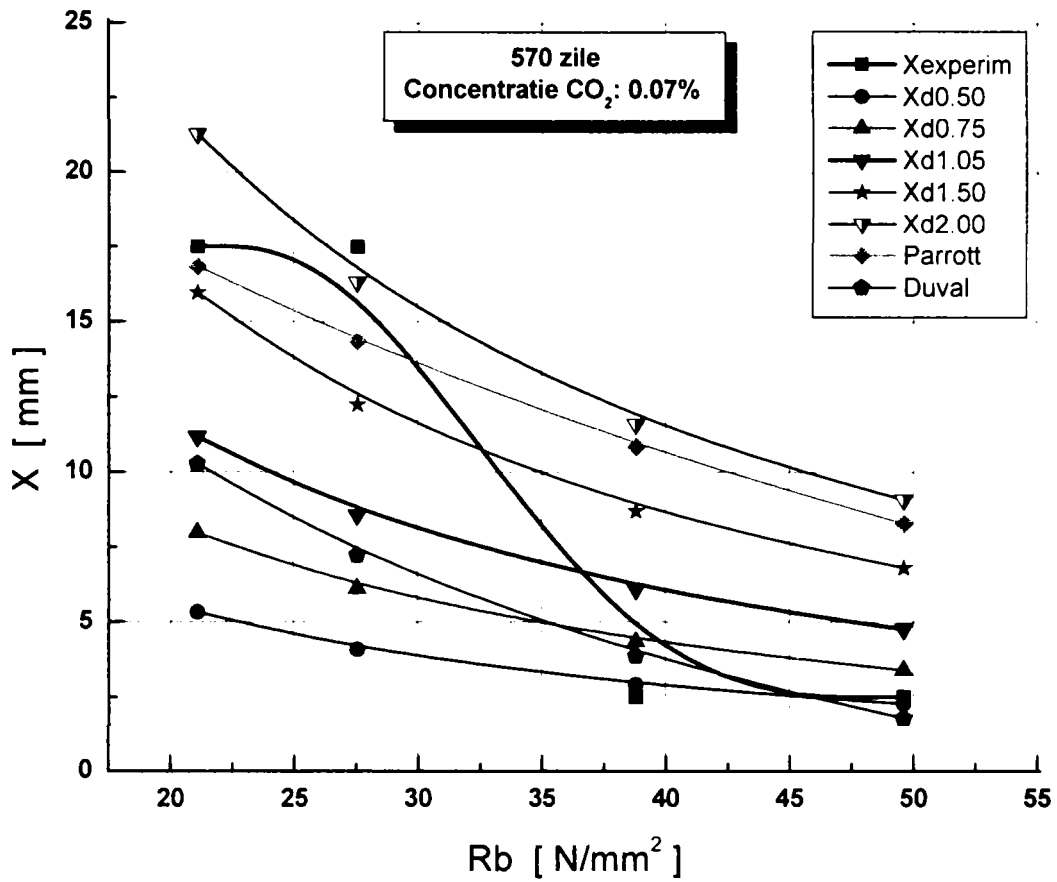


Figura 6.21. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.24. Valorile calculate ale coeficientului d

R_b [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		$d = 0.25$	$d = 0.75$	$d = 1.05$	$d = 1.50$	$d = 2.00$	Parrott	Duval
21.14	17.50	5.32	7.98	11.17	15.96	21.28	16.84	10.2
27.58	17.50	4.08	6.12	8.56	12.23	16.31	14.34	7.2
38.81	2.50	2.90	4.35	6.09	8.69	11.59	10.84	3.8
49.61	2.50	2.27	3.40	4.76	6.80	9.07	8.28	1.8

Cazul 11. CO₂ 50% la 660 zile

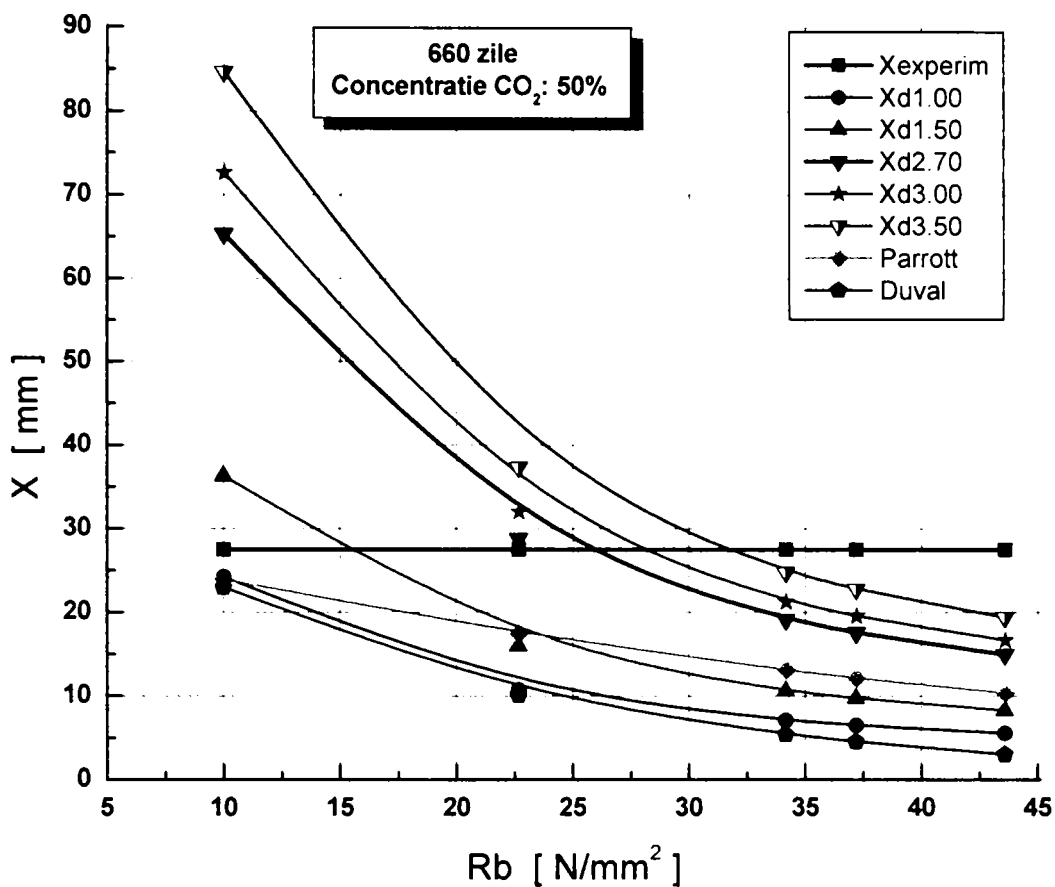


Figura 6.22. Variația adâncimii de carbonatare funcție de rezistența betonului

Tabel 6.25. Valorile calculate ale coeficientului d

Rb [N/mm ²]	X experimental [mm]	X teoretic [mm]						
		d = 1.00	d = 1.50	d = 2.70	d = 3.00	d = 3.50	Parrott	Duval
10.00	27.50	24.2	36.31	65.35	72.61	84.72	23.92	22.9
22.68	27.50	10.67	16.01	28.82	32.02	37.35	17.44	10.1
34.17	27.50	7.08	10.63	19.13	21.25	24.79	13.09	5.4
37.19	27.50	6.51	9.76	17.57	19.53	22.78	12.14	4.5
43.59	27.50	5.55	8.33	14.99	16.66	19.43	10.35	3.0

Având în vedere faptul că au fost identificate experimental un număr de 152 de adâncimi de carbonatare x_{exp} corespunzătoare betoanelor în a căror compoziție s-a folosit tipul de ciment *IIA – S32,5 R / [PA 35]* pentru care este valabil coeficientul c de 1,2 , coeficient care intervine în formula de calcul a adâncimii de carbonatare, am considerat că studiile pe cele 11 variante selectate nu sunt suficiente pentru stabilirea valorilor numerice ale coeficientului d .Din acest motiv am realizat și o analiză probabilistică în vederea stabilirii coeficientului d .

6.2.1. Metoda regresiei liniare

S-au calculat valorile coeficientului d pentru 152 de adâncimi de carbonatare identificate experimental x_{exp} funcție de tipul de beton și timp.

Valorile numerice ale coeficientului d sunt funcție atât de rezistența betonului R_b cât și de concentrația de CO_2 .

Una din modalitățile de identificare a valorilor numerice pentru coeficientul d a fost realizarea unei regresii liniare a tuturor valorilor obținute. Regresia s-a făcut separat pentru fiecare concentrație a CO_2 . Pentru calculul coeficientului d s-a folosit formula:

$$d = \frac{X_{\text{exp}} \cdot R_b}{150 \cdot c \cdot k \cdot \sqrt{t}} \quad (6.7)$$

În tabelele 6.26 – 6.27 sunt valorile calculate ale coeficientului d pentru cele 152 de adâncimi de carbonatare determinate experimental iar în figurile 6.23- 6.28 sunt reprezentate regresiiile liniare pentru cele 6 concentrații de CO_2 studiate.

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Tabelul 6.26. Valorile coeficientului d pentru concentrațiile CO₂: 0,07%;0,10%; 0,15%

0.07 %		0.10 %		0.15 %	
Rb [N/mm ²]	d	Rb [N/mm ²]	d	Rb [N/mm ²]	d
21.14	0.85	21.14	0.28	21.14	0.32
27.58	2.59	49.61	0.64	21.14	0.89
21.14	1.37	21.14	1.21	21.14	0.28
27.58	2.5	27.58	0.31	27.58	0.37
21.14	1.69	49.61	0.57	38.81	0.52
27.58	2.2	21.14	1.64	21.14	0.27
49.61	0.57	27.58	0.92	49.61	0.64
21.14	1.64	49.61	1.65	21.14	1.21
27.58	2.15	21.14	2.02	49.61	0.57
38.81	0.43	27.58	1.2	21.14	1.64
49.61	0.55	38.81	1.69	27.58	2.15
21.14	2.02	49.61	3.88	38.81	1.29
27.58	0.24			49.61	1.65
38.81	2.36			21.14	2.02
49.61	1.29			27.58	2.64
				38.81	3.71
				49.61	4.75

