

NIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA
BIBLIOTECA CENTRALĂ

Nr. Inv. 626.4 p 5

Dulap 1/1 Lit. E

"OLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA
ONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ
DE CONSTRUCȚII CIVILE, INDUSTRIALE ȘI AGRICOLE

Ing. Sorin BOB

**Contribuții la stabilirea capacității
portante a structurilor de beton armat
având diferite durate de exploatare**

- TEZĂ DE DOCTORAT -

Conducător științific:

Prof. dr. ing. Corneliu BOB

TIMIȘOARA

1999

625.465
181 E

CUPRINS

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

1. Durabilitatea construcțiilor	1
1.1. Introducere	1
1.2. Definirea durabilității	2
1.2.1 Teorii referitoare la prevederea duratei de serviciu a construcțiilor	2
1.3. Factori care influențează durabilitatea	4
1.3.1. Caracterizarea efectelor condițiilor de expunere ale betonului	6
1.4. Posibilități de control ale durabilității construcțiilor	8
1.4.1. Aprecieri prin studii teoretice	8
1.4.2. Aprecieri prin teste de laborator și in-situ	19
1.5. Măsuri de protecție în scopul asigurării durabilității construcțiilor	22
1.5.1. Măsuri de protecție luate prin proiectare	24
1.5.2. Măsuri de protecție luate prin execuție	26
1.5.3. Măsuri de protecție luate prin întreținere	33
1.6. Concluzii	36
2. Abordarea probabilistică a calculului structurilor	37
2.1. Introducere	37
2.2. Modele probabilistice folosite	38
2.2.1. Repartiții de frecvență	38
2.2.2. Legi de repartiție folosite în studiul statistic al calității și siguranței construcțiilor	40
2.2.2.1. Distribuția normală și lognormală	41
2.2.2.2. Distribuții pentru maxime și minime	45
2.2.2.3. Evaluarea concordanței distribuțiilor empirice cu cele teoretice	48
2.3. Evaluarea statistică a calității materialelor și acțiunilor în construcții	49
2.3.1. Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor	49
2.3.2. Definirea acțiunilor climatice și permanente	52
2.3.2.1. Exprimarea încărcărilor climatice și seismice pe baza perioadei medii de revenire a încărcării	52
2.3.2.2. Încărcări permanente	54
2.4. Evaluarea statistică a siguranței construcțiilor	55
2.4.1. Definirea condiției de siguranță	55
2.4.1.1. Probabilitatea de cedare	55
2.4.1.2. Coeficienții de siguranță	57
2.4.2. Aplicarea condiției de siguranță la studiul structurilor	58
2.4.2.1. Analiza siguranței pe moment de ordinul doi	58
2.4.2.2. Procedee pentru studiul siguranței construcțiilor	62

2.5. Abordarea probabilistică a coroziunii armăturilor din beton	64
2.5.1. Model teoretic	64
2.5.2. Analiza experimentală a durabilității unor stâlpi LEA din beton armat	66
2.5.2.1. Determinări experimentale	67
2.5.2.2. Perioada de propagare a coroziunii armăturilor	67
2.5.2.3. Interpretarea probabilistică a rezultatelor	68
2.6. Abordarea probabilistică a efectelor induse de reacția alcali-agregate în elementele de beton armat	69
2.6.1. Natura reacției alcali-agregate	70
2.6.2. Simularea pe calculator a comportării elementelor de beton armat afectate de RAA	71
2.6.3. Concluzii	76
3. Comportarea structurilor existente la impactul din seism	77
3.1. Introducere	77
3.2. Modelare impactului	80
3.3. Probleme de impact studiate	81
3.4. Rezultate și comentarii	87
3.4.1. Impact dintre două clădiri de înălțime egală	87
3.4.2. Impact dintre două clădiri de înălțime diferită	95
3.4.2.1. Impact dintre o structură cu 6 nivele și o structură cu 1 - 5 nivele	95
3.4.2.2. Influența mărimii rostului dintre construcții la coliziunea dintre o structură cu 6 nivele și o structură cu 3 nivele	99
3.4.2.3. Influența factorului de proiectare q (EUROCODE 8) la coliziunea dintre o structură cu 6 nivele și o structură cu 3 nivele	101
3.4.3. Impact între mai multe tronsoane de construcții învecinate	103
3.4.3.1. Impact între 4 tronsoane de clădiri, având diferite poziții relative	103
3.4.3.2. Impact între 3 tronsoane de clădiri cu înălțimi diferite	106
3.5. Concluzii	107
4. Corelația durabilitate - capacitate portantă la cadrele de beton armat	109
4.1. Considerații privind comportarea structurilor din beton armat existente la acțiuni seismice	109
4.1.1. Prevederile normativului P100-92	109
4.1.1.1. Evaluarea analitică	110
4.1.1.2. Prevederi referitoare la măsurile de intervenție asupra construcțiilor existente	116
4.2. Posibilități de determinare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R	117
4.2.1. Exemplu de aplicare	117
4.2.2. Concluzii privind posibilitățile de determinare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R	125
4.3. Comportarea în timp a construcțiilor existente	126
4.3.1. Efectul factorilor din mediul înconjurător	128
4.3.1.1. Procedeele articulațiilor plastice	128
4.3.1.2. Procedeele modificării modulului de rigiditate	133
4.3.1.3. Metoda de calcul dinamic post-elastic E_{2c}	140
4.3.2. Concluzii	145

5. Analiza unei construcții existente cu structura în cadre de beton armat	147
5.1. Descrierea construcției	147
5.2. Descrierea degradărilor	152
5.3. Cauzele degradărilor	157
5.4. Determinări experimentale	158
5.4.1. Determinări nedistructive privind rezistența betonului	158
5.4.2. Determinarea stării de carbonatare a betonului	161
5.5. Studiul stării de eforturi	161
5.6. Concluzii și soluții de remediere	172
5.6.1. Concluziile expertizei	172
5.6.2. Soluții de remediere	173
6. Noi idei privind reabilitarea construcțiilor existente	175
6.1. Construcție industrială cu structura în cadre de beton armat	175
6.1.1. Grinzile secundare	176
6.1.2. Grinda principală	177
6.1.3. Stâlpii	180
6.2. Construcție istorică cu structura din zidărie - Muzeul Banatului	184
6.2.1. Descrierea structurii	184
6.2.2. Descrierea degradărilor suprastructurii	184
6.2.3. Analiza soluției de consolidare adoptate - un nou concept de consolidare	186
6.2.4. Descrierea soluției de consolidare	190
6.2.5. Concluzii	192
7. Concluzii finale și contribuții personale	193
7.1. Concluzii finale	193
7.2. Contribuții personale	195

Bibliografie

1.1. Introducere

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 și 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 cele 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 aceiași 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 defăim 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 (conform [1.1]).

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 a 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 [1.2]. 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 (conform [1.3]), 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 (conform [1.4]):

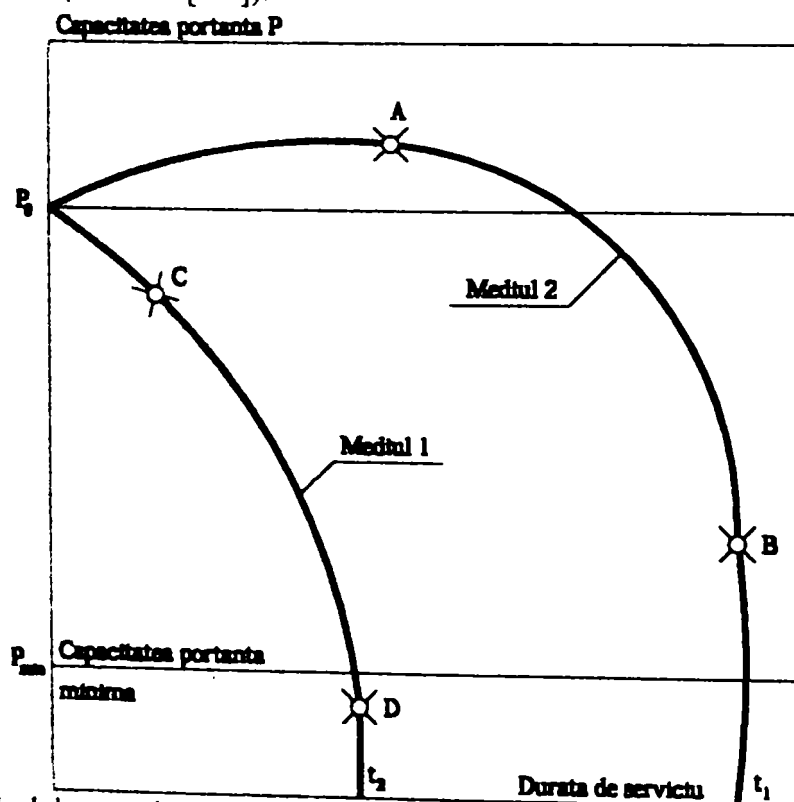


Figura 1.1. Model teoretic pentru durata de serviciu a unui element de construcție [1.4].

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 [1.5], 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 această 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 ș.a. [1.6], 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 abaterilor standard ale duratei de serviciu.

Cea de-a doua metoda 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 parametrii 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:

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

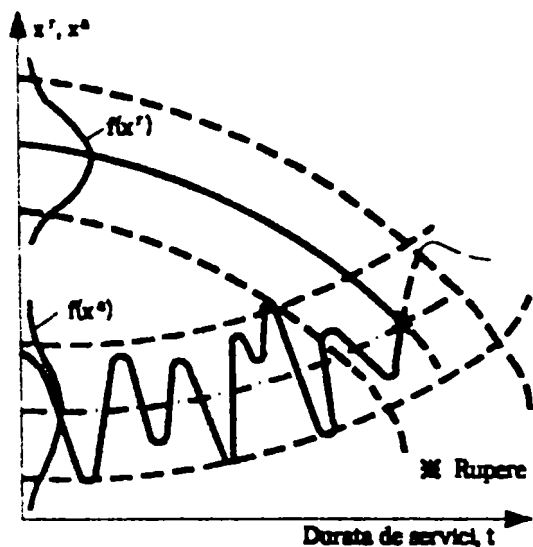


Figura 1.2. Model teoretic probabilistic pentru descrierea duratei de serviciu.

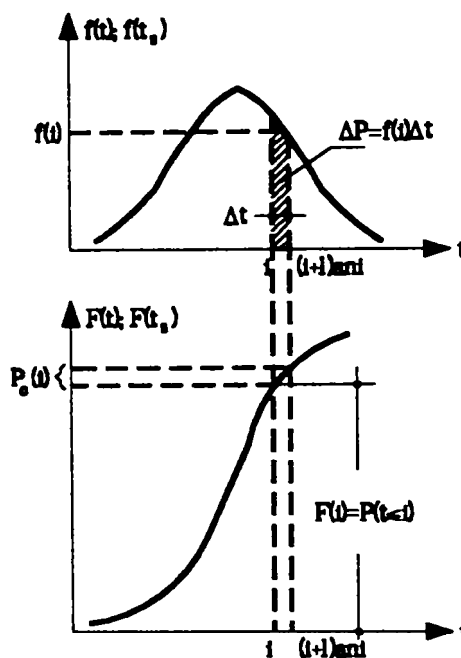


Figura 1.3. Definierea duratei de serviciu în funcție de probabilitatea de cedare.

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 (conform [1.7]).

Deficiențele de proiectare și construcție sunt mai periculoase decât materialele folosite, producând într-o mai mare proporție distrugerii. Materialele pe bază 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.

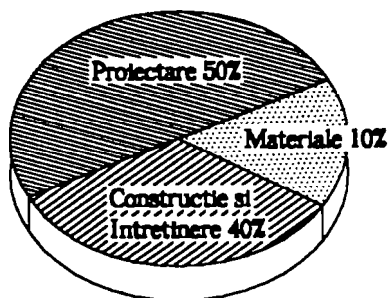


Figura 1.4. Cauzele problemelor de durabilitate.

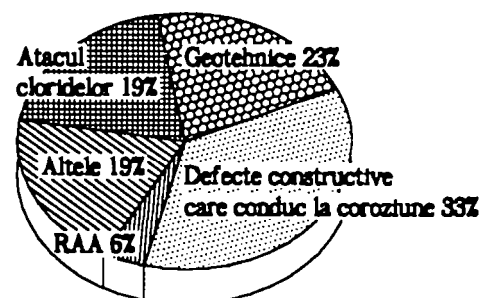


Figura 1.5. Probleme tipice durabilității betonului.

Figura 1.5 ne prezintă deficiențele tipice întâlnite în structurile de beton [1.8]. 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 conform [1.9].

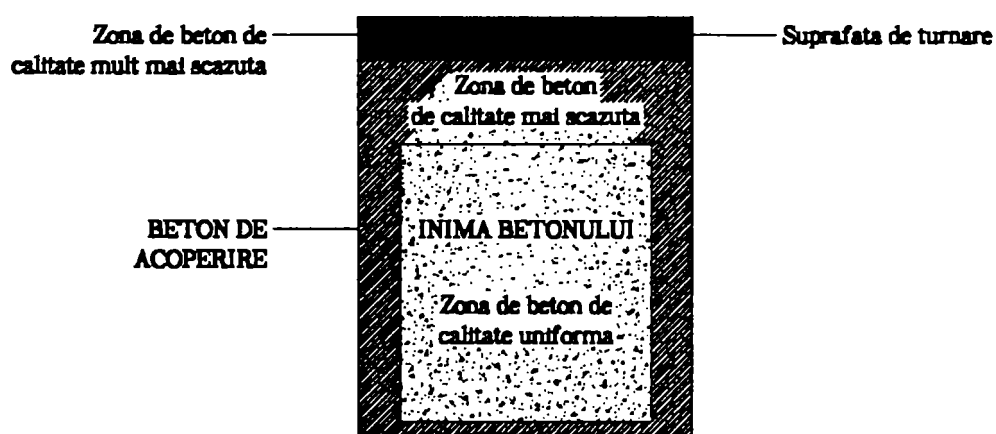


Figura 1.6. Variația calității betonului pe secțiunea transversală.

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 [1.10]:

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

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. 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 nepravăzută 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 impuținează, 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 planșelor industriale. Rata de uzură este funcție de caracteristicile pietrei de ciment și a agregatelor groșiere. Pentru evaluarea rezistenței la uzură potențiale a agregatelor există teste bine stabilite, teste care pot fi folosite și pentru evaluarea rezistenței potențiale la uzură a betonului.

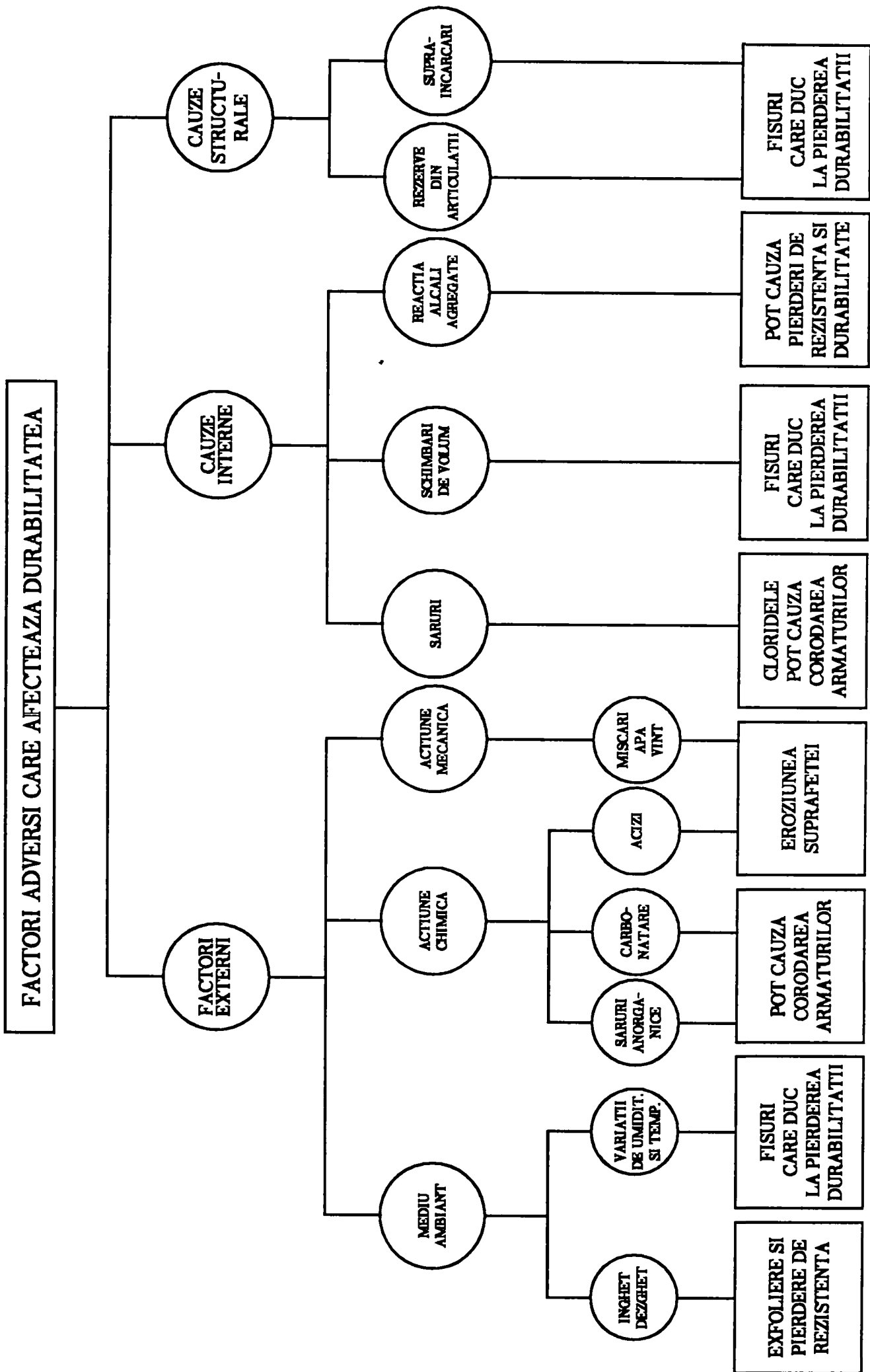


Figura 7. Factori adversi care afectează durabilitatea.

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: deformările datorate temperaturii, încovoierii și umidității).

Ațiunea 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 [1.11]. În ultimul timp s-au folosit tot mai mult săruri pentru înlăturarea gheții de pe șosele. Aceasta, împreună cu o construire și întreținere neadecvate au condus la degradări, datorate clorurilor, ale structurii podurilor din Anglia și Țara Galilor [1.12] a căror reparare costă extrem de mult. S-a observat, deasemenea, că structurile de beton localizate în pământuri cu ape subterane saline se deteriorează rapid [1.13].

În zonele cu clima caldă coroziunea armăturilor indusă de carbonatare a fost studiată timp de 5 ani de la terminarea construcției structurilor [1.14].

Mather [1.15] 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. Posibilitați de control a durabilității construcțiilor

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.

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 corosiv poate pătrunde, atunci coroziunea continuă liniar în funcție de timp (Figura 1.8, curba a) [1.2].

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 1.8 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 1.8 pot fi descrise prin legi analitice de variație în timp a coroziunii.

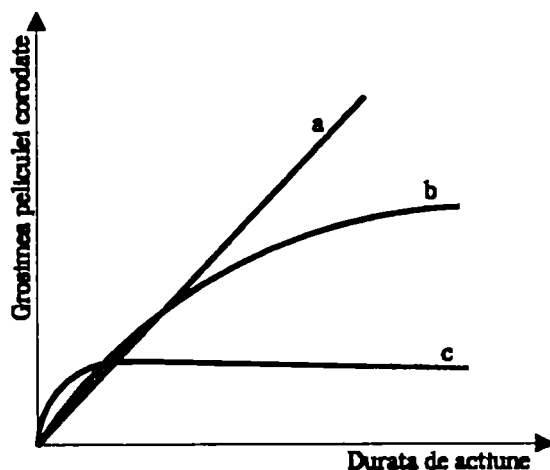


Figura 1.8. Corelația dintre grosimea peliculei corodate și durata de acțiune a agentului agresiv.

Din cele prezentate în Figura 1.8 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.

Mecanismele deteriorării **betonului armat** sunt: coroziunea betonului, coroziunea armăturilor din beton, gelivitatea betonului, oboseala elementelor din beton, eroziunea suprafeței betonului.

Coroziunea armaturilor 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. 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, așa cum se poate observa și din Figura 1.9 [1.16]:

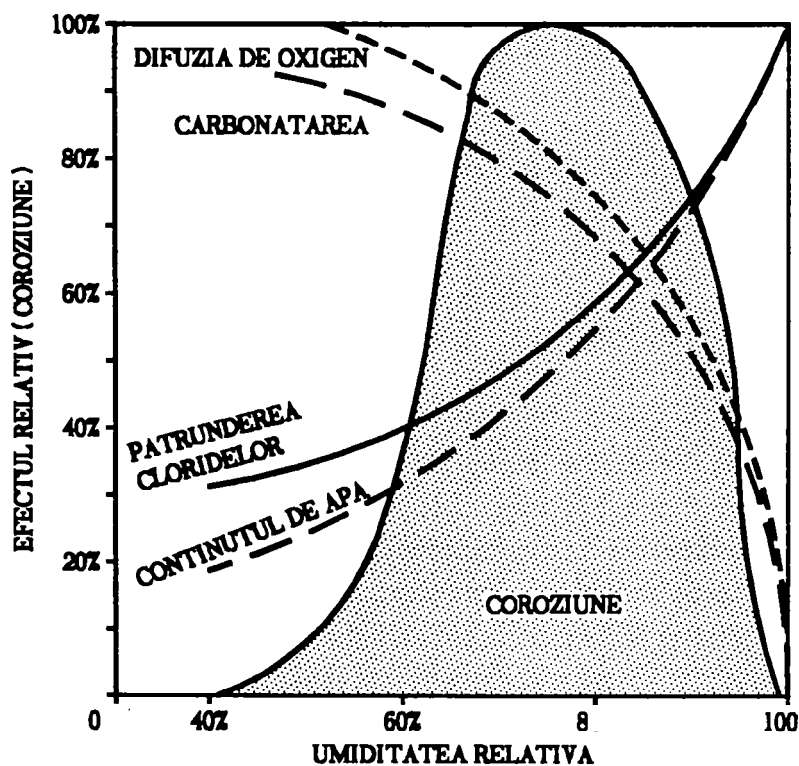


Figura 1.9. Efectul umidității mediului exterior asupra coroziunii armăturilor din beton.

Durata de exploatare a unui element din beton armat sau precomprimit poate fi pusă în evidență prin explicarea procesului de coroziune, care este apreciat a avea doua perioade (vezi Figura 1.10 conform [1.17]):

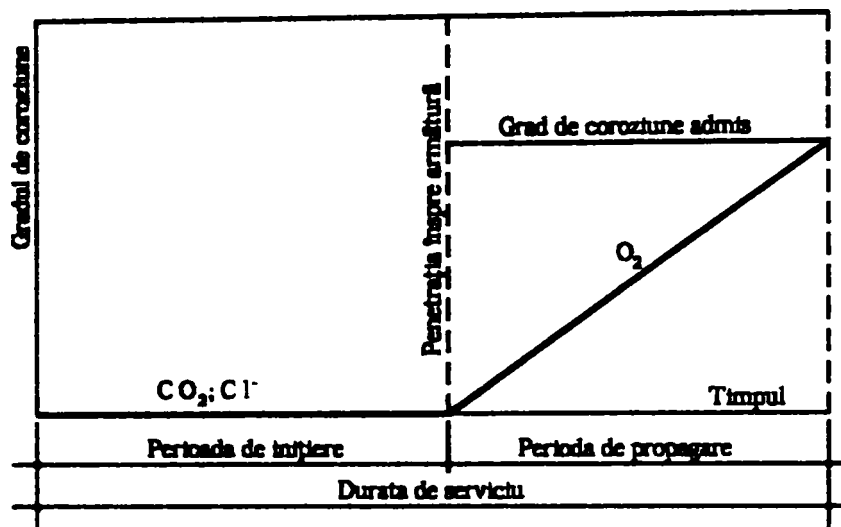


Figura 1.10. Model teoretic privind durată de exploatare a unui element din beton armat [1.17].

- perioada de inițiere ca 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, temperatură, 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).

Perioada 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.

Întrucât carbonatarea este factorul care conduce la inițierea coroziunii armăturilor, 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 ani [1.6]:

$$x^2 = a^2 t \quad (1.4)$$

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

După studiile lui De Sitter citat în [1.6] parametrul a se calculează cu formula:

$$a = \frac{46\left(\frac{A}{C}\right) - 17,6}{2,7} RK \quad (1.5)$$

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 fumal, **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** 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 (1.4) este o valoare medie. Adâncimea maximă de carbonatare este, în general cu **5 - 10 mm** mai mare, așa cum se indică în Figura 1.11.

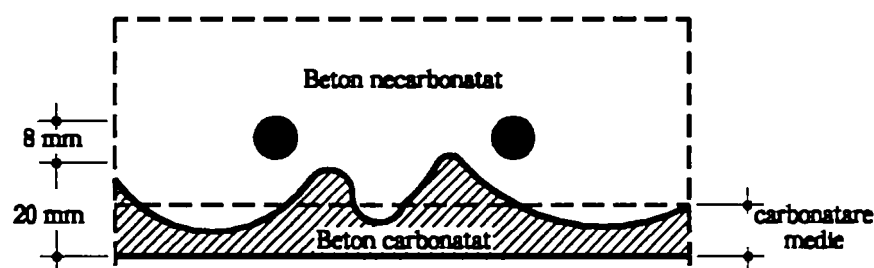


Figura 1.11. Schema mecanismului de carbonatare a betonului.

Deasemenea, 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 **D** și are o valoare medie de circa 5 mm. În consecință, relația (1.4), ținând seama și de (1.5), devine:

$$(x - \Delta)^2 = \left(\frac{46\left(\frac{A}{C}\right) - 17,6}{2,7} RK \right)^2 t \quad (1.6)$$

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 epoxidice, atunci apare un timp suplimentar Δt , necesar pentru producerea carbonatării, care se exprimă prin relația:

$$\Delta t = \frac{(d - \Delta)s}{180f} \quad (1.7)$$

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 [1.18] adâncimea de carbonatare este definită de relația:

$$x = \sqrt[n]{Kt} \quad (1.8)$$

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 (conform [1.19]). Adâncimea de carbonatare x se exprimă în funcție de timpul t prin formula:

$$x = \alpha\sqrt{t} \quad (1.9)$$

în care α este coeficientul ratei de carbonatare care depinde, în condiții speciale, de raportul apă-ciment, tipul cimentului, calitatea betonului, etc.

Pe baza studiilor și cercetărilor experimentale efectuate, C. Bob propune [1.2] relația (1.10) din Tabelul 1.1 prin care se stabilește corelația dintre adâncimea de carbonatare x , în mm, și durata de expunere t , în ani, a construcțiilor de beton.

Deosebirea calitativă esențială dintre formula (1.10) și relațiile anterioare este aceea că în corelația adâncime de carbonatare - durată de expunere se introduce rezistența betonului la compresiune R_b , în locul altor parametri, cum ar fi: raportul apă-ciment, dozajul de ciment, etc.

Faptul că relația (1.10) introduce mai corect influența calității betonului și chiar a raportului apă-ciment este ilustrat în Figura 1.12 [1.2] unde este dată variația duratei de carbonatare, pentru un strat de acoperire cu beton de $d(x) = 20 \text{ mm}$, în funcție de calitatea betonului, exprimată prin rezistența la compresiune.

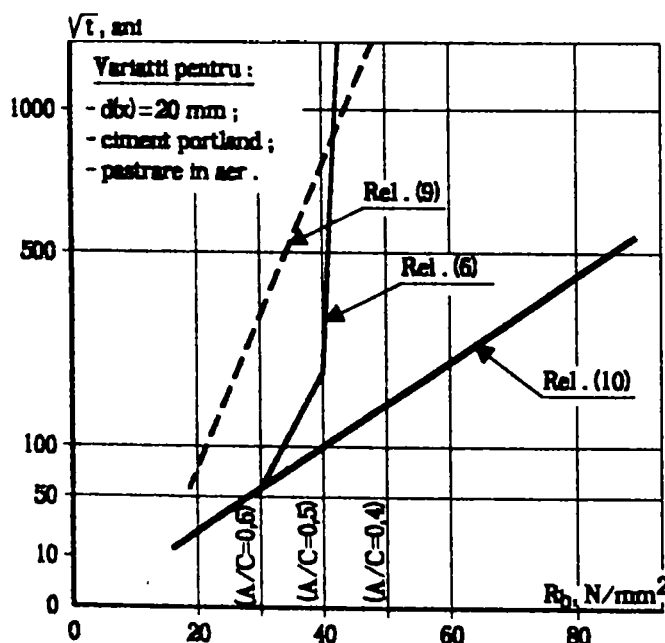


Figura 1.12. Corelația dintre durata de carbonatare și rezistența la compresiune a betonului.

Tabelul 1.1

Model cantitativ al coroziunii armăturilor

PERIOADA ÎNȚĂLĂ

$$\bar{x} = \frac{150ckd\sqrt{t}}{R_b} \quad (1.10)$$

\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:

Proces de carbonatare						Penetrarea ionilor de clor					
c - tipul cimentului						c - tipul cimentului					
Cimen	I52,5	I42,5	II/A	II/B	III/A	Ciment	I	II/A	II/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		Beton umed	Condiții de mediu	Valoarea lui $k = k_1 * k_2$					
		protejat	medii			Temp. [°C]	0-5	5-15	15-25	25-35	35-45
RH [%]	< 60	70-75	80-85	> 90	Temp. [°C]	k ₁	0,67	0,75	1,00	1,25	1,50
k	1,0	0,7	0,5	0,3	RH [%]	k ₂	50	85	100		
					k ₂	0,75	1,00	0,75			
d - concentrația de CO ₂						d - concentrația de ioni de clor					
CO ₂	[%]	0,03		0,10	% de concentrație pe supr. față	0 % în					
	[g/m ³]	0,36		1,20		20	50	65	85		
d		1,00		2,00	d	2,00	1,00	0,50	0,33	0,16	

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.