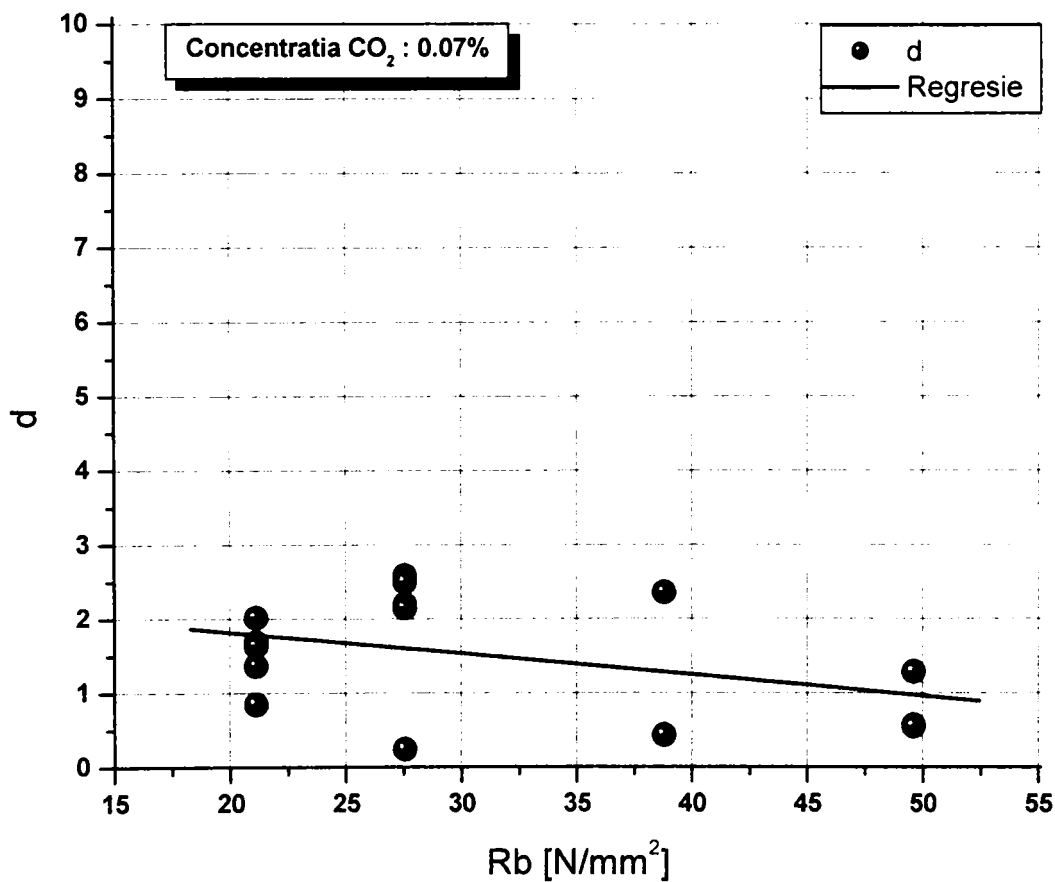


Figura 6.23. Regresie liniară pentru CO₂ 0.07%

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

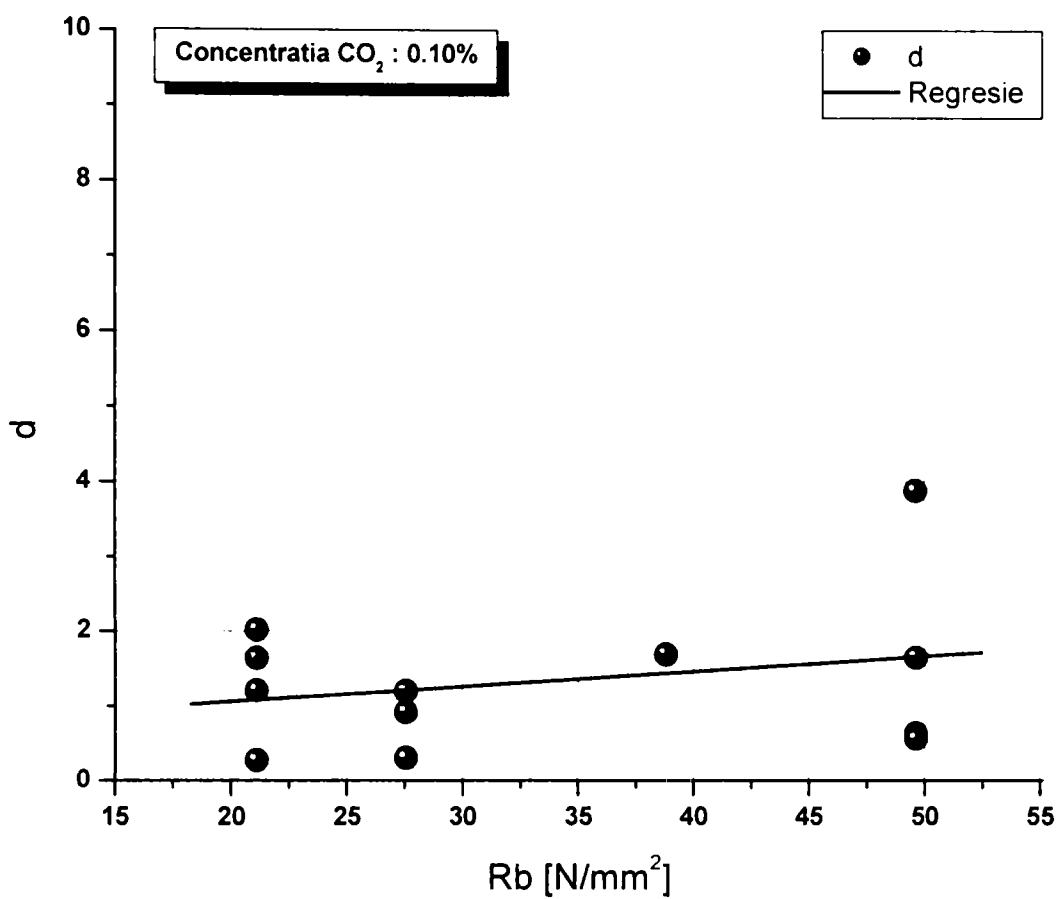


Figura 6.24. Regresie liniară pentru CO₂ 0.10%

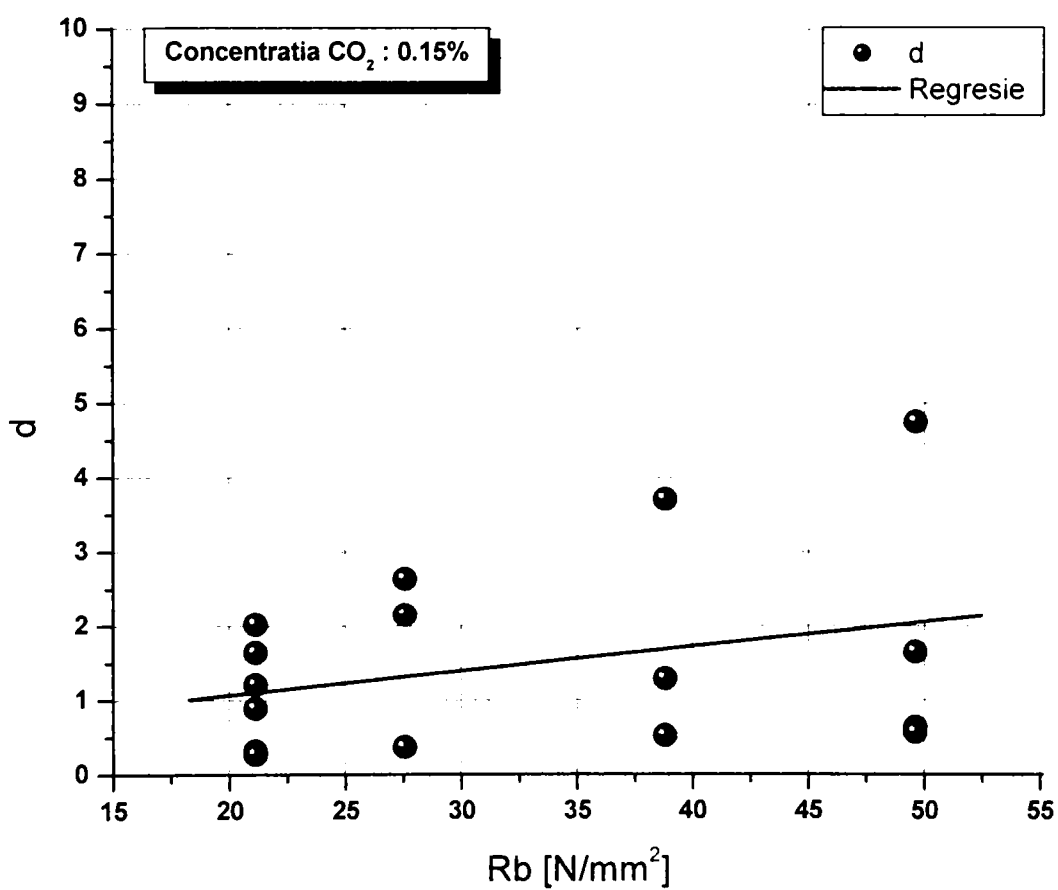


Figura 6.25. Regresie liniară pentru CO₂ 0.15 %

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Tabelul 6.27. Valorile coeficientului d pentru concentrațiile CO₂:5%;25%;50%

5 %		25 %		50 %	
Rb [N/mm ²]	d	Rb [N/mm ²]	d	Rb [N/mm ²]	d
10	0.839	10	0.28	10	1.399
10	1.211	22.68	1.903	22.68	3.172
22.68	0.549	43.59	3.658	34.17	2.867
34.17	0.828	10	1.211	37.19	3.121
37.19	0.901	22.68	1.648	43.59	3.658
43.59	1.056	34.17	0.828	10	1.211
10	0.65	37.19	0.901	22.68	2.747
22.68	1.474	43.59	1.056	34.17	4.138
10	1.78	10	0.217	37.19	2.703
22.68	4.037	37.19	0.806	43.59	3.168
34.17	4.731	43.59	0.944	10	1.517
37.19	6.62	10	2.176	22.68	2.457
43.59	4.311	22.68	2.243	34.17	0.74
10	0.916	34.17	6.082	37.19	0.806
22.68	1.246	37.19	2.207	10	2.176
34.17	1.877	43.59	4.311	22.68	2.243
37.19	0.681	10	2.014	34.17	6.082
43.59	0.798	22.68	4.568	37.19	3.678
10	1.453	34.17	6.882	43.59	7.759
22.68	1.831	37.19	4.767	10	2.014
34.17	1.655	43.59	3.991	22.68	4.568
37.19	1.802	10	0.807	34.17	6.882
43.59	0.704	22.68	1.099	37.19	7.491
10	1.685	34.17	0.552	43.59	8.78
22.68	3.822	37.19	0.601	10	1.776
34.17	5.758	43.59	0.704	22.68	1.831
37.19	5.128	10	1.685	34.17	1.655
43.59	6.01	22.68	3.822	37.19	3.003
10	1.136	34.17	5.758	43.59	0.704
22.68	2.577	37.19	6.267	10	1.685
34.17	3.882	43.59	6.01	22.68	3.822
37.19	4.225	10	1.136	34.17	5.758
43.59	4.952	22.68	2.577	37.19	5.128
		34.17	3.882	43.59	3.339
		37.19	4.225	10	1.136
		43.59	4.952	22.68	2.577
				34.17	3.882
				37.19	4.225
				43.59	4.952