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	Viteza mică de coroziune în atmosfera obișnuită	
	Viteza medie de coroziune în medii industriale	
Agresive	Viteza mare de coroziune în soluții saline	
	Viteza foarte mare de coroziune în soluții saline concentrate	

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 (vezi relația 1.4): 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 elucidat încă pe deplin.

Corelația dintre conținutul critic al ionilor de clor cu condițiile mediului și calitatea betonului este redată în Figura 1.13 [1.18]:

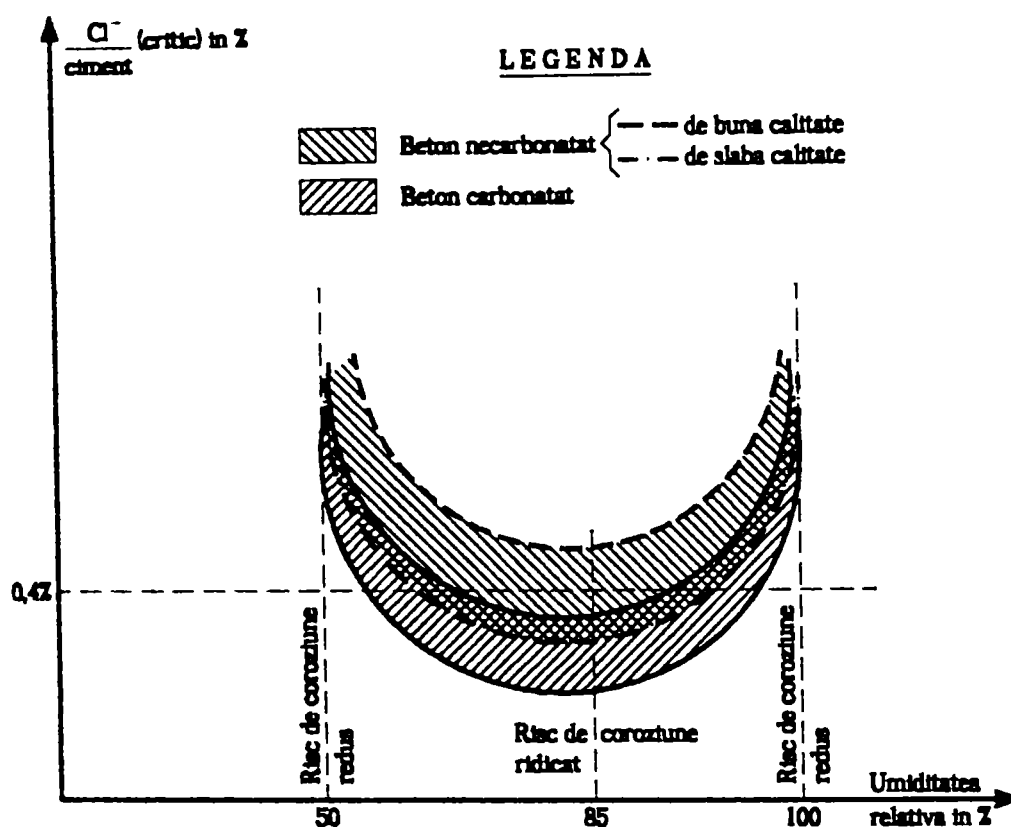


Figura 1.13. Corelația dintre conținutul de clor, condițiile mediului și calitatea betonului [1.18].

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

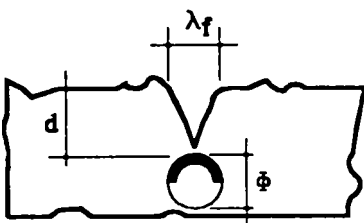
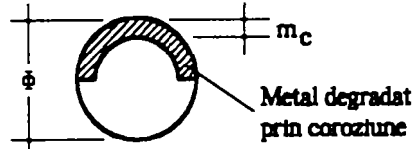
Perioda de propagare a coroziunii în barele de armătură depinde de calitatea betonului, natura armăturilor și condițiile de mediu ambiant. Coroziunea armăturilor din beton este însoțită de o sporire a volumului acestora, ceea ce conduce la apariția unor fisuri paralele cu barele de oțel; se poate produce și o desprindere a stratului de beton de acoperire datorită creșterii volumului

armăturilor corodate. Prin observarea fisurilor cauzate de coroziune (aceiași 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 1.2 sunt date aceste valori experimentale [1.17]:

Tabelul 1.2

Efectele cantitative ale coroziunii armăturilor [1.17]

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

Siemes ș.a. [1.6] apreciază că pentru producerea fenomenului de coroziune, adică până când aceasta devine vizibilă prin desprinderea stratului de acoperire, la timpul de carbonatare calculat cu relația (1.6) (eventual se ține și de (1.7), se mai adaugă timpul necesar ca vârful de carbonatare (vezi Figura 1.11) să atingă și să înconjoare armăturile. Acest timp suplimentar în ani se calculează cu relația:

$$t_1 = \frac{0,08d}{\phi v_c} [\text{ani}] \quad (1.11)$$

în care: d - este acoperirea cu beton, în mm; ϕ - diametrul barelor, în mm, v_c - viteza de coroziune, în mm/an (autorii dau ca limite ale vitezei **0,015 ... 0,09 mm/an**, adică valori mai mici decât cele citate mai sus); **0,08** este un coeficient cu dimensiune de mm, pentru ca relația să corespundă din punct de vedere dimensional.

Viteza medie de coroziune a armăturilor din beton este analizată și de Müller [1.20] care prezintă mai multe cazuri de elemente și medii atmosferice. Astfel, în condiții de funcționare a elementelor de beton armat în interior viteza de coroziune este neglijabilă sau chiar nulă. Pentru cazul în care construcțiile de beton armat neprotejate se găsesc în exterior, chiar în medii industriale, viteza de coroziune variază între **0,01 și 0,16 mm/an** cu medii de circa **0,05 mm/an** în condiții obișnuite și de **0,10 mm/an** în atmosferă industrială. În cazul când acționează ionii de clor din sare, procesul de coroziune este foarte accelerat; la betoane la care se folosește sare pentru dezgheț,

viteza de coroziune este de $0,2 \dots 0,3 \text{ mm/an}$, iar dacă soluțiile apoase cu $3,5\% \text{ NaCl}$ acționează timp mai îndelungat (65 de zile pe an), viteza de coroziune a rezultat de $0,6 \dots 1,8 \text{ mm/an}$.

J. Medgyesi ș.a. [1.21] studiază efectul carbonatării asupra procesului de coroziune a armăturilor din beton. Studiile și cercetările efectuate au condus la stabilirea corelației dintre reducerea medie a diametrului armăturilor în funcție de durata de exploatare, în ani, și grosimea stratului de acoperire cu beton, Figura 1.14:

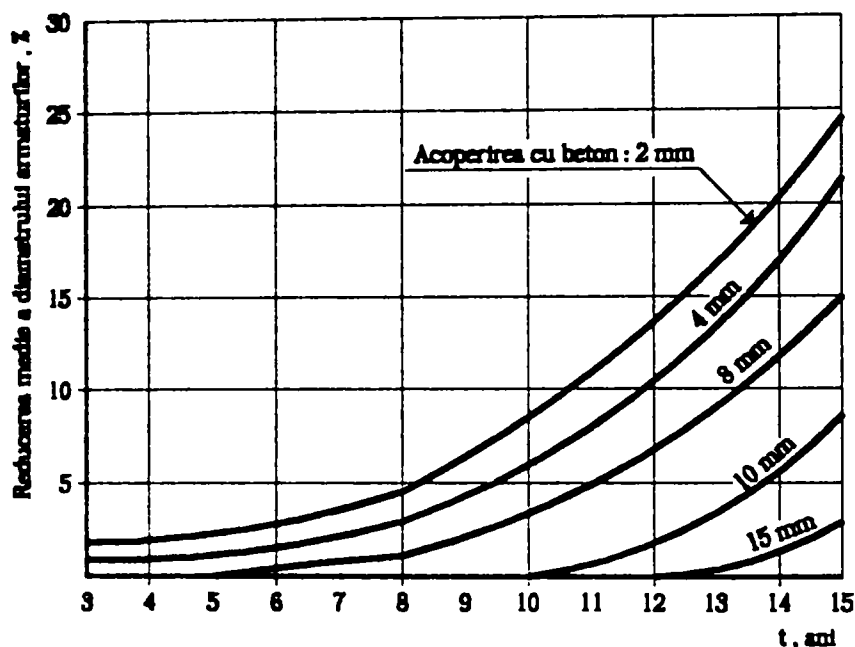


Figura 1.14. Corelația dintre reducerea medie a diametrului armăturilor și durata de exploatare [1.21].

Se subliniază că la o degradare a armăturilor pe o adâncime de $0,15 \text{ mm}$ se produce fisurarea unui strat de acoperire de 15 mm .

M. Adam [1.24] studiază influența dimensiunii maxime a agregatului asupra grosimii stratului de acoperire cu beton în scopul asigurării unei durabilități corespunzătoare. Astfel, conform investigațiilor efectuate, se constată că prescripțiile tehnice sunt necorespunzătoare în privința grosimii stratului de acoperire (grosimea stratului mai mare decât diametrul maxim) putând să conducă la riscul corodării armăturii. În consecință, pentru obținerea unui beton omogen în stratul de acoperire, se propune ca grosimea acestuia să depășească de $1,8$ ori diametrul maxim al agregatului.

Studii asupra durabilității construcțiilor existente a făcut și N. Kashino [1.25] care a constatat următoarele:

- pentru betoane la care raportul apă-ciment a fost de $0,6 - 0,7$, iar stratul de acoperire a depășit 30 mm , o coroziune perceptibilă a armăturilor nu s-a produs, chiar la o vârstă de peste **50 de ani**;

- dacă deschiderea fisurilor depășește $0,1 \text{ mm}$, procesul de coroziune se produce în timp de **2 - 3 ani**,

- în cazul când la suprafața elementelor de beton există cloruri în proporții egale sau mai mari de $0,1\%$ - în greutate (NaCl / nisip), atunci procesul de coroziune se produce în timp de **2 - 3 ani**

Modul de influență a diferiților factori asupra vitezei de coroziune este prezentat în Figura 1.15, în concordanță cu datele prezentate mai sus după diverși cercetători.

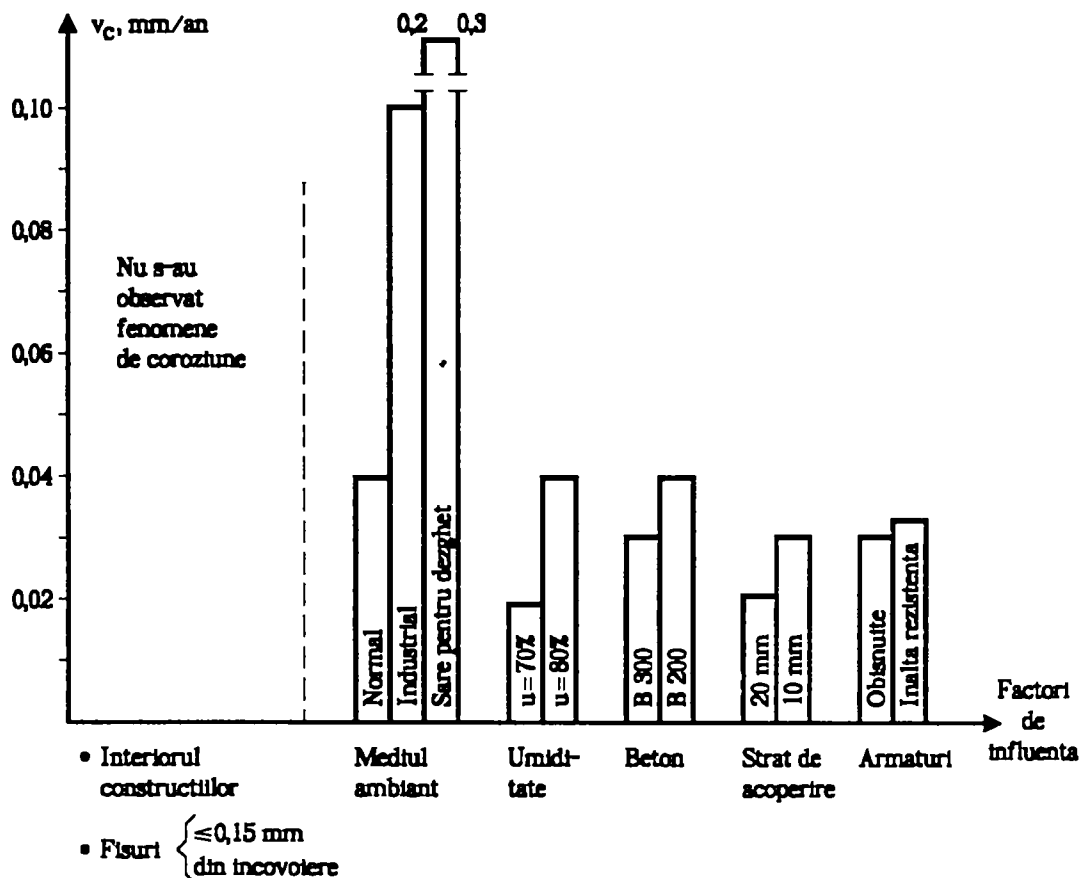


Figura 1.15. Modul de influență a diferiților factori asupra vitezei de coroziune.

Acțiunea altor fenomene care afectează durabilitatea betonului este în funcție de natura și intensitatea fenomenului agresiv, cât și de caracteristicile betonului de a se opune cauzelor distructive.

Coroziunea betonului sau gradul la care a ajuns coroziunea se poate pune în evidență prin criterii cantitative, cum sunt [1.26]: 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 [1.27] dă următoarea expresie a adâncimii de pătrundere j a substanței agresive, pentru reacții de orice ordin:

$$j = \frac{1}{Z} \sqrt{\frac{d \cdot D'}{K'}} \tag{1.12}$$

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

$$K = N \cdot Z \cdot \pi \cdot d \cdot K'$$

625.465/181E

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.

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, pînă 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 [1.28]

$$FD = \frac{NC \cdot p}{300} \quad (1.13)$$

în care: FD este factorul de durabilitate;

$$p = \frac{E_{j,r}}{E_{j,n}} \cdot 100$$

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 $FD = 40 \dots 60\%$; 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 [1.28].

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 (conform [1.6]):

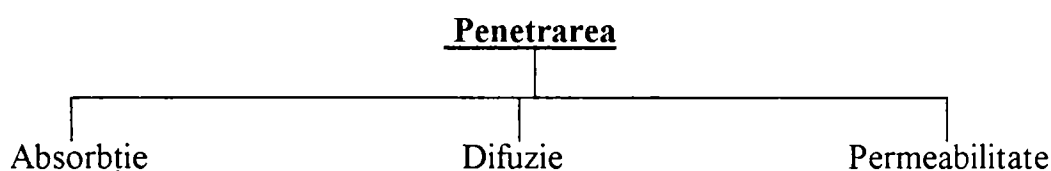
$$u = at + btv^k \quad (1.14)$$

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** - constantă care se determină experimental; **t** - durata de acțiune a procesului de erodare.