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

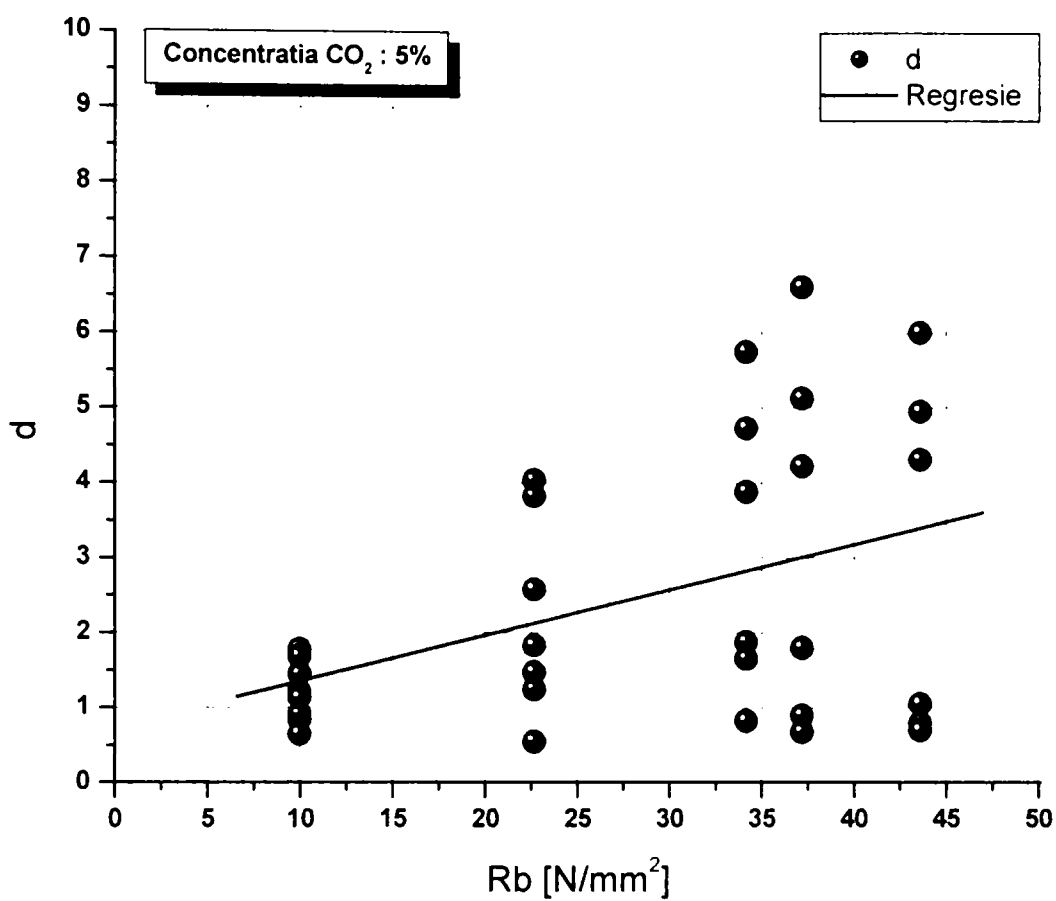


Figura 6.26. Regresie liniară pentru CO₂ 5 %

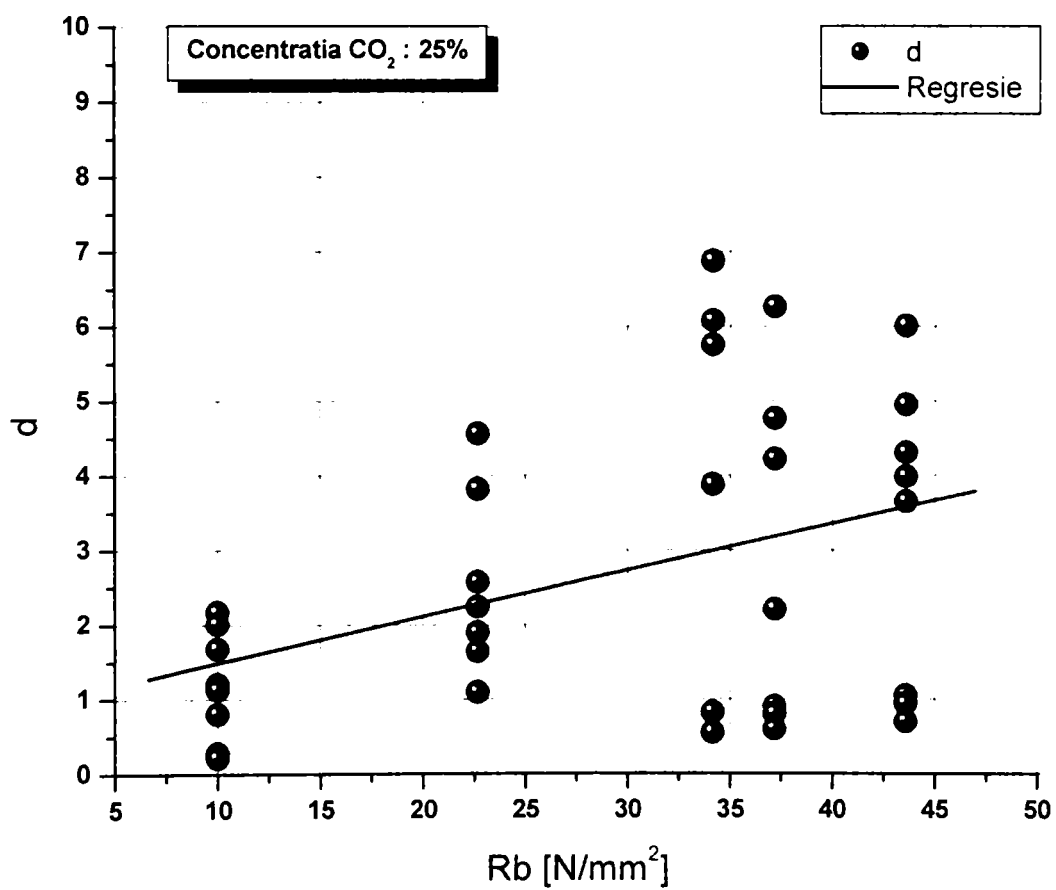


Figura 6.27. Regresie liniară pentru CO₂ 25 %

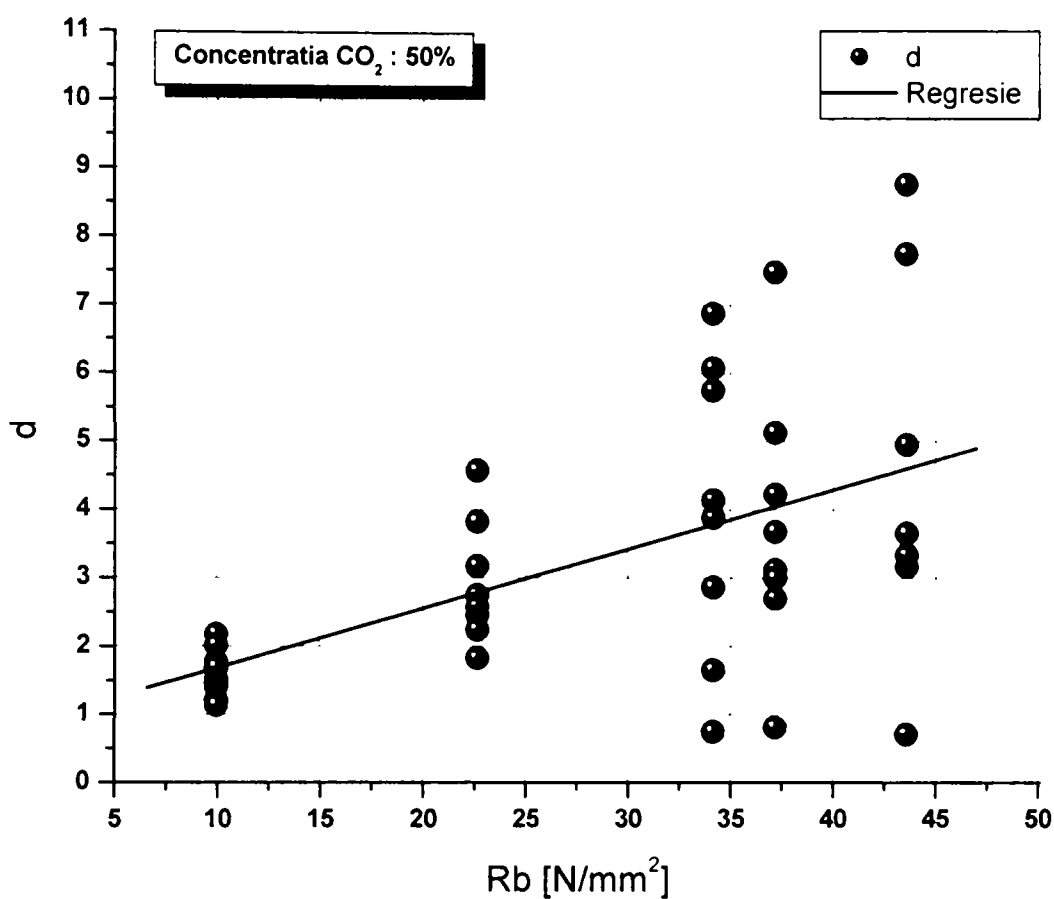


Figura 6. 28. Regresie liniară pentru CO₂ 50 %

Valorile matematice ale regresiilor prezentate mai sus sunt :

$$d_{0,07} = 2,39167 - 0,02856 \cdot R_b \quad (6.8)$$

$$d_{0,10} = 0,65096 + 0,02027 \cdot R_b \quad (6.9)$$

$$d_{0,15} = 0,41014 + 0,0329 \cdot R_b \quad (6.10)$$

$$d_5 = 0,74316 + 0,06096 \cdot R_b \quad (6.11)$$

$$d_{25} = 0,86777 + 0,06224 \cdot R_b \quad (6.12)$$

$$d_{50} = 0,81158 + 0,08701 \cdot R_b \quad (6.13)$$

6.2.2. Formulele de calcul stabilite pentru coeficientul d

Dreptele de regresie pentru determinarea valorilor numerice ale coeficientului d au fost obținute luând în considerare ca și variabilă rezistența betonului la compresiune R_b , dar un alt parametru important influențează valoarea acestui coeficient și anume concentrația CO₂.

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Având în vedere datele experimentale s-a analizat posibilitatea exprimării coeficientului d atât funcție de rezistența betonului R_b cât și funcție de CO_2 .

Din datele experimentale obținute s-a constatat că odată cu creșterea concentrației de CO_2 crește și gradul de carbonatare a betonului dar nu proporțional.

O explicație posibilă ar fi dată de faptul că procesele ce au loc în medii eterogene, așa cum este carbonatarea, nu prezintă o proporționalitate directă între concentrația reactantului (CO_2) și viteza de desfășurare a sa. Astfel într-un timp t , reacția nu se poate produce indiferent de gradul de concentrație a reactantului.

Acesta este motivul pentru care s-au propus două formule de calcul a coeficientului d , coeficient ce ține cont de concentrația de CO_2 în formula de calcul a adâncimii medii de carbonatare x :

$$d = 0,5 + 0,02 \cdot R_b + 200 \cdot C_{CO_2} \quad (6.14)$$

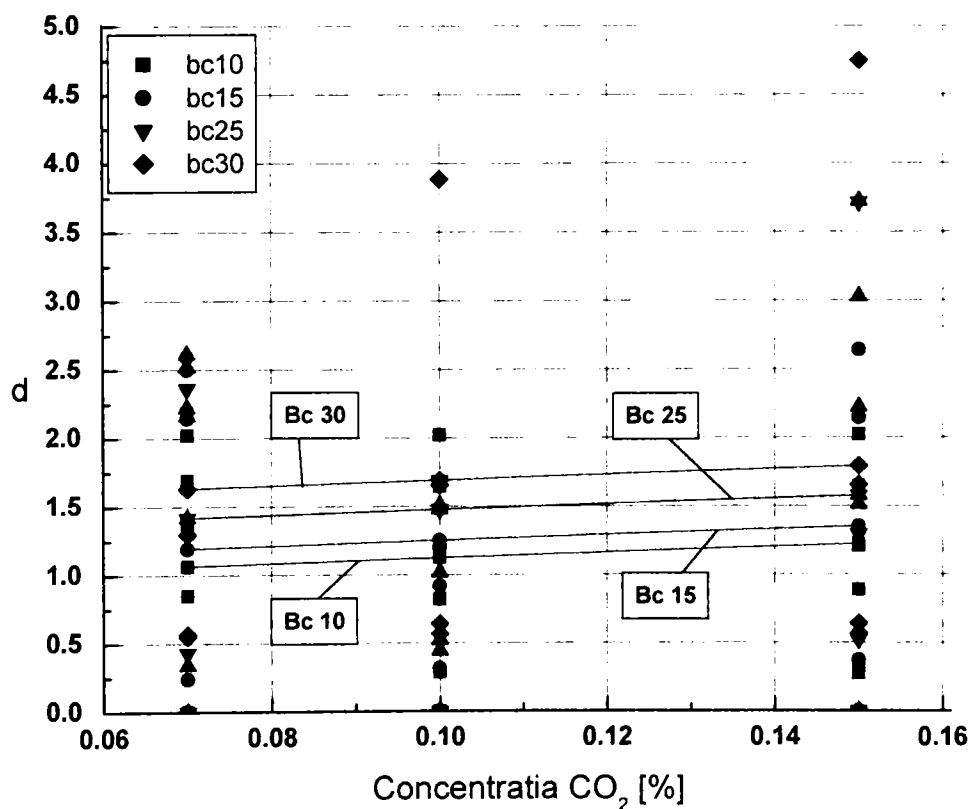
$$d = 0,5 + 0,06 \cdot R_b + 2 \cdot C_{CO_2} \quad (6.15)$$

unde: R_b – rezistența betonului la compresiune (N/mm^2)

C_{CO_2} – concentrația de dioxid de carbon CO_2 în concentrații absolute

Formula 6.14 se aplică la concentrații ale CO_2 mai mici de 1% iar formula 6.15 se referă la concentrații CO_2 mai mari de 1%.

Pentru această analiză au fost trasate diagramele din figurile 6.29 – 6.33 valorile fiind prezentate în tabelele 6.28 – 6.31



PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Tabelul 6.28. Valorile coeficientului d pentru concentrațiile CO_2 : 0.07%; 0.10%; 0.15%

Concentrația CO_2 [%]	Timp [zile]	d teoretic				d calculate			
		$d = \frac{x_{\text{exp}} \cdot R_b}{150 \cdot c \cdot k \cdot \sqrt{t}}$				$d = 0,5 + 0,02 \cdot R_b + 200 \cdot C_{\text{CO}_2}$			
		Bc 10	Bc 15	Bc 25	Bc 30	Bc 10	Bc 15	Bc 25	Bc 30
0.07	300	0	0	0	0	1.063	1.192	1.416	1.632
	360	0	0	0	0				
	390	0.852	2.594	0	0				
	420	1.369	2.5	0	0				
	540	1.69	2.204	0	0.566				
	570	1.645	2.146	0.431	0.551				
	930	2.023	0.24	2.364	1.295				
0.1	300	0	0	0	0	1.123	1.252	1.476	1.692
	360	0	0	0	0				
	390	0.284	0	0	0				
	420	0.821	0	0	0.642				
	540	1.207	0.315	0	0.566				
	570	1.645	0.92	0	1.654				
	930	2.023	1.2	1.688	3.885				
0.15	300	0.324	0	0	0	1.223	1.352	1.576	1.792
	360	0.887	0	0	0				
	390	0.284	0.371	0.521	0				
	420	0.274	0	0	0.642				
	540	1.207	0	0	0.566				
	570	1.645	2.146	1.294	1.654				
	930	2.023	2.64	3.715	4.748				

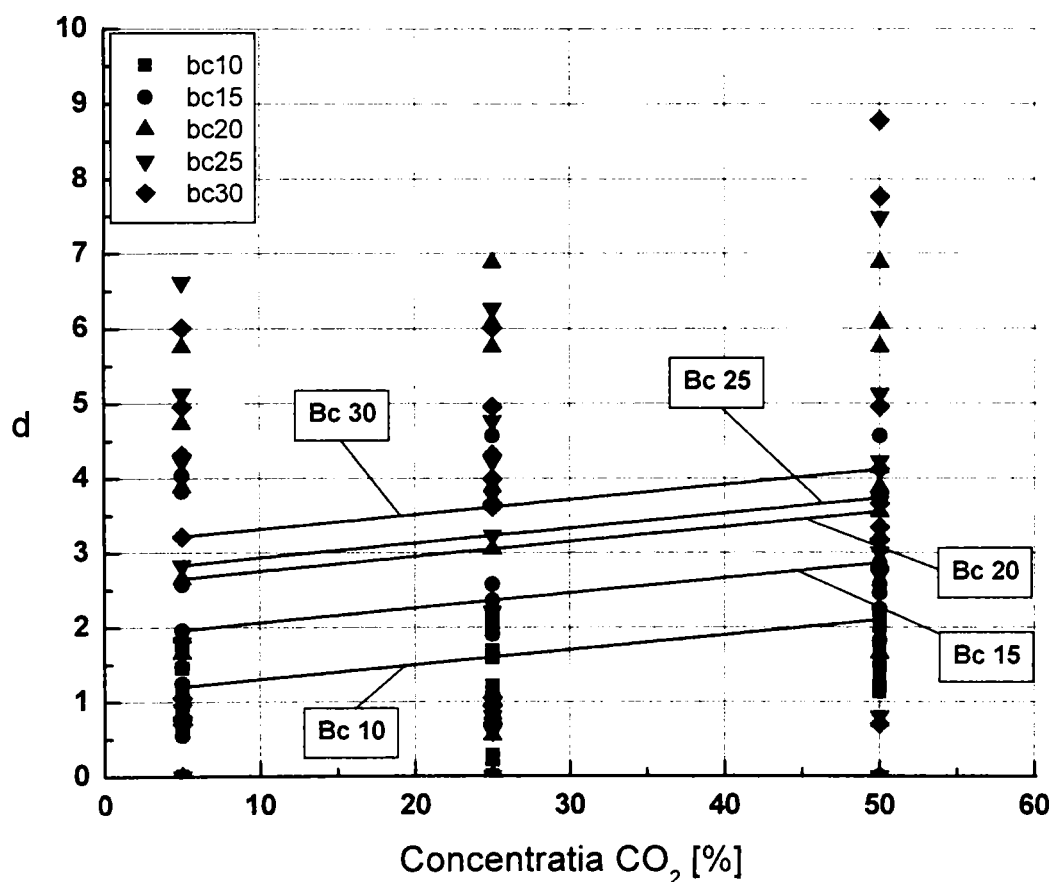


Figura 6.30. Variația coeficientului d funcție de concentrația de CO_2

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Tabelul 6.29. Valorile coeficientului d pentru concentrațiile CO_2 : 5%; 25%; 50%

Concentrația CO_2 [%]	Timp [zile]	d theoretic $d = \frac{x_{exp} \cdot R_b}{150 \cdot c \cdot k \cdot \sqrt{t}}$					d calculate $d = 0,5 + 0,06 \cdot R_b + 2 \cdot C_{CO_2}$				
		Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
		5	30	0	0	0	0	0	1.2	1.961	2.65
60	0.839		0	0	0	0					
90	1.211		0.549	0.828	0.901	1.056					
120	0.65		1.474	0	0	0					
150	1.78		4.037	4.731	6.62	4.311					
180	0.916		1.246	1.877	0.681	0.798					
240	1.453		1.831	1.655	1.802	0.704					
270	1.685		3.822	5.758	5.128	6.01					
600	1.136		2.577	3.882	4.225	4.952					
25	30	0	0	0	0	0	1.6	2.361	3.05	3.231	3.615
	60	0.28	1.903	0	0	3.658					
	90	1.211	1.648	0.828	0.901	1.056					
	120	0.217	0	0	0.806	0.944					
	150	2.176	2.243	6.082	2.207	4.311					
	180	2.014	4.568	6.882	4.767	3.991					
	240	0.807	1.099	0.552	0.601	0.704					
	270	1.685	3.822	5.758	6.267	6.01					
	600	1.136	2.577	3.882	4.225	4.952					
50	30	1.453	0	0	0	0	2.1	2.861	3.55	3.731	4.115
	60	1.399	3.172	2.867	3.121	3.658					
	90	1.211	2.747	4.138	2.703	3.168					
	120	1.517	2.457	0.74	0.806	0					
	150	2.176	2.243	6.082	3.678	7.759					
	180	2.014	4.568	6.882	7.491	8.78					
	240	1.776	1.831	1.655	3.003	0.704					
	270	1.685	3.822	5.758	5.128	3.339					
	600	1.136	2.577	3.882	4.225	4.952					

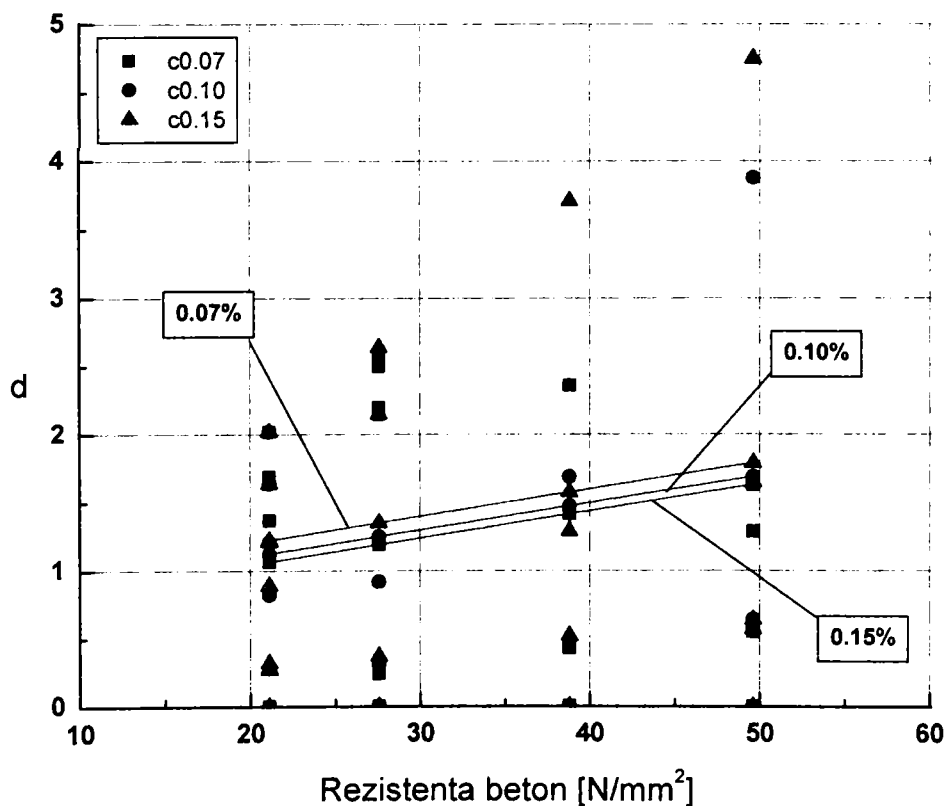


Figura 6.31. Variația coeficientului d funcție de rezistența betonului

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

Tabelul 6.30. Valorile coeficientului d

Rb [N/mm ²]	Timp [zile]	d calculate $d = \frac{x_{exp} \cdot R_b}{150 \cdot c \cdot k \cdot \sqrt{t}}$			d mediu $d = 0,5 + 0,02 \cdot R_b + 200 \cdot C_{CO_2}$		
		0.07%	0.10%	0.15%	0.07%	0.10%	0.15%
21.14	30	0	0	0	1.063	1.123	1.223
	60	0	0	0			
	90	0	0	0			
	300	0	0	0.32			
	360	0	0	0.89			
	390	0.85	0.28	0.28			
	420	1.37	0.82	0.27			
	540	1.69	1.21	1.21			
	570	1.64	1.64	1.64			
	930	2.02	2.02	2.02			
27.58	30	0	0	0	1.192	1.252	1.352
	60	0	0	0			
	90	0	0	0			
	300	0	0	0			
	360	0	0	0			
	390	2.59	0	0.37			
	420	2.5	0	0			
	540	2.2	0.31	0			
	570	2.15	0.92	2.15			
	930	0.24	1.2	2.64			
38.81	30	0	0	0	1.416	1.476	1.576
	60	0	0	0			
	90	0	0	0			
	300	0	0	0			
	360	0	0	0			
	390	0	0	0.52			
	420	0	0	0			
	540	0	0	0			
	570	0.43	0	1.29			
	930	2.36	1.69	3.71			
49.61	30	0	0	0	1.632	1.692	1.792
	60	0	0	0			
	90	0	0	0			
	300	0	0	0			
	360	0	0	0			
	390	0	0	0			
	420	0	0.64	0.64			
	540	0.57	0.57	0.57			
	570	0.55	1.65	1.65			
	930	1.29	3.88	4.75			

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

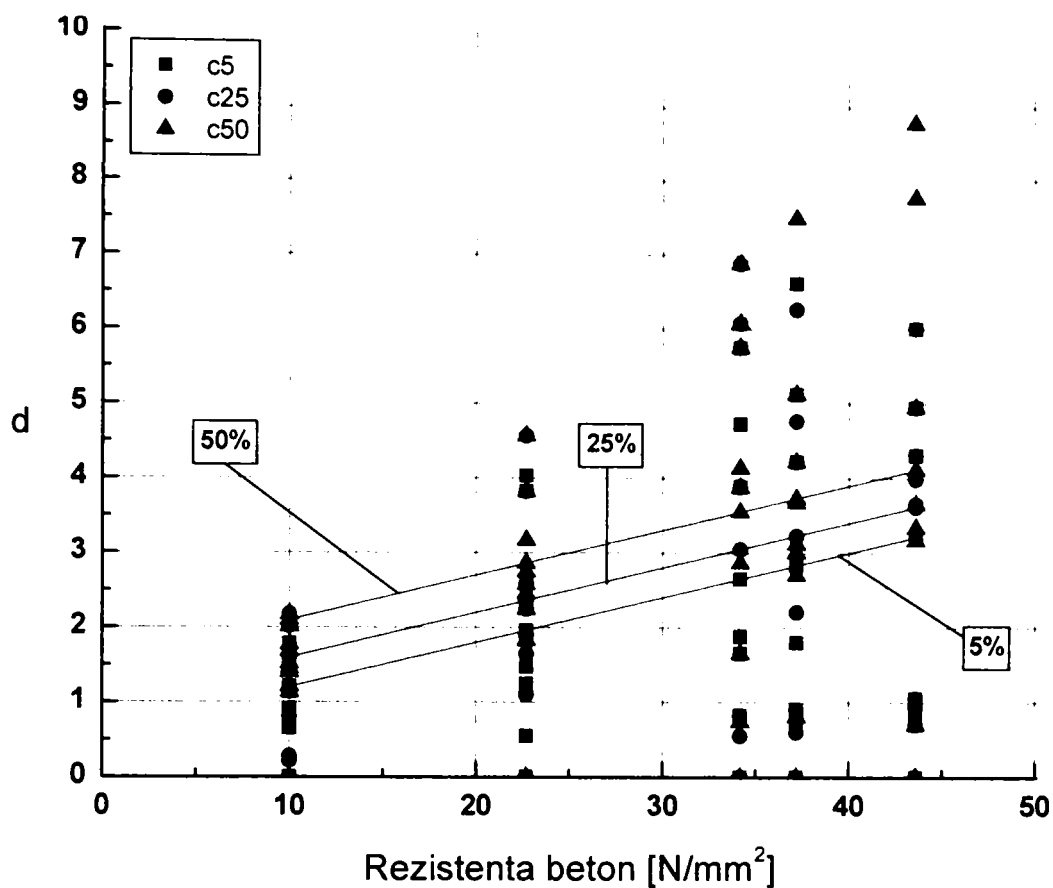


Figura 6.32. Variația coeficientului d funcție de rezistența betonului

Tabelul 6.31. Valorile coeficientului d

Rb [N/mm ²]	Timp [zile]	d calculate $d = \frac{x_{exp} \cdot R_b}{150 \cdot c \cdot k \cdot \sqrt{t}}$			d mediu $d = 0,5 + 0,06 \cdot R_b + 2 \cdot C_{CO_2}$		
		5 %	25 %	50 %	5%	25%	50%
10	30	0	0	1.453	1.2	1.6	2.1
	60	0.839	0.28	1.399			
	90	1.211	1.211	1.211			
	120	0.65	0.217	1.517			
	150	1.78	2.176	2.176			
	180	0.916	2.014	2.014			
	240	1.453	0.807	1.776			
	270	1.685	1.685	1.685			
	600	1.136	1.136	1.136			
22.68	30	0	0	0	1.961	2.361	2.861
	60	0	1.903	3.172			
	90	0.549	1.648	2.747			
	120	1.474	0	2.457			
	150	4.037	2.243	2.243			
	180	1.246	4.568	4.568			
	240	1.831	1.099	1.831			
	270	3.822	3.822	3.822			
	600	2.577	2.577	2.577			
34.17	30	0	0	0	2.65	3.05	3.55
	60	0	0	2.867			
	90	0.828	0.828	4.138			
	120	0	0	0.74			
	150	4.731	6.082	6.082			
	180	1.877	6.882	6.882			
	240	1.655	0.552	1.655			
	270	5.758	5.758	5.758			
	600	3.882	3.882	3.882			

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

R _b [N/mm ²]	Timp [zile]	d calculate $d = \frac{x_{exp} \cdot R_b}{150 \cdot c \cdot k \cdot \sqrt{t}}$			d mediu $d = 0,5 + 0,06 \cdot R_b + 2 \cdot C_{CO_2}$		
		5 %	25 %	50 %	5%	25%	50%
- c o n t i n u a r e -							
37.19	30	0	0	0	2.831	3.231	3.731
	60	0	0	3.121			
	90	0.901	0.901	2.703			
	120	0	0.806	0.806			
	150	6.62	2.207	3.678			
	180	0.681	4.767	7.491			
	240	1.802	0.601	3.003			
	270	5.128	6.267	5.128			
	600	4.225	4.225	4.225			
43.59	30	0	0	0	3.215	3.615	4.115
	60	0	3.658	3.658			
	90	1.056	1.056	3.168			
	120	0	0.944	0			
	150	4.311	4.311	7.759			
	180	0.798	3.991	8.78			
	240	0.704	0.704	0.704			
	270	6.01	6.01	3.339			
	600	4.952	4.952	4.952			