1.4.2. Aprecieri 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 ci 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 sulfati, 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 deformări 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 deasemenea 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.

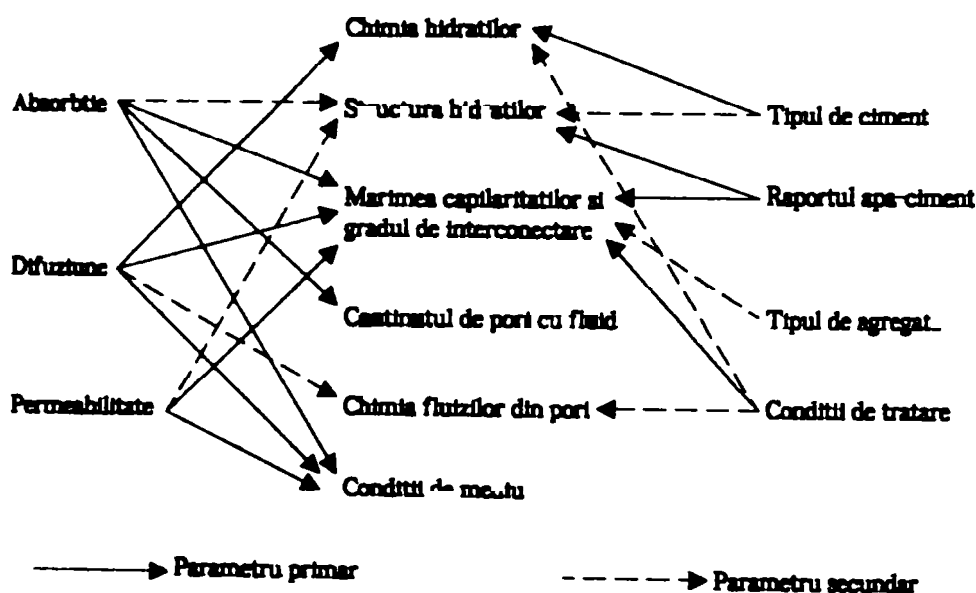
Înlocuitorii cimentului în betoane, cenușa de termocentrală sau zgura granulată de furnal, au un bun efect în apariția zonelor de legare a ionilor de clor și deci de reducere a difuziunii acestora în beton

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:

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

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 [1.10]:



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 [1.10]:

- Absorbția

Testul de absorbție inițială la suprafață (ISAT) conform standardului britanic BS 1881 [1.29]

Testul de absorbție a betonului de acoperire (CAT) conform [1.30]

Testul de absorbție a apei conform standardului britanic BS1881

- Difuziunea

Carbonatare accelerată conform [1.31]

Difuziunea accelerată a clorului conform [1.32]

- Permeabilitatea

Permeabilitatea la apă conform [1.33]

Permeabilitatea la gaz conform [1.34]

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 [1.35] 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 [1.36] 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 [1.37] 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 [1.38]. Testele in-situ pentru determinarea efectelor coroziunii se fac prin măsurării potențialului electric prin metoda "semi-celulei" [1.37].

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 1.5.2 al prezentului capitol.

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 (viteză) 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.

Pe lângă aceste teste speciale, se execută și o serie de teste mai generale [1.44] dar care sunt strâns legate de necesitatea precizării cât mai exacte a proprietăților de protejare și de comportare în exploatare a acoperinilor.

- 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, caldură, urmărindu-se aceiași parametri;
- determinarea rezistenței, în condiții normale de presiune și presiuni mărite, la difuzia apei, aer, ioni de clor, vaporii de apă a acoperinilor 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 construcțiilor

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 1.16 ilustrează cerințele tipice privind durata de viață proiectată a diferitelor structuri, conform [1.39]:

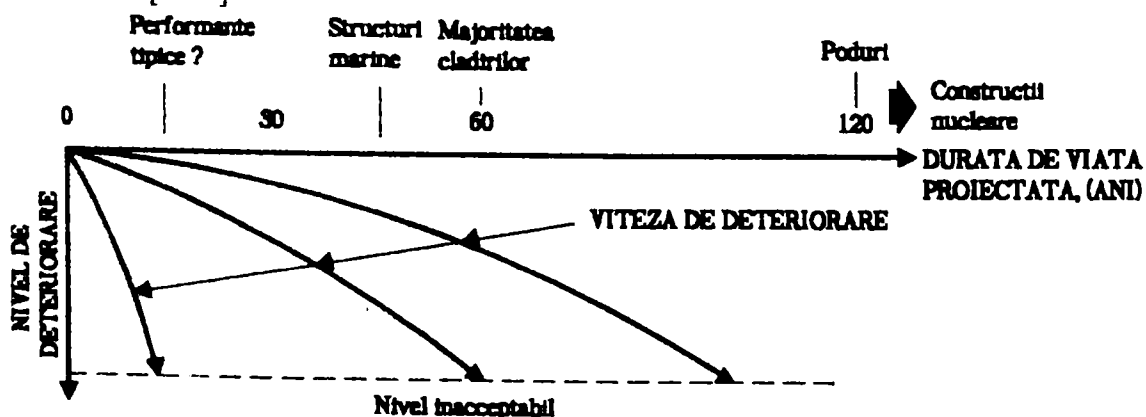


Figura 1.16. Durata de viață proiectată pentru diferite structuri.

Posibilitățile ca betonul să satisfacă aceste durate de viață proiectate sunt diverse. Considerarea acestui concept conduce la modelul operațional 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 1.17 [1.10]:

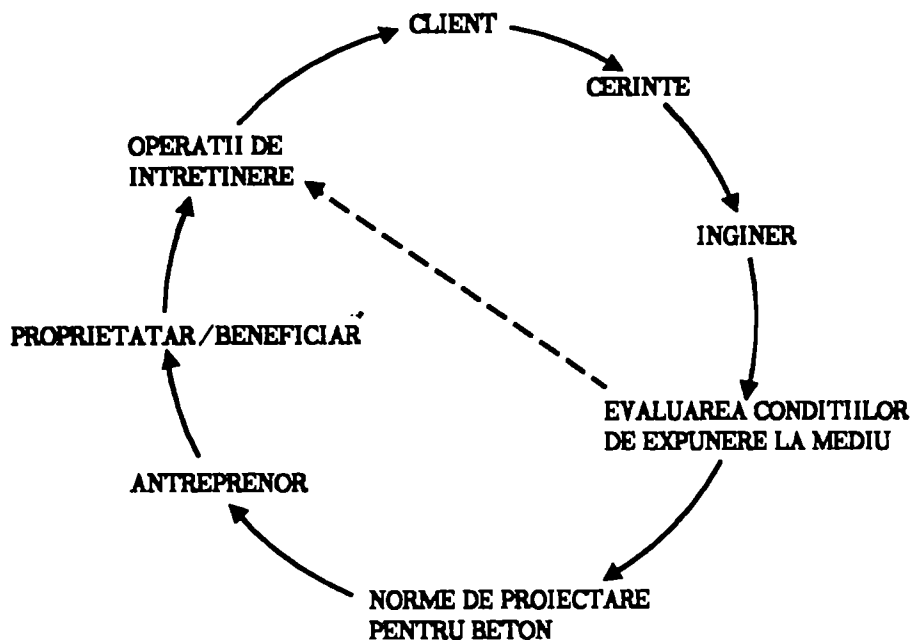


Figura 1.17. Modelul operațional și de proiectare pentru structuri durabile.

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 1.18 (conform [1.39]):

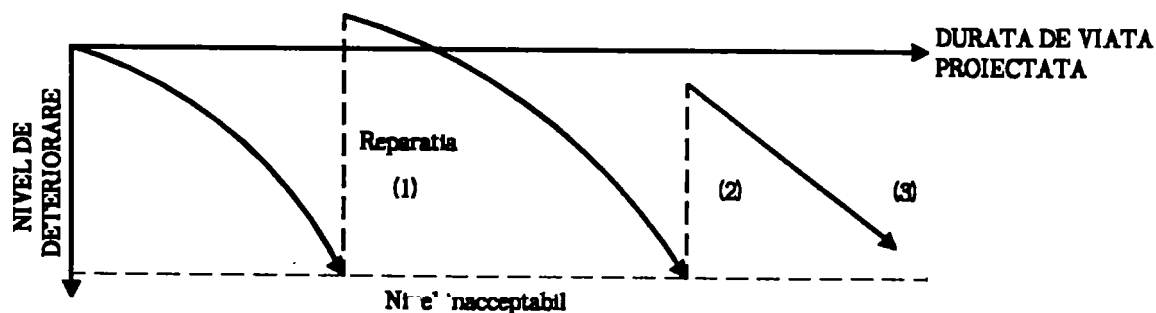


Figura 1.18. Durata de serviciu pentru betoane obișnuite.

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 bază 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 mănuite 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 trebuiesc 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 [1.40] are prevederi în acest sens, precum și normele europene, standardul britanic BS 8110 (conform [1.41]), codurile europene comune de proiectare pentru structuri de beton EUROCODE 2 [1.42].

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 în ghețului-dezghețului. Deasemenea și în mediile în care acționează sărurile se face o diferențiere funcție de agresivitatea acestora: îngheț-dezgheț, apă de mare, substanțe acide.

Pe lângă prescripțiile referitoare la stratul minim de acoperire cu beton al armăturilor apar, în diferite norme (BS 8110, ENV 206 [1.43] care se folosește împreună cu EUROCODE 2), cerințe referitoare la raportul maxim apă-ciment și dozajul minim de ciment pentru diferitele clase de expunere la condiții de mediu a betonului armat sau precomprimat. O astfel de corelație conform standardului britanic BS 8110 este prezentată în Figura 1.19:

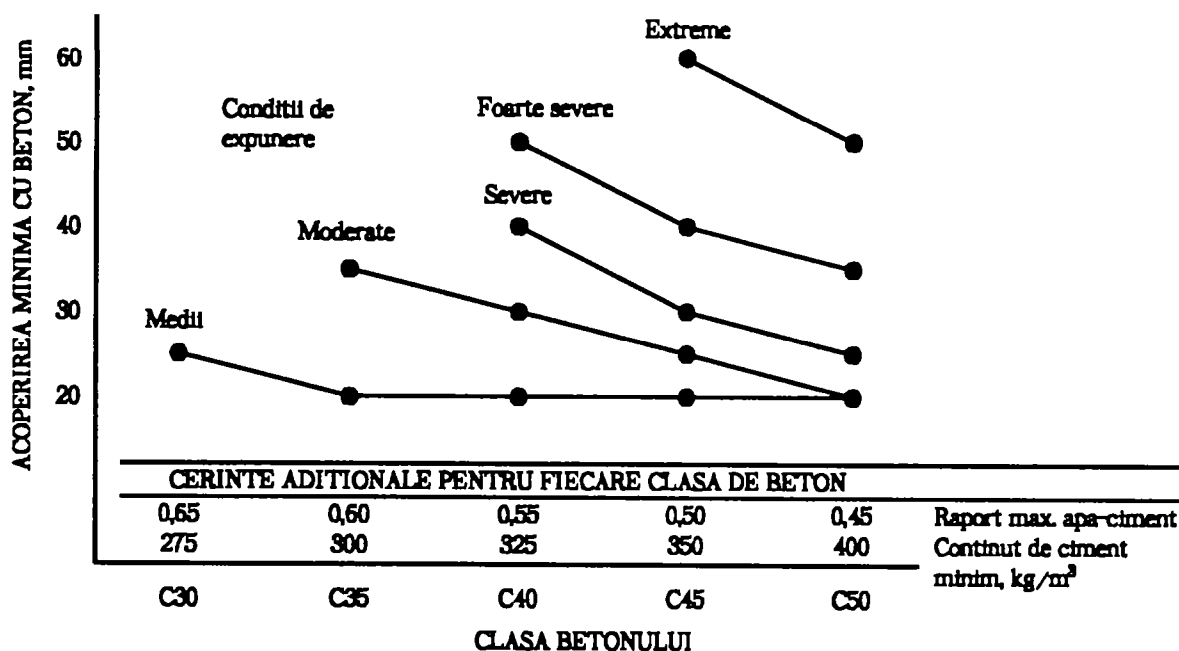


Figura 1.19. Cerințele de durabilitate conform standardului britanic BS 8110.

În același standard sunt deasemenea 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 frecventa 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.

Deasemenea, nu este cuantificată eficiența metodelor de tratare și protecție a betonului după punerea sa în operă.

1.5.2. Măsurile 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 deasemenea 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) duce 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-dezghet și abraziune.

Pentru selectarea căptușinilor potrivite diferitelor scopuri trebuie luați în considerare o multitudine de factori:

- locul de aplicare: în interiorul sau exteriorul structurii, prefabricat sau in-situ
- rezistențe chimice: la săruri (stropire cu apă sărată, cicluri umezire-uscăre cu apă sărată, imersiunea în apă de mare), la acizi;
- rezistența la difuzia: apei, aerului (oxigen, dioxid de carbon), ionilor de clor, vaporilor de apă, aerului sub presiune;
- rezistența la factorii climaterici: expunere exterioară (lumină ultravioletă, ozon, temperatură, umiditate variabilă), rezistența la căldură, rezistența la permeabilitatea apei;
- rezistența la forțele de expansiune date de: îngheț-dezghet, reacția alcali-silice;
- rezistența la impact;
- rezistența la eroziune (abraziune);
- cerințe legate de faptul că structurile de beton, aproape în majoritate, lucrează în exploatare în stare fisurată: capacitate de acoperire a fisurilor; rezistență și comportare elastică adecvată la oboseală (pentru a rezista la închiderea-deschiderea fisurilor), capacitate de deformare (trebuie determinată curba caracteristică efort-deformație), adeziunea la suprafață (continuitatea stratului de substanță), compatibilitatea termică cu betonul;

- flamabilitatea și emisia de fum toxic la ardere;
- pregătirea suprafeței de beton și cerințele în aplicare;
- cerințe economice: ușurința de aplicare, durata de viață lungă, aspect plăcut, costuri de realizare și întreținere.

Eficacitatea acoperirilor și căptușirilor în protecția elementelor din beton este scoasă în evidență comparativ prin acțiunea mediilor marine asupra epruvetelor neprotejate și protejate conform [1.45]:

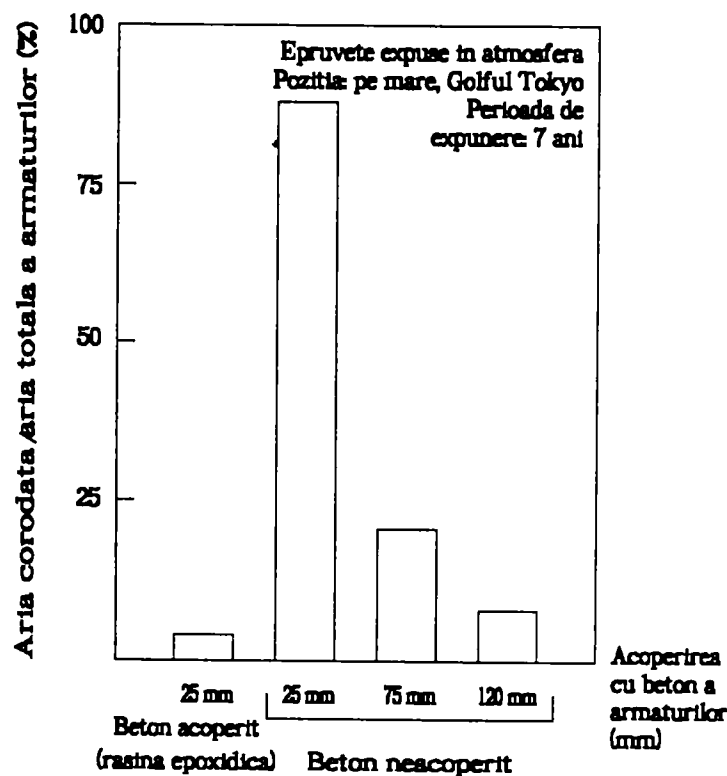


Figura 1.20. Eficacitatea acoperirilor betonului armat.

Tipurile generice indicate aplicării structurilor de beton armat pot fi sintetizate astfel:

a) Căptușiri de suprafață.

Acestea sunt fluide vâscoase care formează un film de substanță pe suprafața betonului și asigură protecția prin calitățile filmului. Adeseori sunt extinse sau umplute pentru obținerea unor grosimi aplicate mai mari.

Exemplele includ: rășinile epoxidice, poliuretanică, vinilice și acrilice; bitumuri.

Selectarea unui tip particular depinde de protecția furnizată, aplicabilitatea, și caracteristicile de flamabilitate.

b) Acoperiri.

Sunt fluide vâscoase care penetrează betonul și formează un film subțire pe suprafața betonului. Uneori sunt utilizate ca și strat primar pentru căptușiri.

Exemplele includ: rășinile epoxidice, poliuretanică și acrilice.

Nu furnizează protecție la atacul chimic agresiv.

c) Substanțe penetrante.

Sunt fluide de o vâscozitate redusă care penetrează câțiva milimetri în beton. Ele reacționează cu substratul închizând porii din beton. Aceste materiale hidrofobe lucrează prin respingerea apei și împiedicarea accesului diferitelor soluții (de exemplu: ioni de clor și dioxid de carbon) în substrat. Nu sunt potrivite folosirii în condiții de saturare sau pentru protecție împotriva atacului chimic.

Exemplele includ: silani, siloxani și substanțe siliconice.

Așa cum s-a putut remarca materialele pe bază de polimeri sunt foarte utilizate în realizarea acoperirilor și căptușirilor. Polimerii, care pot fi de multe tipuri, au rolul de liant al diverselor materiale folosite pentru protecție, furnizând majoritatea proprietăților sistemului de protecție inclusiv rezistența la carbonatare și, în unele cazuri, flexibilitatea. În realizarea straturilor de acoperire sau căptușire se mai folosesc pigmentii pentru culoare și filer pentru obținerea grosimii și structurii suprafeței. Agentul purtător al polimerilor poate fi apa sau un solvent, încorporate în sistem pentru reducerea vâscozității și îmbunătățirea aplicării pe suprafața betonului. În general solvenții au un efect sporit în reducerea vâscozității, împiedicarea spălării premature, uscare rapidă și fac posibilă aplicarea la temperaturi reduse a sistemului de acoperire [1.45].

Dintre polimeri, cei epoxidici - EP sunt foarte utilizați în ciuda prețului relativ ridicat. Acoperirile cu polimeri epoxidici se pot prezenta sub forma emulsiilor, soluțiilor sau fără solvent și sunt în majoritatea cazurilor compuse din 2 substanțe de bază, rășinile lichide și agenții de întărire. Soluțiile de rășini epoxidice au, în general, vâscozitatea mai redusă decât sistemele fără solvent, deci vor avea un efect penetrant mărit în beton față de sistemele care folosesc apa. Rășinile epoxidice prezintă o excelentă aderență la beton, contracție scăzută și durabilitate ridicată la apă, acizi și baze. Dezavantajul major este tendința de carbonatare când sunt supuse la acțiunea razelor ultraviolete în mediu exterior, dezavantaj care poate fi redus prin îmbunătățirea tehnologiei. Rășinile epoxidice, în general, nu sunt așa flexibile ca și poliuretani [1.45]. Polimerii epoxidici pot fi utilizați ca strat de aderență pentru alte acoperiri, ca film de protecție al suprafeței, sau ca liant pentru mortare de protecție. Pentru preparare este necesar a avea cantități bine precizate, o bună amestecare a componentilor și o pregătire îngrijită a suprafeței de beton. Întărirea se produce gradual într-o perioadă mai lungă de timp

O altă categorie de polimeri folosiți pentru acoperiri sunt poliesterii - PES care se caracterizează prin polimerizare rapidă în comparație cu EP, fiind indicați pentru acoperirea unor suprafețe mari, așa cum sunt piste de aerodromuri (aceste piste pot fi utilizate la o oră după acoperirea cu PES) [1.46]

Acoperirile cu poliuretani - PU formează filme flexibile anti-carbonatare cu comportare excelentă la radiații ultraviolete, acțiunea solvenților exteriori și o foarte bună aderență la beton. Principalul dezavantaj este susceptibilitatea la distrugerile provocate de îngheț-dezghet precum și de umiditate [1.45].

Polimerii furanici - FU se utilizează ca lianți la materialele de acoperire, având o bună rezistență la agenți chimici și la abraziune.

Foarte folosite, cu rezultate foarte bune, sunt rășinile acrilice sau metacrilice. Ele sunt deschise la culoare și deci este posibil a se produce sisteme de acoperire nepigmentate. Rășinile acrilice curate, neamestecate, dau un film mai puțin rezistent la carbonatare în comparație cu produsele pigmentate pe bază de rășini metil-metacrilice diluate cu o serie de solvenți care prezintă o excelentă rezistență la carbonatare. Aceste rășini sunt, deasemenea, durabile având durata de viață mai mare de 15 ani și rezistente la radiații ultraviolete [1.45].

Un alt tip de polimeri folosit pentru protecția betonului este clor-cauciucul cu care se execută acoperiri rezistente la umiditate, alcali și carbonatare. Clor-cauciucul prezintă și o anumită flexibilitate dar nu este rezistent la acțiunea radiațiilor ultraviolete [1.45].

Limitarea folosirii acoperirilor pe bază de polimeri provine din lipsa de flexibilitate a filmelor de protecție realizate. Astfel, în zonele unde betonul fisurează filmul de acoperire poate el însuși fisura permițând accesul direct al agenților externi corozivi. Metoda tradițională de mărire a flexibilității constă în adăugarea unui plastifiant extern ceea ce duce, însă, la formarea de murdărie pe suprafața acoperirilor. Aceasta deoarece agentul plastifiant nu este încorporat în structura polimerului și continuă să fie eliminat la suprafața acoperirii chiar după ce sistemul a fost tratat, ceea ce duce la atragerea murdăriei. Soluția la această problemă o reprezintă rășinile acrilice flexibile care încorporează agentul plastifiant în polimerul de bază (plasticizare internă) și care prezintă toate proprietățile rășinilor acrilice convenționale, adică rezistența la carbonatare, stabilitatea la radiații ultraviolete, precum și capacitatea de acoperire a fisurilor cu deschidere (0 - 3) mm, [1.45].

Pentru a face o comparație între multitudinea de polimeri utilizați ca acoperiri și căptușiri se prezintă unele dintre proprietățile, foarte importante, ale acestora: permeabilitatea la apă, Figura 1.21 [1.47], alungirea și rezistența la întindere, Figura 1.22 [1.47].

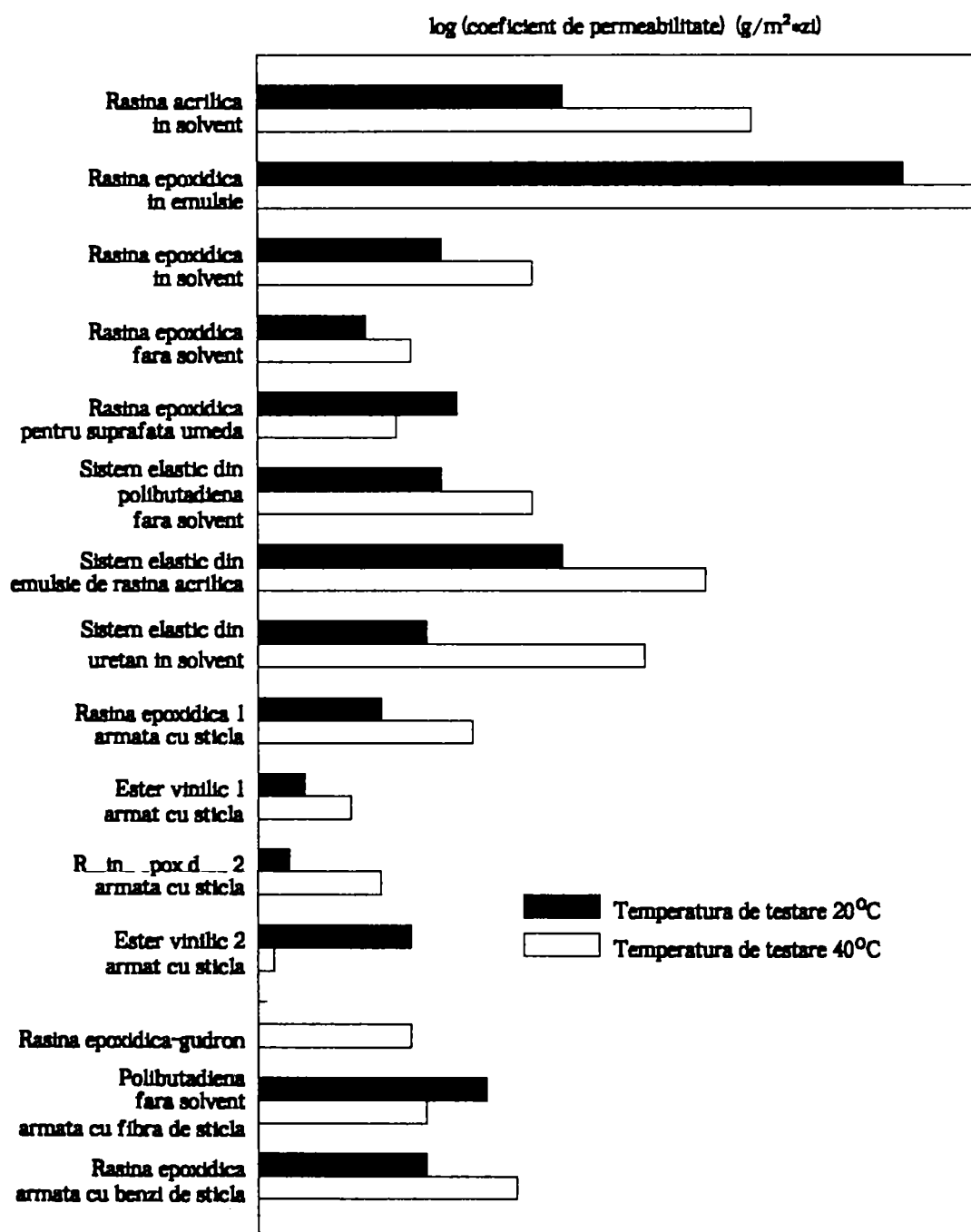


Figura 1.21. Rezultatele testelor asupra permeabilității polimerilor.

După cum se observă din figură, performanțe excelente privind împiedicarea pătrunderii apei, care va conduce la coroziunea armăturilor din beton, sunt caracteristice rășinilor epoxidice (exclusiv rășinile epoxidice în emulsie) și materialelor armate cu sticlă conținând rășini epoxidice sau rășini esterice de vinil.

Proprietățile foarte importante de flexibilitate, cele necesare urmăririi de către materialele din acoperiri a deschiderii-închiderii fisurilor din beton, apreciate prin alungire și rezistența la întindere, au fost îmbunătățite față de polimerii clasici prin folosirea filmelor groase de mare performanță din cauciuc, a rășinilor de polibutadienă și a rășinilor epoxidice foarte elastice și flexibile care se desprind din Figura 1.22.

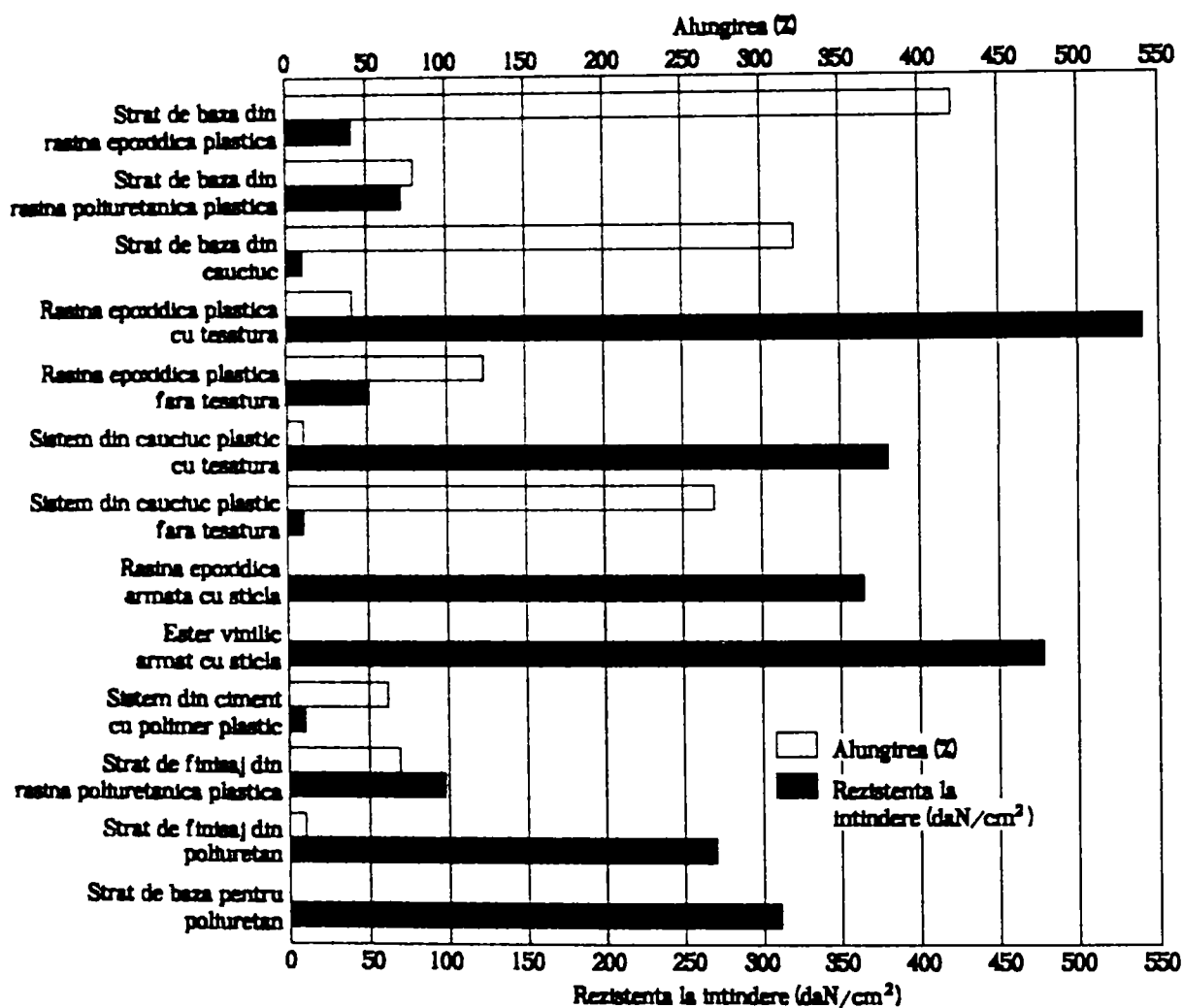


Figura 1.22. Rezultatele testelor asupra proprietăților acoperirilor de urmărire a fisurilor.