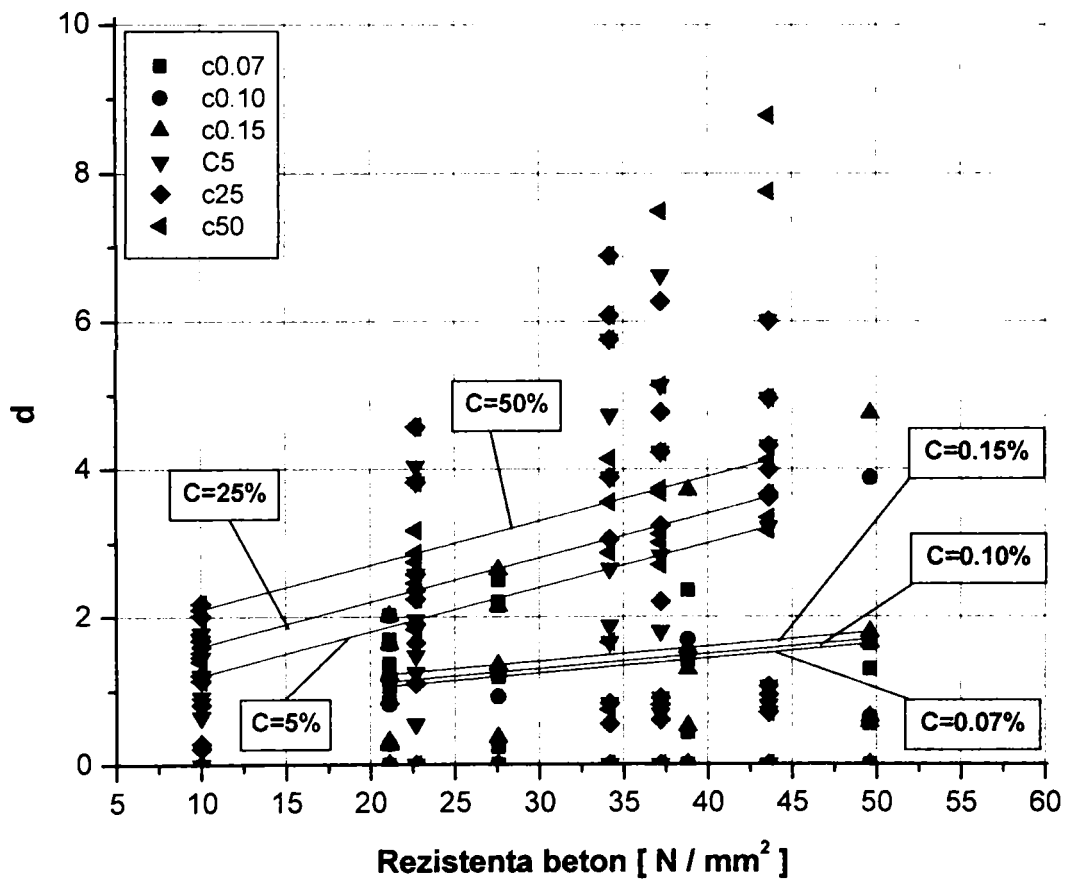


Figura 6.33. Variația coeficientului d funcție de rezistența betonului

Tabelul 6.32. Valorile calculate ale coeficientului d

Tip beton	BC 10 I	BC 15 I	BC 20 I	BC 25 I	BC30 I	BC 10 II	BC 15 II	BC 20 II	BC 25 II	BC30 II
Rb	21.14	27.58	38.91	38.81	49.61	10	22.68	34.17	37.19	43.59
Conc										
0.07%	1.063	1.192	1.418	1.416	1.632					
0.10%	1.123	1.252	1.478	1.476	1.692					
0.15%	1.223	1.352	1.578	1.576	1.792					
5%						1.200	1.961	2.650	2.831	3.215
25%						1.600	2.361	3.050	3.231	3.615
50%						2.100	2.861	3.550	3.731	4.115

Din diagramele prezentate în figurile 6.29 - 6.33 se constată că formulele teoretice popuse pentru calculul coeficientului d (6.14, 6.15) urmăresc variația datelor obținute experimental.

Pentru utilizări practice se propun următoarele valori ale coeficientului d , prezentate în tabelul 6.33

Tabelul 6.33. Valorile coeficientului d propuse pentru utilizări practice

Conc CO ₂	0.03%	0,07%	0.10%	0.15%	5%	25%	50%
d	0.95	1.05	1.10	1.2	1.8	2.2	2.7

6.3. Verificarea vizuală a carbonatării betonului

În scopul punerii în evidență a măsurătorilor efectuate pe întreaga perioadă a experimentărilor, s-a efectuat verificarea vizuală a adâncimii de carbonatare pe câteva epruvete.

În acest scop epruvetele selectate au fost supuse unui test cu fenolftaleină. Acest test a avut următoarele etape:

1) *selectarea epruvetelor* - s-au analizat două epruvete Bc 20, una expusă o perioadă de 930 zile la o concentrație a CO₂ de 0,15% și a doua, expusă o perioadă de 660 de zile la o concentrație a CO₂ de 25 %.

2) *despicarea epruvetei* - s-a facut cu ajutorul mașinii universale de încercări din cadrul laboratorului de Materiale de Construcții (foto 12)

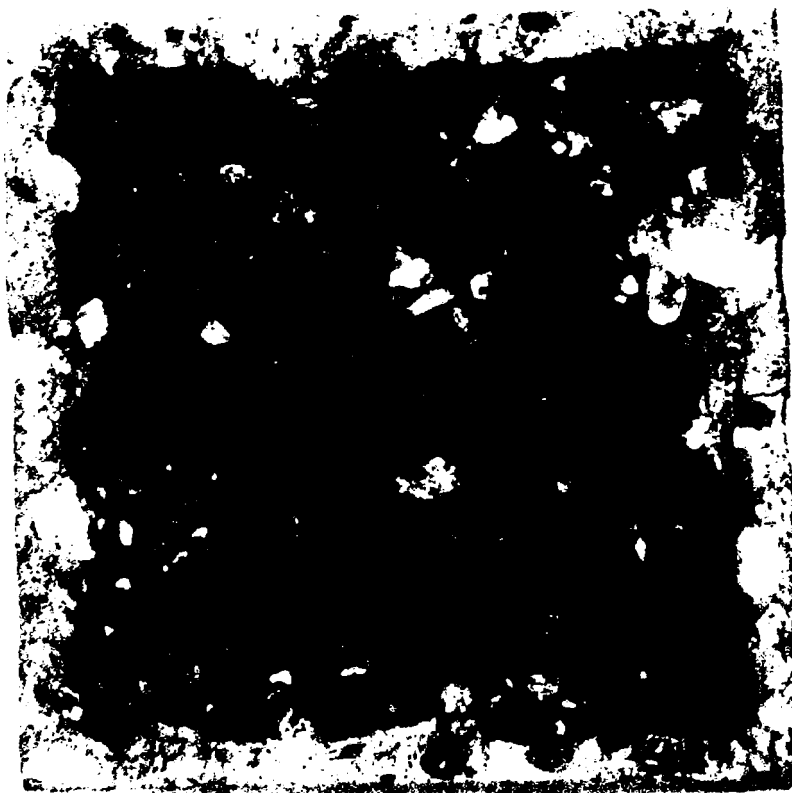
Foto 12. Mașina universală de încercări



3) pe fața proaspăt despăcată a uneia dintre jumătățile epruvetei s-a aplicat o soluție indicator de fenolftaleină în alcool diluat.

4) la scurt timp după efectuarea acestui test s-a putut vizualiza zona carbonată și necarbonată a betonului. Hidroxidul de calciu $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se colorează în trandafiriu (pentru un pH mai mare ca 9,5), iar porțiunea de beton carbonată nu se colorează. (foto 13).

Foto 13. Epruvetă testată cu indicator



Din aceasta verificare se pot trage următoarele concluzii:

- frontul de carbonatare nu este uniform, fapt prezentat și în capitolele 2, 4, motiv pentru care s-a considerat o adâncime medie de carbonatare \bar{x} .
- întregul contur al epruvetei este carbonatat pe adâncimi care variază între:
 - a) 5 mm și 28 mm pentru Bc 20 la o concentrație CO_2 de 0,15 % după 930 zile (foto 14 dreapta)
 - b) 9 mm și 35 mm pentru Bc 20 la o concentrație CO_2 de 25 % după 660 zile (foto 14 stânga)

Foto 14. Epruvete beton carbonatat



- c) aceste valori coincid cu valorile obținute din măsurătorile efectuate prin metoda prezentată în capitolul 4, trecute în anexa 1.
- d) în zonele din care s-au prelevat la anumite perioade de timp prin forare probe pulverulente din beton, se observă o carbonatare facilitată de aceste găuri (foto 15).

Foto 15. Carbonatare în jurul orificiilor de prelevare anterioară a probelor



Aceste teste confirmă concluzia prezentată la punctul 6.2.2., evidențiată în graficele din figurile 6.29 – 6.33 și în formulele 6.14, 6.15, anume că, o dată cu creșterea concentrației de CO_2 , crește și gradul de carbonatare dar nu proporțional.

6.4. Verificarea practică a formulei de calcul a adâncimii de carbonatare a betonului.

Verificarea practică a formulei de calcul a adâncimii medii de carbonatare a betonului s-a făcut într-un contract realizat de INCERC- Timișoara având ca beneficiar compania Hallcrow - Anglia.

Obiectul contractului a fost efectuarea unor determinări complexe privind starea chimică, fizică și mecanică a betoanelor din următoarele obiective ale Stației de Epurare din Timișoara: denisipatoare, stația de pompare și patru decantoare.

Lista cu determinările solicitate de beneficiar a cuprins și adâncimea de carbonatare pentru obiectivele mai sus amintite. Determinările au fost efectuate pe principalele elemente de rezistență ale structurilor studiate.

Adâncimea de carbonatare a fost stabilită experimental prin extragerea de probe de beton cu ajutorul unui burghiu cu diametrul de 10 mm pe adâncimi variabile de 10, 20, 30

PARTEA a II-a. PARTEA EXPERIMENTALĂ

mm. Gradul de carbonatare s-a determinat prin testul cu fenolftaleină pentru stabilirea pH-ului.

Rezistența la compresiune a fost determinată pe cel puțin trei carote extrase din zone specifice și admisibile ale fiecărui obiectiv.

Aprecierea teoretică a adâncimii de carbonatare s-a făcut în conformitate cu modelul teoretic al adâncimii de carbonatare prezentat în capitolul 4.1. unde coeficientul d a fost cel propus în tabelul 6.33.

Valorile experimentale și teoretice ale adâncimii de carbonatare obținute sunt prezentate în tabelul 6.34.

Tabel 6.34. Valori experimentale și teoretice ale adâncimii de carbonatare

Structura	Elementul		Experimental [mm]	Teoretic [mm]
Denisipator	1 - 2	Min	10	11,68
		Max	30	15,67
	3 - 4	Min	0	6,79
		Max	20	11,20
Stația de pompare	Din exterior	Min	0	10,63
		Max	30	20,12
	Din interior - planșeu cota 4.0 m	Max	30	26,73
Decantoare	Decantor 1-3	Min	0	1,52
		Max	10	6,32
	Decantor 4	Min	0	4,95
		Max	20	9,62

Au fost calculate două valori, una minimă pentru care s-a luat valoarea maximă a rezistenței la compresiune pe elementul studiat și una maximă, cu valoarea minimă a rezistenței.

Prin compararea valorilor experimentale cu cele teoretice se constată valori apropiate, motiv pentru care considerăm că formula de calcul a adâncimii de carbonatare are aplicabilitate practică.

Partea a III-a. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII ORIGINALE

CAPITOLUL 7.

CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII ORIGINALE

7.1. CONCLUZII

Din datele numerice obținute în urma programului experimental care a avut ca scop definirea formulei pentru calculul adâncimii medii de carbonatare se pot stabili atât concluzii cu caracter teoretic cât și recomandări practice.

Influența timpului asupra carbonatării. Se poate aprecia că influența timpului, măsurat în ani, confirmă legea lui Fick folosită de marea majoritate a cercetătorilor din domeniu.

Din datele obținute experimental prezentate în teză în capitolul 5 și reprezentate în graficele din figurile 5.1 - 5.31, se constată tendința generală de scădere în timp a valorii pH-ului și implicit creșterea adâncimii de carbonatare a betonului. Unele perturbări constatate sunt datorate atât condițiilor experimentale cât și a timpului îndelungat de derulare a experimentului – 930 zile.

Clasa betonului a fost un alt parametru luat în studiu în programul experimental. Rezultatele determinărilor experimentale sunt prezentate în figurile 5.31- 5.66 din capitolul 5 precum și în anexa 1.

Adâncimile de carbonatare determinate experimental au fost comparate cu adâncimile de carbonatare calculate teoretic, folosindu-se formulele propuse în capitolul 6 ale C.Bob (6.1) Parrott (6.5) și Duval (6.6). Toate cele trei formule iau în considerare rezistența betonului la compresiune, R_b , pentru calculul adâncimii de carbonatare. Studiul comparativ a fost prezentat în graficele din figurile 6.1 – 6.11.

Din aceste grafice se pot sublinia următoarele idei:

- la creșterea clasei betonului se constată o scădere a adâncimii de carbonatare indiferent de valoarea celorlalți parametri analizați.

- în teză au fost exprimate în mod teoretic mai multe variante de considerare a rezistenței betonului R_b pentru formula C. Bob (6.1). Din analiza graficelor prezentate în figurile 6.1 - 6.11 se constată că formula inițială (6.1) de calcul a adâncimii de carbonatare care folosește R_b la numitor este cea mai apropiată de valorile experimentale.

Concentrația CO_2 . Principalul scop al efectuării programului experimental a fost determinarea adâncimii de carbonatare pentru concentrații diferite ale CO_2 .

Din datele prezentate în teză se pot trage următoarele concluzii:

- s-a constatat experimental ca odată cu creșterea concentrației de CO_2 crește și gradul de carbonatare dar nu direct proporțional. Creșterea de sute de ori a concentrației de CO_2 față de valorile practice și uzuale nu a provocat o carbonatare mai pronunțată în condițiile testelor accelerate de carbonatare.

- din graficele prezentate în figurile 5.101- 5.134 se poate observa că nu există o variație semnificativă a pH-ului la creșterea concentrației de CO_2 .

Acest lucru este evidențiat și în graficele prezentate în figurile 6.23- 6.28 unde valorile coeficientului d nu cresc semnificativ la o sporire a concentrație de CO_2 de sute de ori.