Polimerii pot fi folosiți și la impregnarea suprafețelor elementelor de beton, urmată de aplicarea a 2 sau 3 straturi de polimeri ceea ce asigură o foarte bună impermeabilitate și rezistență la îngheț-dezghet. Pentru realizarea impregnării, polimerul trebuie să aibă o vâscozitate scăzută și să nu conțină solvenți volatili. Folosindu-se polimeri epoxidici EP se pot obține penetrări de până la 10 mm, micșorarea vâscozității se poate realiza prin ridicarea temperaturii polimerului și betonului [146].

O altă soluție 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 [1.45]. Totuși există rezerve asupra performanțelor acestor materiale.

Pentru o maximă protecție posibilă a structurilor de beton s-au formulat sistemele combinate. Aceste produse au fost dezvoltate inițial în America de Nord. Ele combină excelenta rezistență la clor cu excepționale calități anti-carbonatate. Unul dintre sistemele cu cele mai bune rezultate constă într-un strat primar de silani/siloxani acrilici plus o acoperire superioară de rășini acrilice pigmentate. În acest sistem, stratul primar conținând silan/siloxan cu vâscozitate și volatilitate redusă penetrează substratul de beton obținându-se rezistența la săruri solubile în apă. În completare, procentul mic de rășină epoxidică conținut în sistem acționează ca un stabilizator și condiționează porozitatea. Acoperirea superioară este o rășină epoxidică pigmentată, un film format peste suprafața betonului care dă sistemului rezistență la carbonatate. Combinația celor 2 substanțe dă posibilitatea eliminării din structură a vaporilor de apă potențial dăunători. Două straturi de acoperire superioară sunt necesare pentru a minimiza posibilitatea apariției unor orificii, pori care vor reduce semnificativ proprietățile generale ale sistemului [1.45].

Pentru a oferi performanțe maxime și pentru a asigura o estetică îmbunătățită a structurii trebuie să existe o mare varietate de sisteme combinate, în culori varate. Sistemele flexibile sunt necesare în zonele deformabile iar acoperiri texturate sunt cerute pentru a masca imperfecțiunile grosiere ale substratului de beton. Trebuie reținut faptul că sistemele texturate folosite singure nu oferă, în general, o barieră suficientă anti-carbonatate datorită filmului limitat de substanță constituit între imperfecțiunile cu profil ridicat. Deci, dacă este cerută rezistență la carbonatate va trebui aplicat suplimentar un strat superior de acoperire.

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 proiectare structurilor și în special la prevederea detaliilor de execuție.

În scopul protejării armăturilor la coroziune datorată pătrunderii ionilor de clor în beton, în medii marine, s-a încercat cu succes folosirea betoanelor de înaltă rezistență [1.38] betoane care prezintă o permeabilitate redusă. Realizarea betonului de înaltă rezistență s-a făcut printr-o metodă obișnuită, prin tehnica presării puternice și vacuumare. Studiile efectuate, în condiții accelerate de coroziune, asupra unor elemente structurale, grinzi și stâlpi, au scos în evidență avantajele soluției propuse: coroziunea, care în general se extinde longitudinal pe suprafața barelor de armătură în beton obișnuit, s-a limitat numai la zona din apropierea fisurilor; penetrarea ionilor de clor în beton depinde în mare măsură de calitatea betonului și deci betoanele de înaltă rezistență reduc acest fenomen.

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 [1.48]. 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.

Tipurile de sisteme anodice disponibile în prezent pentru realizarea protecției anodice sunt:

- rețele de oxid metalic de titaniu căptușite, dispuse în matricea de ciment;
- fire conductive din polimeri dispuse în matricea de ciment;
- căptușiri conductive;
- căptușiri metalice stropite;
- sisteme de fire distribuite;
- asfalturi conductive.

Alegerea celui mai potrivit sistem anodic pentru o structură anumită va depinde de natura instalațiilor necesare. În prezent există specificații pentru folosirea procedurilor de protecție catodică [1.49].

Prin folosirea unor aditivi speciali la prepararea betoanelor este, deasemenea, 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 paragraful 1.5.1. 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.

Calea pentru a se hotărî necesitatea executării reparațiilor, remediilor unei structuri și etapele realizării unor astfel de lucrări sunt prezentate, în cazul unui pod de beton precomprimat, în Figura 1.23 [1.51]. Deteriorarea podului s-a produs datorită condițiilor de expunere în mediu marin și în special datorită acțiunii sărurilor.

Investigarea detaliată a structurii a urmărit:

- evaluarea cantitativă a distrugerilor;
- determinarea adâncimii de neutralizare a betonului și efectul acesteia asupra coroziunii armăturilor;
- scăderea de rezistență a betonului (testul cu sclerometrul Schmidt);
- conținutul de clor din beton și efectul acesteia asupra coroziunii armăturilor;
- coroziunea barelor de armătură;
- grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor;
- starea da coroziune a cablurilor de precomprimare.

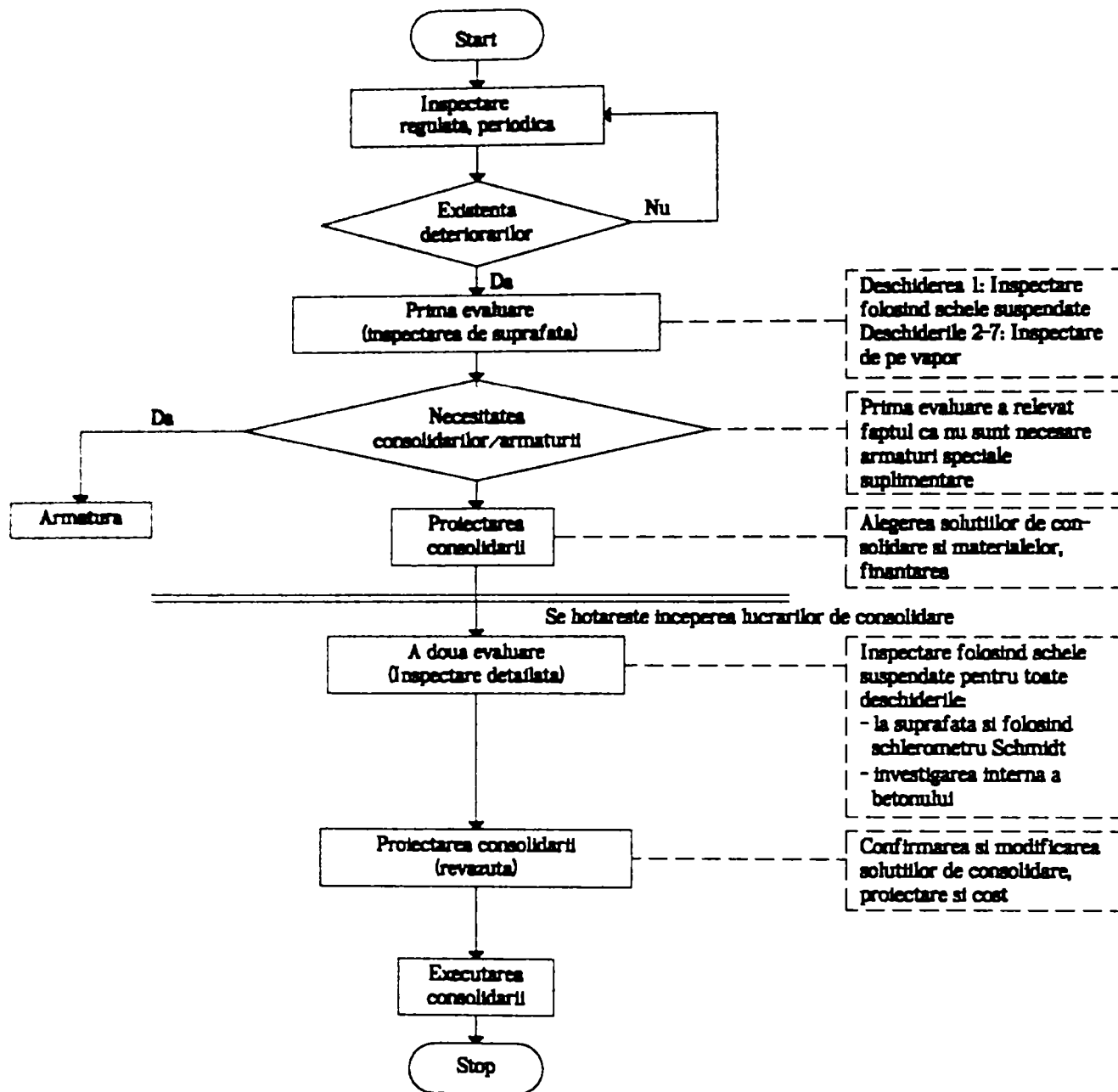


Figura 1.23. Proceduri de reparație

Ca rezultat al investigațiilor efectuate s-au adoptat metodele de remediere prezentate în continuare.

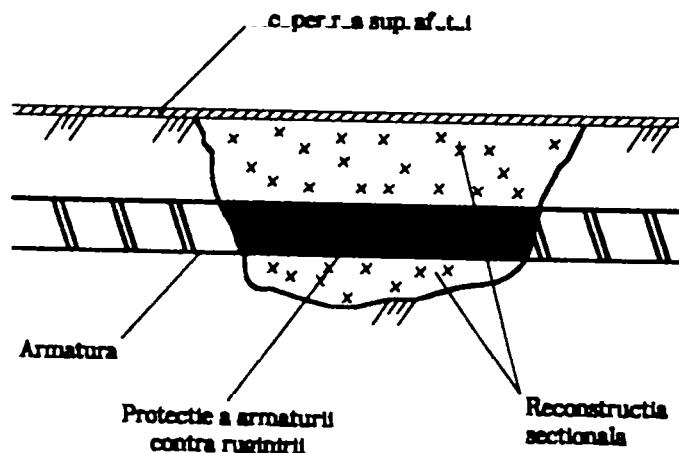


Figura 1.24. Metode de reconstrucție secțională.

a) tratamentul barelor de armătură pentru a preveni ruginirea lor. Pentru aceasta s-a îndepărtat, inițial, betonul din jurul armăturilor din zonele deteriorate. Apoi s-a îndepărtat rugina de pe armături, porțiunile din bare foarte degradate au fost înlocuite și s-au adăugat bare suplimentare în zonele foarte deteriorate. După aceea s-au vopsit cu rășini epoxidice armăturile dezvelite, pentru a împiedica ruginirea viitoare.

b) reconstrucția secțiunilor de beton degradate sau a zonelor unde betonul a fost îndepărtat pentru repararea armăturilor, care s-a făcut cu mortar ușor cu rășini epoxidice și beton, betonarea realizându-se prin introducerea inițială a agregatelor în goluri și injectarea cu pastă de ciment și polimeri.

c) acoperirea suprafeței betonului cu rășini epoxidice astfel:

- după ce s-a verificat că umiditatea betonului și cantitatea de clor depozitată pe suprafața betonului nu depășește anumite valori s-a dispus un prim strat de rășini epoxidice urmat de un chit de rășini epoxidice pentru eliminarea porilor și defectelor din filmul intermediar de rășini următor, prin umplerea golurilor și nivelarea suprafeței de beton;

- s-a dispus un strat intermediar de rășini epoxidice, un film gros, al cărui rol este de a împiedica pătrunderea spre armături a factorilor de coroziune (clor, oxigen, umiditate). Ultimul strat, 2 filme subțiri de rășini poliuretanică, s-a aplicat pentru îmbunătățirea rezistenței la factori climaterici și a durabilității stratului intermediar.

Sinteza acestor procedee de remediere este prezentată în Figura 1.25:

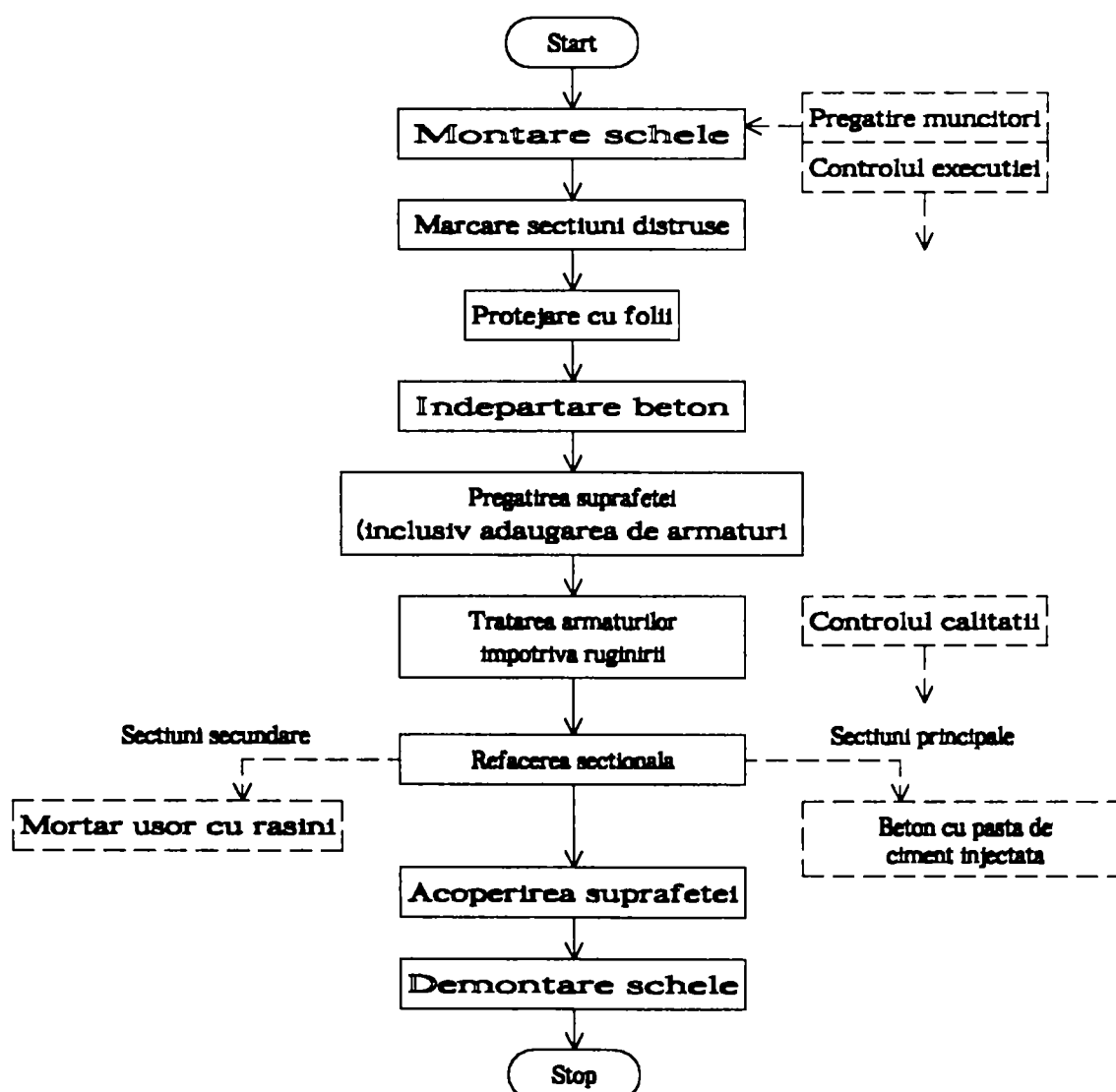


Figura 1.25. Execuție a lucrărilor de reparații.