- coeficientul d de influență a concentrației CO_2 asupra adâncimii de carbonatare a fost exprimat în premieră funcție atât de concentrația de CO_2 cât și de rezistența betonului. În figurile 6.29- 6.33 sunt redate aceste variații. Se constată că au fost obținute drepte de regresie diferențiate pe cele două tipuri de concentrații ale CO_2 : până la 0,15% și între 5 și 50% .

- prin prelucrarea datelor experimentale au fost propuse următoarele ecuații ale dreptelor de regresie:

$$d = 0,5 + 0,02 \cdot R_b + 200 \cdot C_{CO_2} \text{ la concentrații ale } CO_2 \text{ 5 - 50\%}$$

$$d = 0,5 + 0,06 \cdot R_b + 2 \cdot C_{CO_2} \text{ la concentrații ale } CO_2 \text{ 0 - 0.15\%}$$

Pentru utilizări practice se propun următoarele valori pentru coeficientul d :

Valorile coeficientului d propuse pentru utilizări practice

Conc CO_2	0.03%	0,07%	0.10%	0.15%	5%	25%	50%
d	0.95	1.05	1.10	1.2	1.8	2.2	2.7

7.2. CONTRIBUȚII ORIGINALE

- Sinteza stadiului cunoașterii în domeniul durabilității, a coroziunii armăturilor și a carbonatării betonului.
- Realizarea unui program experimental extins privind carbonatarea betonului.
- Contribuții la realizarea unei instalații de carbonatare accelerată a betonului.
- Analiza diferențiată a unor parametri de influență a carbonatării betonului.
- Prezentarea și verificarea carbonatării betonului pe epruvetele menținute în instalația de carbonatare accelerată 930 de zile
- Stabilirea unui model teoretic de influență a concentrației CO_2 asupra carbonatării betonului.
- Propunerea unor valori practice de luare în considerare a concentrației CO_2 asupra carbonatării betonului.
- Analiza experimentală, pentru unele obiective de la stația de epurare - Timișoara, a relației teoretice de carbonatare a betonului.
- Publicarea a trei articole cu rezultatele teoretice și experimentale obținute în decursul elaborării tezei de doctorat.

BIBLIOGRAFIE

1. L. J. Vicat. *A practical and scientific treatise on calcareous mortars and cements, artificial and natural*. Translation by J. J. Smith. American Concrete Institute, SP-52, 1976.
2. C. Bob. *Verificarea calității, siguranței și durabilității construcțiilor*. Editura Facla, Timișoara, 1989.
3. RILEM. *Long-term Observation of Concrete Structures*. Sept, 1984, Budapest, vol. I, II, III.
4. G. Fagerlund. *Service life of structures, General report session 2.3*. Quality Control of Concrete Structures, June, 1979, Stockholm.
5. C. Bob. *Unele considerații privind durabilitatea structurilor din beton armat*. A XII-a Conferința de betoane, oct. 1984, Iași.
6. A. J. M. Siemes s.a. *Durability of buildings: a reliability analysis*. Heron, Delft University, vol. 30, no. 3, 1985.
7. PROPERTY SERVICES AGENCY. *Quality assurance*. HMSO, 1987.
8. NATIONAL AUDIT OFFICE. *Quality control of road and bridge construction*. HMSO, Dec, 1987.
9. J. D. Dewar. *Concrete durability: Specifying more simply and surely by strength*. Concrete, vol. 15, no. 2, Feb, 1982.
10. R. K. Dhir, M. R. Jones, J. W. Green. *Protection of structural concrete*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
11. R. D. Browne. *Durability of reinforced concrete structures*. Pacific Concrete Conference, vol. 3, 1988.
12. E. J. Wallbank. *The performance of concrete bridges*. Report by G. Maunsel and Partners for Department of Transport, HMSO, 1988.
13. H. Rose, G. M. Anderson. *Some practical aspects of concrete investigations in the South East Gulf region*. 1st International Conference on Deterioration and Repair of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf, vol. 1, Oct., 1985.
14. CIRIA. *Guide to concrete construction on the Gulf region*. CIRIA Special Publication 31, 1984.
15. B. Mather. *How to make concrete durable*. Construction Specifier, vol. 42, Jan, 1989.

16. M. Leeming. *Surface treatments for the protection of concrete*. Protection of Concrete, Sept. 1990, Dundee.
17. K. Tuuti. *Service life of structures with regard to corrosion of embedded steel*. Quality Control of Concrete Structures, June, 1979, Stockholm.
18. CEB. *Working Guide for Durable Concrete Structures*, Part. 1, München, si Durability of Concrete Structures, Copenhagen, 1983.
19. Research Group of Durability - R. P. Chineza. *Observations on reinforced concrete structures under long-term service and relevant experiments*. RILEM, Testing In-Situ of Concrete Structures, Sept, 1987, Budapest.
20. K. F. Müller. *The possibility of evolving a theory for predicting the service life of reinforced concrete structures*. RILEM, Long-term Observation of Concrete Structures. Sept, 1984, Budapest, vol. I, II, III.
21. J. Medgyesi s.a. *L'effect de la carbonisation sur la durabilité des structures en beton armé*. RILEM, Long-term Observation of Concrete Structures. Sept, 1984, Budapest, vol., II, III.
22. RILEM. Testing in situ of concrete structures. Sept, 1987, Budapest.
23. RILEM. *Quality control of concrete structures*. June, 1979, Stockholm.
24. Association Française pour la Construction, Symposium PARIS-VERSAILLES, sept, 1987.
25. N. Kashino. *A durability investigation of existing buildings*. Testing in-situ of concrete structures. Sept, 1987, Budapest.
26. I. Biczok. *Coroziunea si protecția betonului*. Editura Tehnică, București, 1965.
27. I. Teoreanu s.a. *Durabilitatea betonului*. Editura Tehnică, București, 1982.
28. A. N. Neville. *Proprietățile betonului*. Editura Tehnică, București, 1979.
29. BRITISH STANDARD INSTITUTION. *BS 8110 Testing Concrete. Part 5: Methods for testing hardened concrete for other than strength, 1970. Part 122: Method for determination of water absorbtion*, 1983.
30. R. K. Dhir, M. R. Jones, J. G. L. Munday. *A practical approach to studying carbonation of concrete*. Concrete, Oct, 1985.
31. R. K. Dhir, P. C. Hewlett, Y. N. Chan. *Near-surface characteristics of concrete: Assesments and developing of in-situ methods*. Magazine of Concrete Research, vol. 39, no. 141, Dec, 1987.
32. R. K. Dhir, M. R. Jones, H. E. H. Ahmed, A. M. G. Seneviratne. *Rapid estimation of coefficient at chloride diffusion*. Magazine of Concrete Research, 1990.
33. R. K. Dhir, J. G. L. Munday, Ho Ny, K. W. Tham. *Pfa in structural precast concrete: Measurement of permeability*. Concrete, vol. 20, no. 12, Dec, 1986.

34. R. K. Dhir, P. C. Hewlett, Y. N. Chan. *Near-surface characteristics of concrete: Intrinsic permeability*. Magazine of Concrete Research, vol. 41, no. 147, June, 1989.
35. L. J. Parrott. *Carbonation, corrosion and standardization*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
36. T. P. Ganesan, P. Kaluanasundaram, R. Ambalavanan, S. K. Sharma. *Investigation of deterioration of concrete in a chemical plant*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
37. T. Oshiro, S. Takinawa. *A field study of durability of RC buildings exposed to a marine environment*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
38. H. Seki, K. Fujii. *Protection against corrosion of reinforcing bars using high-strength concrete*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
39. R. D. Browne. *Degradation of concrete structures and the extent of the problem*. Cathodic Protection of Concrete Structures, Institution of Structural Engineers, London, 1988.
40. STAS 10107/0-90. *Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat*.
41. BRITISH STANDARD INSTITUTION. *BS 8110 Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction*. 1985.
42. *EUROCODE No. 2. Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings*. Final Draft, 1989.
43. *ENV 206. Concrete-Performance, Production, Placing and Compliance Criteria*. Final Draft, 1989.
44. R. N. Swamy, S. Takinawa. *Surface coatings to preserve concrete durability*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
45. L. P. McGill M. Humpage. *Prolonging the life of reinforced concrete structures by surface treatment*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
46. C. Avram, C. Bob. *Noi tipuri de betoane speciale*. Editura Tehnică, București, 1980.
47. M. Yasui, M. Fukushima. *Performance of high-build coating materials for concrete structures for preventing corrosion damage*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
48. J. Larralde. *Bond stress-slip behaviour of class C FRP rebars*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
49. CONCRETE SOCIETY Technical Report no. 36. *Cathodic protection of reinforced concrete*. 1989.
50. C. R. Ecob, E. S. King. *Aggressive underground environments: factors affecting durability of structures and specification of appropriate protective systems*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.

51. T. Kamijoh. *Repair of salt-damaged concrete structures*. Protection of Concrete, Sept,1990, Dundee.
52. C. Bob. *The model of corrosion of the reinforcement in concret*.Proceeding of the Symposium ICCPDC, Timisoara,1986
53. C. Bob. *Some aspects concerning corrosion of reinforced* Proceedinngs of the International Conference "The Protection of Concrete",Dundee,Sept.1990
54. C. Bob, *Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures,Rehabilitation and Protection*,Eand FN SPON,London,1996
55. CEB,*Working guide for durable concrete structures*,Part 1, Munchen,and *Durability of concrete structures*,Copenhagen,1983
56. D. Novak,Z.Kersner,B.Tepby,*Prediction of structure deterioration based on the Boyesion updating.4-th International Symposium on Cooling ower, Kaiserslautern,May,1996.*
57. H.Hilsdorf:*Durability of concrete-a measurable quantity*,Proceedings of the IABSE Symposium "Durability of structurees",Lisabon,1989.
58. R. Ghanem, G. and Spanos, *Stochastic finite elements:A spectral approach*,Springer Verlag,New-York,1991.
59. Z.Kersner, B.Tepby,D.Novak,*Uncertointy in service life prediction based on carbonation of concrete*,Eand F.N.Spon, London,1996, Durability of Building Materials and Components.
60. M.Jones, R.McCartny,J.andR.K.Dhir, *Chloride resistant concrete* Proceedings of the International Conference "Concrete 2000",Dundee,Sept.1993,E and F.N. Spon.
61. L.Parrott, *Effects of curing and cement rype on the performance of cover concrete* Proceedings of the International Conference "Concrete 2000", Dundee,Sept.1993, E. and F.N.Spon.
62. K.Tuutti *Effect of cement type and different additions on service life*.Proceedings of the International Conference"Concrete2000",Dundee,Sept.1993,E.and F.N.Spon.
63. V.G.Papadakis, *Matemathical Modelning of Chloride effect on concrete durability and protection measures,Concrete Repair,Rehabilitation and Protection*,E and F.N.Spon, London,1996.
64. A.J.M. Simens, *Durability of buldings:a reability analysis*.Heron, Delft University, Vol. 30, No.3, 1985.
65. Research Group on Durability-R.P. Chineza- *Observations on reinforced concrete structures under long-term service and relevant experiments.*

66. K.F.Muler. *The possibility of evolving a theory for predicting the service life of reinforced concrete structures.*
67. F.K.Kong. *Handbook of structural concrete.* Mc.Graw-Hill Book Company, 1983.
68. ***CEB-Working Guide for Durable Concrete Structures, Part.1, Munchen, B.R.D. and Durability of Concrete Structures, Copenhagen, 1983.
69. J. Parrott. *A review of carbonation in reinforced concrete.* Cement and Concrete Association, Ed. Wrexham Springs, Slough, July, 1987.
70. R. Duval. *La durabilite des aramatures et du beton d'enrobage.* La Durabilite des Betons, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, 1992.
71. P.Schubert and K.Wesche. Einfluss der Karbonatisierung auf die Eigenschaften von Zementmorteln, *Research Report No. F 16*, Nov.1974).
72. Th. A. Bier, Influence of type of cement and curing on carbonation progress and pore structure of hydrated cement paste , *Materials Research Society Symposium*, 85, 1987
73. V.G. Papadikis, M.N. Fardis and C.G. Vayenas, Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation, *Materials and Structures*, 25, No. 149, (1992).
74. A.M. Neville, *Proprietățile Betonului*, Ediția a 4-a Editura Tehnică București 2003
75. R.J. Currie, Carbonation depths in structural-quality concrete. *Building Research Establishment Report*, (Watford, U.K., 1986).
76. H.-J. Wierig, Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure, *RILEM Symposium on Durability of Concrete under normal Outdoor Exposure*, Hanover, 1984
77. M. Ben. Bassat, P.J. Nixon and J. Hardcastle, The effect of differences in the composition of Portland cement on the properties of hardened concrete, *Mag. Concr. Res.* 42, 1990 .
78. M.D.A. Thomas and J.D. Matthews, Carbonation of fly ash concrete, *Mag. Concr. Res.*, 44, 1992.
79. G.J. Osborne, Carbonation of blastfurnace slag cement concretes, *Durability of Building Materials*, 4, Amsterdam, 1986 .
80. K. Horiguchi *et al.*, The rate of carbonation in concrete made with blended cement, in *Durability of Concrete*, ACI SP-145, Detroit, Michigan, 1994
81. CUR Report, Fly ash as addition to concrete, *Centre for Civil Engineering Research and Codes*, Report 144, The Netherlands, 1991
82. M.D.A. Thomas *et al.*, A comparison of the properties of OPC, PFA and ggbs concretes in reinforced concrete tank walls of slender section, *Mag. Concr. Res.*, No. 152, 1990