Măsurile de reparare prezentate în acest exemplu pot fi generalizate pentru structurile de beton degradate.

Așa cum s-a arătat anterior folosirea polimerilor este foarte eficientă în realizarea reparațiilor elementelor de beton. Injectarea cu polimeri a fisurilor sau a altor defecte este posibilă dacă se respectă câteva reguli referitoare la: vâscozitatea polimerilor; modulul de elasticitate a polimerilor; aria ce urmează a fi reparată este perforată, interspațiul dintre perforații fiind funcție de lățimea fisurilor iar adâncimea funcție de grosimea stratului de beton deteriorat; timpul de întărire este condiționat de lungimea porțiunii reparate. Se pot folosi polimeri epoxidici și poliesteri [1.46].

1.6. Concluzii

Experiența recentă din domeniul construcțiilor de beton a scos în evidență existența problemelor de durabilitate fiind recunoscută necesitatea urgentă de rezolvare a acestora. Îmbunătățirile trebuie să ia în considerare complexitatea utilizării betonului și influența practicilor, adesea inadecvate, de proiectare și execuție.

Codurile actuale de proiectare, existente pe plan mondial, asigură durabilitatea prin prescripții referitoare la calitatea materialelor, conținutul de ciment, raportul apă-ciment, rezistența betonului, stratul de acoperire al armăturilor, punerea în operă a betonului (turnare, compactare și tratare, protecție după turnare). În orice caz calitatea finală a betonului in-situ depinde foarte mult de practicile de pe șantiere. O altă dificultate apare în anumite situații chiar dacă prescripțiile de proiectare au fost respectate, durabilitatea nefiind asigurată.

O alternativă la rezolvarea problemelor de protecție a betonului o reprezintă modificarea normelor de proiectare prin includerea unor cerințe mai detaliate de performanță. Un număr considerabil de teste adecvate s-au dezvoltat în scopul evaluării potențialului de durabilitate al betonului, teste care pot fi folosite in-situ. Multe din aceste teste se concentrează asupra acoperirii cu beton care, trebuie să asigure protecția armăturilor, interacționează direct cu mediul înconjurător și care este cea mai vulnerabilă la efectele practicii de pe șantiere și a metodelor de tratare. Schimbarea normelor de proiectare și testare a betonului va cere un efort tehnic și material deosebit.

Deasemenea este necesar ca viziunea de durabilitate infinită a construcțiilor de beton să se schimbe, acceptându-se diferite soluții pentru atingerea duratei de viață proiectate sau prelungirea acesteia.

Există în prezent numeroase opțiuni pentru a furniza o protecție adecvată betonului, pornind de la soluțiile adoptate în proiectare la cele din execuție și apoi exploatare, întreținere. Fiecare dintre posibilități poate fi avantajoasă în diferite situații de expunere, de deteriorare a structurilor. Sunt necesare, în continuare, cercetări pentru identificarea soluțiilor cele mai potrivite situațiilor generale și particulare multiple de expunere a betonului.

Trebuie luată în considerare și inadecvata pregătire în tehnologia betonului a personalului care lucrează în construcții. Este necesară pregătirea continuă în scopul cunoașterii problemelor de durabilitate și a metodelor de rezolvare a acestora.

2.

ABORDAREA PROBABILISTICĂ A CALCULULUI STRUCTURILOR

2.1. Introducere

Evoluția procedelor de calcul a construcțiilor este sintetizată de prof. C. Avram în prefața la cartea "Siguranța structurilor" [2.1]. **Metoda rezistențelor admisibile**, primul procedeu utilizat la proiectarea structurilor, a fost introdus ca urmare a dezvoltării teoriei matematice a elasticității. Progresele ulterioare realizate în teoria matematică a plasticității și cunoașterii mai exacte a proprietăților materialelor de construcții, au condus la adoptarea **metodei de calcul la rupere** a construcțiilor, în special a celor din beton armat. Elaborarea **metodei de calcul la stări limită**, care face posibilă analiza comportării elementelor de construcții și a structurilor atât în stadiul elastic sau vâscos-elastic de serviciu (stări limită de exploatare), cât și în stadiul plastic de rupere (stări limită ultime sau ale capacității portante), a fost posibilă datorită dezvoltării cunoștințelor teoretice și experimentale, precum și acumulării unui volum mare de date privind acțiunile și proprietățile fizico-mecanice ale materialelor și structurilor.

Apreciate din punctul de vedere al conceptului de siguranță, procedeele de calcul se pot grupa astfel: metodele de calcul la rezistențe admisibile și la rupere sunt **metode deterministe**, în care parametrii de bază care intervin în calcul (acțiuni, rezistențe, mărimi geometrice, etc.) sunt considerați nealeatorii, cu valori certe; metoda de calcul la stări limită admite **conceptul de siguranță probabilist**, pornind de la constatarea că modelul de calcul probabilist se apropie cel mai mult de comportarea reală a structurilor. În mod real însă, metoda de calcul la stări limită admite un **concept de siguranță semiprobabilist**, deoarece unele variabile se consideră parțial aleatorii și parțial nealeatorii. Semnificative în acest sens sunt valorile de calcul ale rezistențelor betonului și armăturilor care se obțin prin înmulțirea rezistențelor caracteristice sau normate (mărimi aleatorii definite pe baze probabilistice) cu coeficienți subunitari, stabiliți pe baze deterministe. **Metodele de calcul probabilist** presupun ca parametrii de bază ai calculului să fie mărimi aleatorii.

Amintit anterior, conceptul de **siguranță a construcțiilor** reprezintă ansamblul condițiilor necesare a fi îndeplinite la proiectarea și execuția unei construcții pentru ca aceasta să nu sufere avarii datorită diverselor acțiuni. Siguranța construcțiilor este indisolubil legată de conceptul de calitate și se exprimă cantitativ prin probabilitatea de supraviețuire, fără apariția de avarii.

Abordarea probabilistă a calculului structurilor presupune evaluarea statistică a caracteristicilor construcțiilor - calitatea materialelor, acțiuni în construcții - utilizându-se diferite modele probabilistice precum și evaluarea statistică a siguranței construcțiilor.

2.2. Modele probabilistice folosite

Experiența determinării proprietăților fizico-mecanice ale materialelor și a încercărilor elementelor și construcțiilor arată că, în condiții egale, se obțin rezultate diferite, caracterizate printr-o anumită dispersie a mărimilor măsurate și datorate specificului materialului, elementului sau construcției cât și tehnicii încercărilor. Rezultă că datele obținute din măsurători sunt **mărimi aleatorii**. Prin definiție, un eveniment (fenomen) **E** este aleator atunci când realizând un complex de condiții **S**, evenimentul **E** câteodată se produce, iar câteodată nu se produce. Legătura dintre complexul de condiții **S** și evenimentul **E** este dată de legea de probabilitate **p**, care arată de câte ori se produce evenimentul **E** și de câte ori nu se produce pentru un număr **n** de cazuri. Spre deosebire de evenimentul aleator, un eveniment **E** este cert când realizând un complex de condiții **S**, evenimentul **E** se produce întotdeauna.

Mărimile aleatorii sunt interpretate prin **metode statistice**, care sunt tot mai mult aplicate și la evaluarea siguranței construcțiilor. Pentru aprecierea mai corectă a diversilor parametri cu care se operează în construcții se aplică metodele statisticii matematice.

Obiectul statisticii matematice constă în prelucrarea metodelor de analiză a rezultatelor observațiilor fenomenelor și în stabilirea metodelor de planificare a acestor observații. Spre deosebire de calculul probabilităților, care operează cu caracteristici ale repartițiilor teoretice ale mărimilor aleatoare, statistica matematică se ocupă cu obținerea, prelucrarea și interpretarea caracteristicilor repartițiilor empirice și găsirea unor repartiții teoretice de probabilitate, corespunzătoare acestora.

2.2.1. Repartiții de frecvență

Variabilele aleatoare sunt unidimensionale sau **n** - dimensionale. Variabila aleatoare unidimensională se numește **discretă** sau **discontinuuă** dacă valorile sale, notate în ordinea crescătoare x_1, x_2, \dots , sunt distincte, formând o mulțime finită (variabilă aleatoare simplă) sau o mulțime infinită numărabilă și se numește **continuuă** dacă valorile sale, notate cu **x**, umplu un interval finit sau infinit. Valoarea **x** se numește **argumentul** variabilei aleatoare și are loc cu o probabilitate $p = f(x)$, care se numește **funcția de probabilitate** (frecvența elementelor) și caracterizează **distribuția** (repartiția) variabilei aleatoare.

Modul de reprezentare al unei variabile statistice și legătura cu variabilele aleatoare din teoria probabilităților se face prin tablourile:

$$X: \begin{pmatrix} x_1 & x_2 & \dots & x_n \\ p_1 & p_2 & \dots & p_n \end{pmatrix}, p_i \geq 0, \sum_{i=1}^n p_i = 1 \quad (2.1)$$

pentru cazul variabilei aleatoare simple, în care p_i este probabilitatea ca **X** să ia valoarea x_i și:

$$X: \begin{pmatrix} x_1 & x_2 & \dots & x_n \\ f_1 & f_2 & \dots & f_n \end{pmatrix}, \sum_{i=1}^n f_i = 1 \quad (2.2)$$

pentru cazul variabilei continue (variabilă statistică), în care f_i este frecvența relativă a variabilei x_i . Dacă datele referitoare la variabila aleatoare sunt aranjate într-un tabel, care dă frecvența elementelor (funcția de probabilitate), aflate în intervale succesive, de preferință egale, de valori ale variabilei x , un astfel de tabel se numește **repartiție de frecvență**. Reprezentarea grafică a repartiției de frecvență se face cu ajutorul **poligonului frecvenței** sau al **histogramei** (Figura 2.1). Prin unirea punctelor reprezentând frecvența absolută din mijlocul intervalelor succesive cu linii drepte rezultă poligonul de frecvență, iar prin trasarea unor linii orizontale scurte și unirea cu linii verticale rezultă histograma.

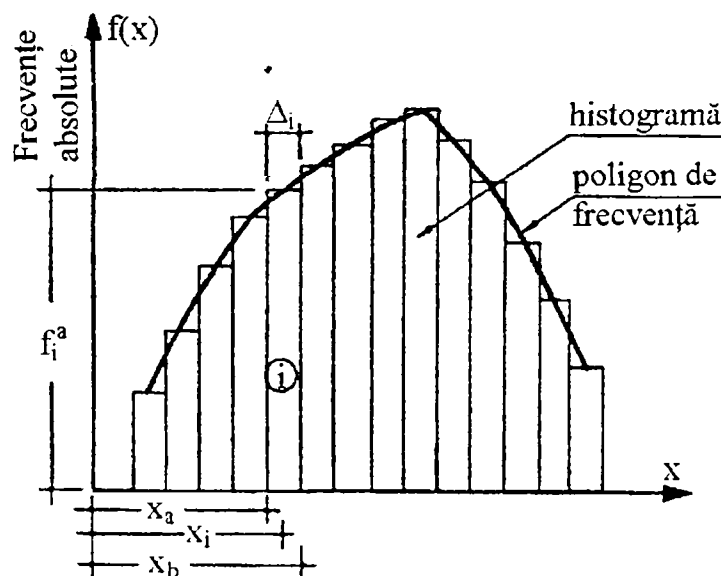


Figura 2.1. Histograma și poligonul de frecvență.

Dacă intervalele de grupă sunt micșorate și numărul de observații crește, astfel încât frecvențele să rămână finite, poligonul și histograma se apropie de o curbă netedă - **curba de frecvență (curba densității de repartiție)**.

Repartițiile de frecvență cele mai des întâlnite în practică sunt de patru tipuri (Figura 2.2): a) repartiția de frecvență simetrică ideală; b) repartiție moderat asimetrică (oblică); c) repartiție extrem asimetrică sau **j**; d) repartiție în formă de U. Cazurile **a** și **b** sunt cele mai frecvente în statistică, repartiția moderat asimetrică fiind cea mai întâlnită și utilizată. Cazul **c** este un caz limită al repartiției **b**, iar cazul **d** este mai rar întâlnit.

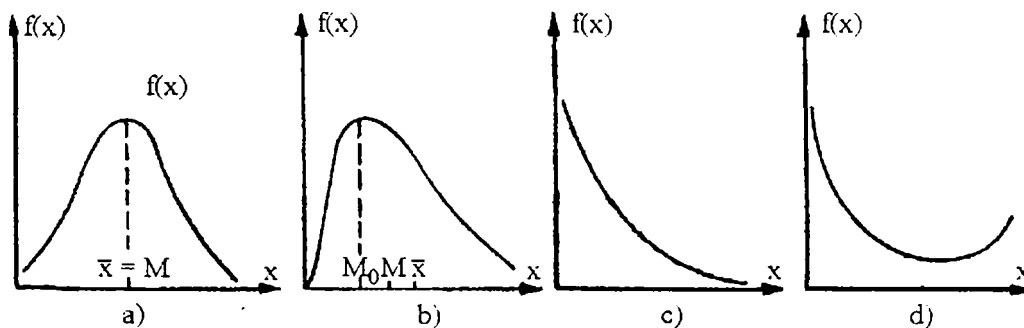


Figura 2.2. Tipuri de repartiții de frecvență.

În cele mai multe cazuri analiza histogramei și a poligonului de frecvență este insuficientă pentru a se obține informații detaliate asupra distribuției valorilor experimentale. În aceste situații se determină caracteristici de ansamblu ale histogramei; printre aceste caracteristici, cea mai simplă și mai importantă este măsura **tendinței centrale** a distribuției.

Tendința centrală a distribuției se exprimă prin **indicatorii de localizare statistică**: media aritmetică; media geometrică; media pătratică; mediana; modulul.

Media aritmetică nu poate da nici o indicație asupra împrăștierii rezultatelor. Este necesar, de cele mai multe ori, să se cunoască modul și măsura în care datele se abat de la tendința generală, ceea ce se apreciază prin **indicatorii de măsură ai împrăștierii** (măsura variabilității) și care sunt: amplitudinea; abaterea medie; abaterea medie pătratică sau deviația (abaterea) standard; dispersarea variabilei aleatoare; abaterea medie pătratică corectată; coeficientul de variație.