83. K. Horiguchi *et al.*, The rate of carbonation in concrete made with blended cement, in *Durability of Concrete*, Ed. V.M. Malhotra, ACI SP-145 Detroit, Michigan, 1994
84. K. Sakai *et al.*, Properties of granulated blast-furnace slag cement concrete, in *Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*, Vol. 2, Ed. V.M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992
85. J. Virtanen, Field study on the effects of additions on the salt-scaling resistance of concrete, *Nordic Concrete Research*, Publication No.9, (Oslo, Dec. 1990).
86. R.F.M. Bakker, Diffusion within and into concrete, *13 th Annual Convention of the Institute of Concrete Technology*, University of Technology, Loughborough, March 1985
87. ACI 226. 1 R-87, Ground granulated blast-furnace slag as a cementitious constituent in concrete, *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1 : Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994
88. C.L. Page and O. Vennesland, Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fume cement paste, *Materials and Structures*, 16, No. 91, 1983
89. FIP, *Condensed Silica Fume in Concrete, State-of the-art Report*, FIP Commission on Concrete, London, 1988
90. RILEM Recommendations CPC-18, Measurement of hardened concrete carbonation depth, *Materials and Structures*, 21, No. 126, 1988
91. J.J.Schideler, Investigation of the moisture-volume stability of concrete masonry units, *Portl. Cem. Assoc. Development Bull* , D. 3 March 1955 .
92. D.W.S. Ho and R.K. Lewis, The specification of concrete for reinforcement protection-performance criteria and compliance by strength, *Cement and Concrete Research*, no. 4, (1988).
93. Bulletin du Ciment, Determination rapide de la carbonation du beton, *Service de Reserches et Conseils Techniques de l'Industrie Suisse du Ciment*, 56,Switzerland, 1988
94. G.J. Verbeck, Carbonation of hydrated portland cement, *ASTM. Sp. Tech. Publ. No. 205*, 1958
95. Danish Technological Institute – Nordic Innovations Centre Project NI – project 03018 CO₂ Uptake During the Concrete Life Cycle - The CO₂ Balance of Concrete in a Life Cycle Perspective Copenhagen December 2005
96. Ovidiu Abri, Cătălin Badea, Corneliu Bob, Procedeu experimental privind carbonatarea accelerată a betonului – Zilele Academice Ediția a 7-a Mai 2001 , Editura Mirton - Timișoara 2001

97. GRANT ANSTI tip T nr. 6153 GR, Tema A 16, 2001, “ Evaluarea teoretică și experimentală a durabilității structurilor din beton armat” .
98. GRANT MECT tip A nr. 33550 Tema 4, Cod CNCSIS 5, 2004 “ Betoane de înalte performanțe”
- 99 Tănăsie C., Balcu I., Abri O., Urmosi Z. – “*Studiul privind carbonatarea accelerată a betonului. I. Influența concentrațiilor mari de CO₂ asupra proprietăților betoanelor*” - Conferința Națională de Chimie Călimănești-Căciulata, ediția a XXIX-a, 2006, ISBN – 10: 973-750-049-0, ISBN – 13: 978-973-750-049-6, pg. 341

ANEXA 1

Adâncime [mm] Timp [zile]		2.5																		
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600	660	930
0.07%	BC 10	11.57	11.58	11.32	11.63	--	--	--	--	--	--	11.15	11.34	9.03	8.98	9.16	8.93	--	--	9.19
	BC 15	11.57	11.61	11.54	11.67	--	--	--	--	--	--	11.16	11.44	10.28	10.02	10.15	9.96	--	--	10.38
	BC 20	11.57	11.70	11.77	11.68	--	--	--	--	--	--	11.45	11.57	10.13	10.03	9.94	9.84	--	--	10.43
	BC 25	11.57	11.63	11.64	11.63	--	--	--	--	--	--	11.52	11.63	10.72	10.57	10.43	10.26	--	--	10.13
	BC30	11.57	11.80	11.81	11.74	--	--	--	--	--	--	11.57	11.73	10.63	10.47	10.34	10.25	--	--	9.95
0.10%	BC 10	11.57	11.64	11.43	11.59	--	--	--	--	--	--	10.59	10.64	10.40	10.03	10.03	9.91	--	--	9.58
	BC 15	11.57	11.60	11.46	11.49	--	--	--	--	--	--	11.25	11.24	10.62	10.42	10.33	10.51	--	--	10.13
	BC 20	11.57	11.60	11.78	11.67	--	--	--	--	--	--	11.04	11.37	10.31	10.04	10.07	10.93	--	--	10.27
	BC 25	11.57	11.70	11.77	11.61	--	--	--	--	--	--	11.24	11.40	10.86	10.73	10.75	10.50	--	--	10.20
	BC30	11.57	11.44	11.74	11.79	--	--	--	--	--	--	11.33	11.51	10.49	10.31	10.17	10.04	--	--	9.92
0.15%	BC 10	11.57	11.60	11.29	11.50	--	--	--	--	--	--	10.28	9.45	10.39	10.21	10.09	10.40	--	--	9.44
	BC 15	11.57	11.63	11.58	11.73	--	--	--	--	--	--	11.27	11.06	10.38	10.49	10.57	10.26	--	--	9.61
	BC 20	11.57	11.63	11.70	11.68	--	--	--	--	--	--	10.56	10.77	10.67	10.09	10.07	9.93	--	--	9.62
	BC 25	11.57	11.68	11.76	11.52	--	--	--	--	--	--	11.18	11.18	10.41	10.66	10.62	10.22	--	--	9.77
	BC30	11.57	11.84	11.82	11.83	--	--	--	--	--	--	11.22	11.37	10.44	10.29	10.15	10.03	--	--	9.74
5%	BC 10	11.57	10.97	--	9.38	9.05	9.87	8.67	10	--	--	9.35	9.74	--	--	--	--	--	--	9.16
	BC 15	11.57	10.91	--	10.6	10.48	10.25	8.48	9.71	--	--	10.48	9.49	--	--	--	--	--	--	9.08
	BC 20	11.57	11.4	--	10.68	10.34	10.92	10.02	10.11	--	--	9.63	10	--	--	--	--	--	--	9.29
	BC 25	11.57	11.24	--	10.44	10.35	10.77	9.77	10.18	--	--	10.02	9.94	--	--	--	--	--	--	9.33
	BC30	11.57	11.39	--	10.5	9.89	10.56	10.15	10.17	--	--	10.25	9.92	--	--	--	--	--	--	9.46
25%	BC 10	11.57	10.55	--	9.79	8.93	9.84	8.67	8.41	--	--	8.72	8.14	--	--	--	--	--	--	8.05
	BC 15	11.57	11.24	--	9.32	9.32	10.49	9.91	8.79	--	--	9.07	8.55	--	--	--	--	--	--	8.56
	BC 20	11.57	11.3	--	10.72	10.29	10.61	9.3	9.86	--	--	10.6	9.7	--	--	--	--	--	--	8.6
	BC 25	11.57	11.26	--	10.49	10.31	10.19	10.18	9.99	--	--	9.91	9.78	--	--	--	--	--	--	8.95
	BC30	11.57	11.52	--	10.39	10.21	10.2	10.01	10.12	--	--	9.97	9.84	--	--	--	--	--	--	8.88
50%	BC 10	11.57	9.11	--	8.62	8.43	9.44	9.00	9.10	--	--	8.46	8.94	--	--	--	--	--	--	8.71
	BC 15	11.57	11.06	--	9.18	9.28	9.87	9.58	9.29	--	--	9.28	9.44	--	--	--	--	--	--	8.93
	BC 20	11.57	10.77	--	9.24	9.10	10.04	9.38	9.14	--	--	9.24	9.07	--	--	--	--	--	--	8.72
	BC 25	11.57	11.18	--	10.35	9.93	9.66	9.79	9.79	--	--	9.86	9.72	--	--	--	--	--	--	9.02
	BC30	11.57	11.37	--	10.26	10.02	10.60	9.48	9.71	--	--	9.67	9.21	--	--	--	--	--	--	8.88

7.5

Adâncime [mm] Timp [zile]		7.5																		
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600	660	930
0.07%	BC 10	11.57	11.79	11.64	11.65	--	--	--	--	--	--	11.34	11.46	10.05	9.94	9.26	8.94	--	--	9.22
	BC 15	11.57	11.72	11.53	11.88	--	--	--	--	--	--	11.48	11.56	9.73	9.41	10.01	9.24	--	--	10.56
	BC 20	11.57	11.93	11.89	11.88	--	--	--	--	--	--	11.56	11.55	10.06	9.99	9.97	9.96	--	--	10.64
	BC 25	11.57	11.88	11.84	11.65	--	--	--	--	--	--	11.62	11.50	10.72	10.65	10.47	10.47	--	--	10.25
	BC 30	11.57	11.93	11.90	11.83	--	--	--	--	--	--	11.71	11.87	10.84	10.60	10.47	10.33	--	--	9.89
0.10%	BC 10	11.57	11.68	11.69	11.77	--	--	--	--	--	--	11.18	11.06	10.70	10.27	10.14	9.85	--	--	9.68
	BC 15	11.57	11.76	11.83	11.77	--	--	--	--	--	--	11.25	11.43	10.71	10.63	10.49	10.33	--	--	10.27
	BC 20	11.57	11.78	11.78	11.80	--	--	--	--	--	--	11.03	11.35	10.43	10.24	10.33	10.99	--	--	10.34
	BC 25	11.57	11.83	11.82	11.82	--	--	--	--	--	--	11.59	11.33	11.05	10.84	10.83	10.64	--	--	10.19
	BC 30	11.57	11.93	11.98	11.93	--	--	--	--	--	--	11.52	11.65	10.75	10.62	10.45	10.26	--	--	9.94
0.15%	BC 10	11.57	11.71	11.71	11.76	--	--	--	--	--	--	10.84	9.11	10.64	10.48	10.24	10.66	--	--	9.44
	BC 15	11.57	11.64	11.75	11.87	--	--	--	--	--	--	11.53	11.15	11.08	10.53	10.51	10.03	--	--	9.66
	BC 20	11.57	11.70	11.78	11.86	--	--	--	--	--	--	11.41	11.02	10.86	10.18	10.16	9.99	--	--	9.71
	BC 25	11.57	11.74	11.70	11.52	--	--	--	--	--	--	11.62	11.23	10.92	10.94	10.59	10.39	--	--	9.92
	BC 30	11.57	11.76	11.95	11.90	--	--	--	--	--	--	11.40	11.24	10.57	10.56	10.41	10.30	--	--	9.79
5%	BC 10	11.57	10.68	--	9.80	9.72	9.54	9.87	10.16	--	--	9.09	9.81	--	--	--	--	--	9.30	--
	BC 15	11.57	11.14	--	10.79	10.74	10.30	9.91	10.16	--	--	10.41	9.63	--	--	--	--	--	9.17	--
	BC 20	11.57	11.38	--	10.78	10.59	10.94	10.08	10.29	--	--	9.79	10.07	--	--	--	--	--	9.36	--
	BC 25	11.57	11.58	--	10.93	10.69	10.84	9.84	10.35	--	--	10.20	10.14	--	--	--	--	--	9.41	--
	BC 30	11.57	11.54	--	10.67	10.26	10.84	10.14	10.31	--	--	10.25	10.07	--	--	--	--	--	9.58	--
25%	BC 10	11.57	11.02	--	10.83	9.62	10.69	9.53	8.98	--	--	9.61	8.56	--	--	--	--	--	8.34	--
	BC 15	11.57	11.49	--	10.28	10.13	10.68	10.22	10.15	--	--	9.14	9.08	--	--	--	--	--	8.67	--
	BC 20	11.57	11.41	--	10.94	10.67	10.73	9.46	10.20	--	--	11.03	9.88	--	--	--	--	--	8.73	--
	BC 25	11.57	11.37	--	10.95	10.75	10.39	10.38	10.19	--	--	10.69	9.84	--	--	--	--	--	8.72	--
	BC 30	11.57	11.68	--	10.09	10.25	10.27	10.08	10.20	--	--	10.68	10.05	--	--	--	--	--	8.95	--
50%	BC 10	11.57	9.45	--	8.27	8.50	9.42	9.27	9.28	--	--	8.69	9.10	--	--	--	--	--	8.92	--
	BC 15	11.57	11.15	--	8.90	10.06	9.61	9.89	9.35	--	--	9.56	9.30	--	--	--	--	--	8.98	--
	BC 20	11.57	11.02	--	10.14	9.31	10.59	9.77	9.75	--	--	10.25	9.66	--	--	--	--	--	9.30	--
	BC 25	11.57	11.23	--	10.76	10.75	10.48	10.16	10.11	--	--	10.03	9.93	--	--	--	--	--	9.38	--
	BC 30	11.57	11.24	--	9.81	9.93	10.88	9.52	10.14	--	--	10.70	10.20	--	--	--	--	--	9.25	--

12.5

		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600	660	930
Adâncime [mm] Timp [zile]	BC 10	11.57	--	--	11.78	--	--	--	--	--	--	11.52	11.55	10.33	10.07	9.74	9.46	--	--	9.33
	BC 15	11.57	--	--	11.83	--	--	--	--	--	--	11.64	11.64	9.83	9.66	9.86	9.36	--	--	10.69
	BC 20	11.57	--	--	11.83	--	--	--	--	--	--	11.66	11.69	10.25	10.09	10.01	10.10	--	--	10.67
	BC 25	11.57	--	--	11.83	--	--	--	--	--	--	11.73	11.68	10.91	10.74	10.73	10.60	--	--	10.33
	BC30	11.57	--	--	11.93	--	--	--	--	--	--	11.73	11.93	11.15	10.87	10.69	10.65	--	--	10.06
0.07%	BC 10	11.57	--	--	11.72	--	--	--	--	--	--	11.46	11.38	10.91	10.45	10.38	9.97	--	--	9.79
	BC 15	11.57	--	--	11.77	--	--	--	--	--	--	11.45	11.34	10.80	10.82	10.75	10.44	--	--	10.27
	BC 20	11.57	--	--	11.90	--	--	--	--	--	--	11.53	11.39	10.66	10.35	10.43	11.01	--	--	10.52
	BC 25	11.57	--	--	11.79	--	--	--	--	--	--	11.72	11.48	11.15	10.94	10.93	10.74	--	--	10.24
	BC30	11.57	--	--	11.87	--	--	--	--	--	--	11.62	11.86	10.82	10.73	10.75	10.53	--	--	9.94
0.10%	BC 10	11.57	11.75	11.66	11.79	--	--	--	--	--	--	11.37	10.70	10.72	10.56	10.34	10.27	--	--	9.78
	BC 15	11.57	11.87	11.69	11.85	--	--	--	--	--	--	11.49	11.28	10.91	10.65	10.62	10.17	--	--	9.82
	BC 20	11.57	11.84	11.86	11.88	--	--	--	--	--	--	11.48	11.18	10.71	10.35	10.24	10.02	--	--	9.77
	BC 25	11.57	11.78	11.81	11.84	--	--	--	--	--	--	11.54	11.29	11.05	11.03	10.31	10.70	--	--	9.89
	BC30	11.57	11.84	11.93	11.94	--	--	--	--	--	--	11.57	11.37	10.71	10.72	10.54	10.42	--	--	9.88
0.15%	BC 10	11.57	11.52	--	10.54	10.16	10.35	10.08	10.26	--	10.20	9.89	--	--	--	--	--	--	--	9.35
	BC 15	11.57	11.39	--	10.90	10.88	10.39	10.05	10.39	--	10.37	9.77	--	--	--	--	--	--	--	9.26
	BC 20	11.57	11.38	--	10.83	10.81	10.91	10.29	10.32	--	10.37	10.11	--	--	--	--	--	--	--	9.53
	BC 25	11.57	11.55	--	10.75	10.72	10.96	9.94	10.39	--	10.31	10.16	--	--	--	--	--	--	--	9.44
	BC30	11.57	11.47	--	10.85	10.61	10.63	10.20	10.35	--	10.42	10.21	--	--	--	--	--	--	--	9.78
5%	BC 10	11.57	11.38	--	10.91	10.20	10.62	9.77	9.83	--	10.35	8.95	--	--	--	--	--	--	--	8.38
	BC 15	11.57	11.55	--	10.98	10.54	10.71	10.34	10.26	--	10.73	9.78	--	--	--	--	--	--	--	8.55
	BC 20	11.57	11.46	--	10.97	10.69	10.87	9.68	10.30	--	11.28	10.07	--	--	--	--	--	--	--	8.94
	BC 25	11.57	11.50	--	11.05	10.72	10.43	10.47	10.25	--	10.81	10.03	--	--	--	--	--	--	--	8.88
	BC30	11.57	11.90	--	10.67	10.55	10.30	10.32	10.27	--	10.62	10.18	--	--	--	--	--	--	--	9.10
25%	BC 10	11.57	10.70	--	8.86	8.85	9.43	9.36	9.31	--	9.62	9.20	--	--	--	--	--	--	--	8.97
	BC 15	11.57	11.28	--	10.36	10.30	10.33	10.37	9.48	--	9.56	9.23	--	--	--	--	--	--	--	9.17
	BC 20	11.57	11.18	--	10.57	9.54	10.87	10.03	9.94	--	11.12	9.73	--	--	--	--	--	--	--	9.63
	BC 25	11.57	11.29	--	10.86	10.78	10.57	10.29	10.07	--	10.21	10.03	--	--	--	--	--	--	--	9.47
	BC30	11.57	11.37	--	10.56	10.53	11.09	9.95	9.98	--	10.79	10.29	--	--	--	--	--	--	--	9.24
50%	BC 10	11.57	10.70	--	8.86	8.85	9.43	9.36	9.31	--	9.62	9.20	--	--	--	--	--	--	--	8.97
	BC 15	11.57	11.28	--	10.36	10.30	10.33	10.37	9.48	--	9.56	9.23	--	--	--	--	--	--	--	9.17
	BC 20	11.57	11.18	--	10.57	9.54	10.87	10.03	9.94	--	11.12	9.73	--	--	--	--	--	--	--	9.63
	BC 25	11.57	11.29	--	10.86	10.78	10.57	10.29	10.07	--	10.21	10.03	--	--	--	--	--	--	--	9.47
	BC30	11.57	11.37	--	10.56	10.53	11.09	9.95	9.98	--	10.79	10.29	--	--	--	--	--	--	--	9.24

		22.5																		
Adâncime [mm]		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600	660	930
Timp [zile]																				
0.07%	BC 10	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.46
	BC 15	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.92
	BC 20	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.47
	BC 25	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.47
	BC30	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.09
0.10%	BC 10	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.94
	BC 15	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.45
	BC 20	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.54
	BC 25	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.40
	BC30	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.24
0.15%	BC 10	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.13
	BC 15	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.86
	BC 20	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.89
	BC 25	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.03
	BC30	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.94
5%	BC 10	11.57	--	--	--	--	10.26	10.29	10.29	--	10.29	9.96	--	--	--	--	--	--	9.46	--
	BC 15	11.57	--	--	--	--	9.99	10.38	10.38	--	10.54	9.92	--	--	--	--	--	9.31	--	--
	BC 20	11.57	--	--	--	--	10.34	10.33	10.33	--	10.54	10.19	--	--	--	--	--	9.83	--	--
	BC 25	11.57	--	--	--	--	10.00	10.41	10.41	--	10.43	10.35	--	--	--	--	--	9.64	--	--
	BC30	11.57	--	--	--	--	10.33	10.40	10.40	--	10.87	10.30	--	--	--	--	--	9.93	--	--
25%	BC 10	11.57	--	--	--	--	9.97	10.01	10.01	--	10.75	9.45	--	--	--	--	--	8.49	--	--
	BC 15	11.57	--	--	--	--	10.51	10.32	10.32	--	11.57	10.12	--	--	--	--	--	9.04	--	--
	BC 20	11.57	--	--	--	--	10.00	10.30	10.30	--	11.41	10.28	--	--	--	--	--	9.34	--	--
	BC 25	11.57	--	--	--	--	10.66	10.33	10.33	--	11.71	10.19	--	--	--	--	--	9.18	--	--
	BC30	11.57	--	--	--	--	10.59	10.37	10.37	--	11.31	10.30	--	--	--	--	--	9.42	--	--
50%	BC 10	11.57	--	--	--	--	10.02	10.09	10.09	--	9.55	9.92	--	--	--	--	--	9.23	--	--
	BC 15	11.57	--	--	--	--	10.54	10.09	10.09	--	10.64	10.09	--	--	--	--	--	9.33	--	--
	BC 20	11.57	--	--	--	--	10.21	10.21	10.21	--	11.74	10.05	--	--	--	--	--	9.91	--	--
	BC 25	11.57	--	--	--	--	10.59	10.12	10.12	--	11.38	10.17	--	--	--	--	--	9.71	--	--
	BC30	11.57	--	--	--	--	10.17	10.11	10.11	--	11.84	11.40	--	--	--	--	--	9.71	--	--

Adâncime [mm] Timp [zile]		27.5																		
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600	660	930
0.07%	BC 10	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.53
	BC 15	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.95
	BC 20	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.57
	BC 25	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.53
	BC30	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.19
0.10%	BC 10	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.03
	BC 15	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.46
	BC 20	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.62
	BC 25	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.46
	BC30	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.32
0.15%	BC 10	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.14
	BC 15	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.97
	BC 20	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.98
	BC 25	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.04
	BC30	11.57	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.08
5%	BC 10	11.57	--	--	--	--	--	10.34	--	10.41	10.14	--	--	--	--	--	--	--	9.91	--
	BC 15	11.57	--	--	--	--	10.42	--	10.56	10.18	--	--	--	--	--	--	--	--	9.33	--
	BC 20	11.57	--	--	--	--	10.34	--	10.48	10.25	--	--	--	--	--	--	--	--	9.84	--
	BC 25	11.57	--	--	--	--	10.45	--	10.44	10.53	--	--	--	--	--	--	--	--	9.7	--
	BC30	11.57	--	--	--	--	10.47	--	10.79	10.37	--	--	--	--	--	--	--	--	10.05	--
25%	BC 10	11.57	--	--	--	--	10.18	--	11.11	9.83	--	--	--	--	--	--	--	--	8.67	--
	BC 15	11.57	--	--	--	--	10.24	--	11.46	10.2	--	--	--	--	--	--	--	--	9.28	--
	BC 20	11.57	--	--	--	--	9.98	--	11.46	10.34	--	--	--	--	--	--	--	--	9.36	--
	BC 25	11.57	--	--	--	--	10.39	--	11.16	10.27	--	--	--	--	--	--	--	--	9.22	--
	BC30	11.57	--	--	--	--	10.31	--	11.63	10.37	--	--	--	--	--	--	--	--	9.64	--
50%	BC 10	11.57	--	--	--	--	10.15	--	9.57	10.04	--	--	--	--	--	--	--	--	9.46	--
	BC 15	11.57	--	--	--	--	10.21	--	11.73	10.18	--	--	--	--	--	--	--	--	9.53	--
	BC 20	11.57	--	--	--	--	10.29	--	11.72	10.35	--	--	--	--	--	--	--	--	10.01	--
	BC 25	11.57	--	--	--	--	10.27	--	11.58	10.87	--	--	--	--	--	--	--	--	9.98	--
	BC30	11.57	--	--	--	--	10.16	--	12.14	11.76	--	--	--	--	--	--	--	--	9.84	--

Adâncime [mm] Timp [zile]		2.5																
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600

50%	M1	11.03	10.98	--	9.94	9.78	10.38	--	9.95	10.18	--	--	--	--	--	--	9.87	--	--
	M2	11.00	10.90	--	10.30	10.27	10.33	--	10.38	10.19	--	--	--	--	--	--	9.79	--	--
	M3	11.04	11.98	--	10.44	10.41	10.15	--	10.22	10.01	--	--	--	--	--	--	9.87	--	--
	BIP 1	11.03	11.00	--	10.01	9.97	10.32	--	10.32	9.73	--	--	--	--	--	--	9.62	--	--
	BIP 2	11.06	11.01	--	10.04	9.96	10.19	--	10.17	9.62	--	--	--	--	--	--	9.55	--	--
	BIP 3	11.24	11.28	--	10.08	10.02	10.12	--	10.02	9.98	--	--	--	--	--	--	9.56	--	--

Adâncime [mm] Timp [zile]		7.5																
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600

50%	M1	11.03	--	--	10.03	10.08	10.32	--	9.95	10.23	--	--	--	--	--	--	9.94	--	--
	M2	11.00	--	--	10.32	10.28	10.35	--	10.42	10.24	--	--	--	--	--	--	9.86	--	--
	M3	11.04	--	--	10.55	10.51	10.27	--	10.31	10.09	--	--	--	--	--	--	9.93	--	--
	BIP 1	11.03	--	--	10.16	10.05	10.30	--	10.37	9.92	--	--	--	--	--	--	9.77	--	--
	BIP 2	11.06	--	--	10.17	10.08	10.29	--	10.23	9.83	--	--	--	--	--	--	9.63	--	--
	BIP 3	11.24	--	--	10.21	10.12	10.46	--	10.47	10.08	--	--	--	--	--	--	9.71	--	--

Adâncime [mm] Timp [zile]		12.5																
		0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600

50%	M1	11.03	--	--	--	10.28	10.36	--	10.20	10.29	--	--	--	--	--	--	9.95	--	--
	M2	11.00	--	--	--	10.33	10.39	--	10.47	10.29	--	--	--	--	--	--	9.97	--	--
	M3	11.04	--	--	--	10.53	10.32	--	10.52	10.17	--	--	--	--	--	--	9.95	--	--
	BIP 1	11.03	--	--	--	10.14	10.33	--	10.39	10.05	--	--	--	--	--	--	9.79	--	--
	BIP 2	11.06	--	--	--	10.20	10.39	--	10.34	9.97	--	--	--	--	--	--	9.72	--	--
	BIP 3	11.24	--	--	--	10.20	10.44	--	10.48	10.09	--	--	--	--	--	--	9.79	--	--

Adâncime [mm] Timp [zile]	17.5																	
	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600	660

50%	M1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.03	--	--
	M2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.94	--	--
	M3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.03	--	--
	BIP 1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.84	--	--
	BIP 2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.72	--	--
	BIP 3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.83	--	--

Adâncime [mm] Timp [zile]	22.5																	
	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600	660

50%	M1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.04	--	--
	M2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.98	--	--
	M3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.06	--	--
	BIP 1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.87	--	--
	BIP 2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.77	--	--
	BIP 3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.87	--	--

Adâncime [mm] Timp [zile]	27.5																	
	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420	540	570	600	660

50%	M1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.08	--	--
	M2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.01	--	--
	M3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	10.11	--	--
	BIP 1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.93	--	--
	BIP 2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.80	--	--
	BIP 3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	9.95	--	--