2.2.2. Legi de repartiție folosite în studiul statistic al calității și siguranței construcțiilor

Exemplele de repartiții de frecvențe prezentate anterior s-au referit la date obținute din determinări experimentale. Pe baza unor ipoteze generale se poate, însă, deduce și matematic repartiția de frecvență a unei anumite populații, repartițiile de acest fel fiind denumite repartiții teoretice. Se vor prezenta în continuare legi de probabilitate ale unor variabile aleatoare din teoria probabilităților care se întâlnesc în studiul unor populații statistice.

Repartițiile de frecvență se împart în două categorii: repartiții continue și repartiții discrete. Din prima categorie fac parte următoarele repartiții mai folosite: repartiția normală, repartiția Student, ș.a. Din categoria repartițiilor discrete fac parte: repartiția binomială, repartiția Poisson, ș.a.

Legile de repartiție ale frecvențelor sunt caracterizate prin următoarele:

- Densitatea de repartiție sau densitatea de probabilitate (numită și funcție de frecvență) este funcția al cărei grafic este curba de frecvență și reprezintă înfășurătoarea histogramei normalizate a frecvențelor relative; pentru o distribuție continuă, densitatea de repartiție (funcția de frecvență) se notează $f(x)$, iar pentru o distribuție discretă $p(x)$.

- Funcția de repartiție (de distribuție) $F(x)$ reprezintă probabilitatea ca valorile variabilei aleatoare să fie mai mici sau cel mult egale cu o valoare dată x_k . Cu alte cuvinte, funcția de repartiție reprezintă ariile delimitate de curba normală de la $-\infty$ la valoarea dată x_k . Pentru o distribuție continuă, funcția de repartiție are expresia (vezi Figura 2.3.a):

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad (2.3)$$

iar pentru o distribuție discretă (vezi Figura 2.3.b și Figura 2.1):

$$F(x) = \sum_{1 \rightarrow k} f(x_i) \Delta_i, \text{ sau } F(x) = \sum_{x_i \leq x} p_i \quad (2.4), (2.5)$$

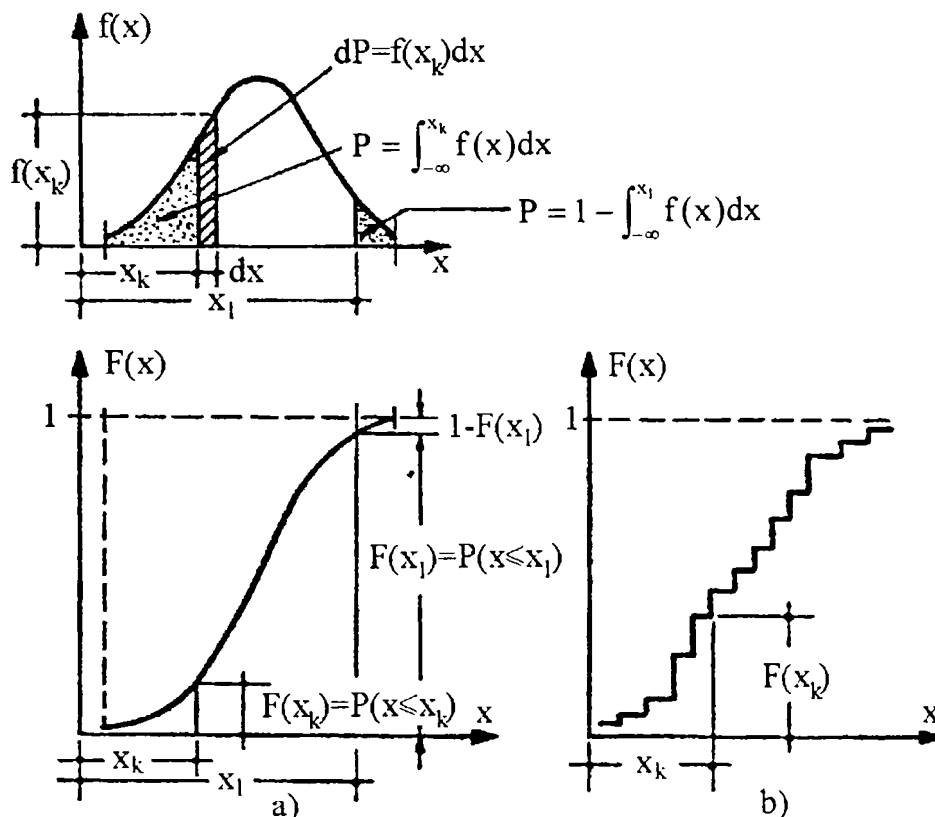


Figura 2.3. Densitatea de repartiție și funcția de repartiție.

Funcția de repartiție, ca orice probabilitate, este:

$$0 \leq F(x) \leq 1 \tag{2.6}$$

2.2.2.1. Distribuția normală și lognormală

Distribuția normală este caracteristică multor valori experimentale care au o repartiție simetrică.

Densitatea de repartiție a distribuției normale cu centrul în valoarea medie \bar{x} și cu dispersia s^2 este:

$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{s}\right)^2} \tag{2.7}$$

$(x \in \mathbb{R}, s > 0)$

Graficul acestei funcții (Figura 2.4), cunoscut sub denumirea "clopotul lui Gauss", este simetric față de abscisa $x = \bar{x}$, pentru care valoarea maximă a funcției este:

$$f(x = \bar{x}) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} = \frac{0,39894}{s} \tag{2.8}$$

și are două puncte de inflexiune la $\bar{x} \pm s$, iar

$$\lim_{x \rightarrow \infty} f(x) = 0 \tag{2.9}$$

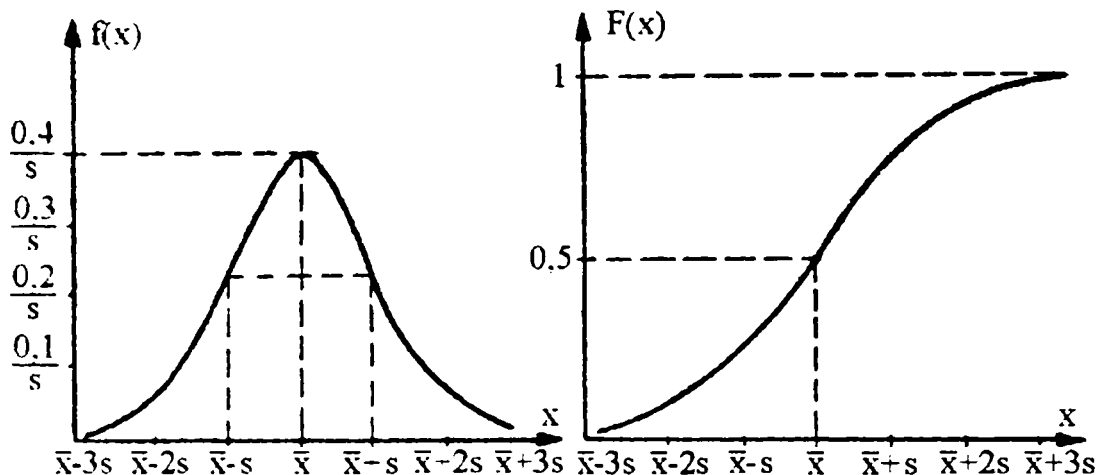


Figura 2.4. Distribuția normală (Gauss).

Funcția de repartiție este:

$$F(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{s}\right)^2} dx \tag{2.10}$$

Dacă se reprezintă distribuția normală într-un sistem de axe de coordonate cu originea în abscisa corespunzătoare mediei ($\bar{x} = 0$) se obține **repartiția normală normalată**, care are dispersia egală cu 1 (Figura 2.5).

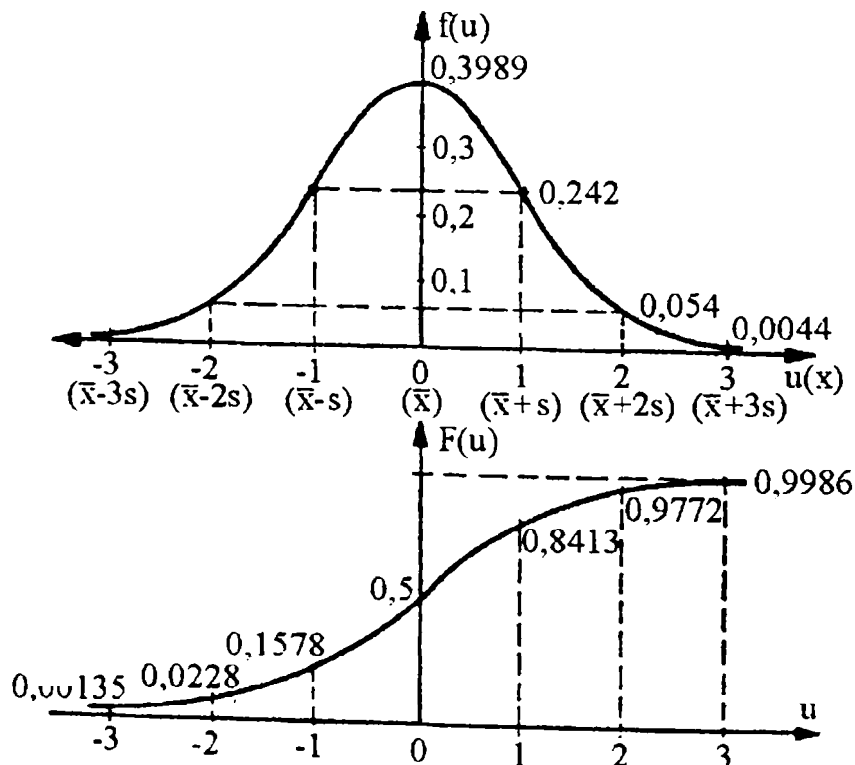


Figura 2.5. Densitatea de repartiție și funcția de repartiție pentru variabila normalată.

Trecerea la expresiile inițiale ale funcțiilor se face prin schimbarea variabilei în variabila normată, care este:

$$u = \frac{x - \bar{x}}{s} \quad (2.11)$$

Densitatea de repartiție și funcția de repartiție devin:

$$f(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}} \cong 0,4e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (2.12)$$

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (2.13)$$

Câteva valori ale funcției $F(u)$ în raport cu $u = (x - \bar{x}) / s$ sunt date în cartea "Verificarea calității, siguranței și durabilității construcțiilor" [2.2] și Figura 2.5. Funcția de distribuție se mai poate scrie și sub forma:

$$F(u) = \frac{1}{2} + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^u e^{-\frac{u^2}{2}} du = \frac{1}{2} + \Phi(u) \quad (2.14)$$

întrucât este simetrică față de axa ordonatelor și

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1 \quad (2.15)$$

Din Figura 2.6 se constată că intervalul delimitat de variabilele normate $-u_1$ și u_1 este denumit **interval de încredere**, iar cel din afară ($|u| > u_1$) este definit ca interval critic, probabilitatea ca valorile lui u să aparțină intervalului critic **prag (nivel) de semnificație**; se constată că integrala definită $\Phi(u)$, denumită funcția Laplace, este jumătate din aria mărginită de curba $F(u)$ în intervalul de încredere.

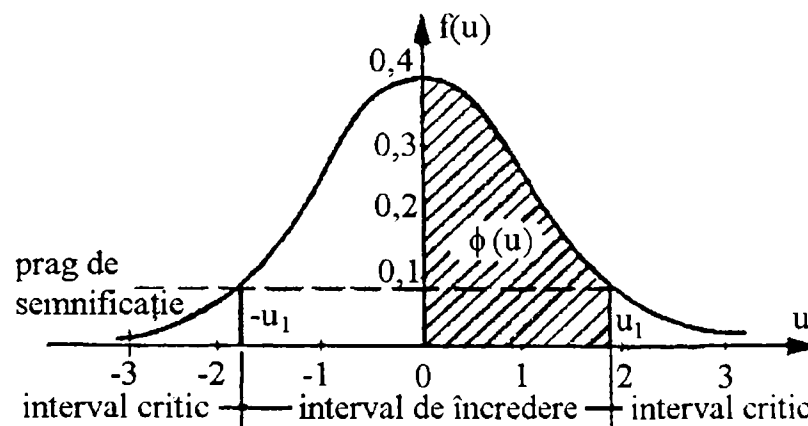


Figura 2.6. Semnificația grafică a densității de repartiție.

Din Figura 2.6 și relația (2.14) se constată că probabilitatea ca variabila aleatoare să ia valori în intervalul critic este:

$$P(u) = \frac{1}{2} - \Phi(u) = 1 - F(u) \quad (2.16)$$

Relația (2.11) reprezintă ecuația unei drepte, ceea ce se dovedește prin colinearitatea punctelor definite de variabila aleatoare x și variabila aleatoare normată u . În Figura 2.7 s-a reprezentat dreapta definită de relația (2.11), în ordonată fiind reprezentată și funcția de distribuție $F(u)$ la scară normată (gaussiană).

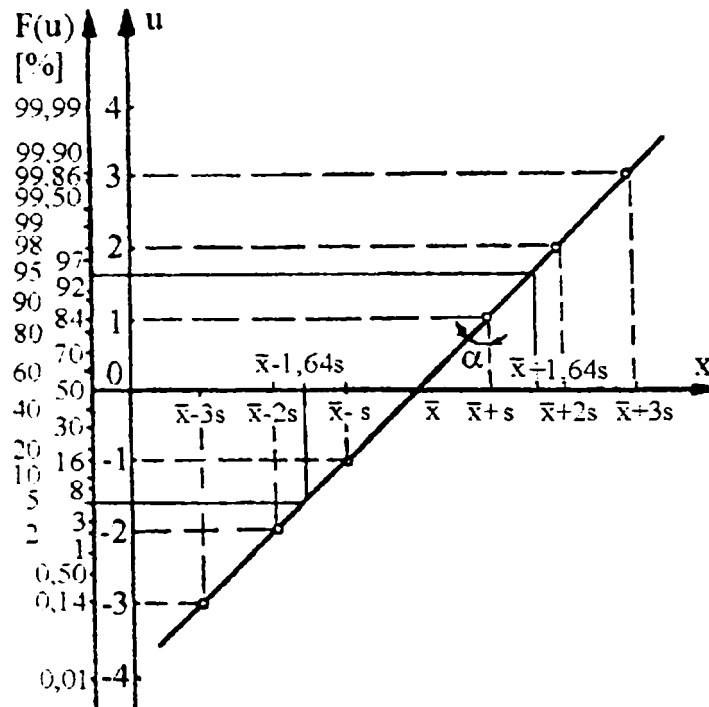


Figura 2.7 Colinearitatea distribuțiilor normale în coordonatele $x - u$ și $x - F(u)$.

Reprezentarea din Figura 2.7 se bucură de proprietățile:

- intersecția dreptei cu axa absciselor are loc în dreptul mediei aritmetice (\bar{x}), la care $F(u) = 50\%$ și $u = 0$,
- abaterea medie pătratică s reprezintă coeficientul unghiular al dreptei, adică

$$s = \operatorname{tg}\alpha = \frac{\bar{x} + s - \bar{x}}{1} \quad (2.17)$$

- distribuția colineară permite determinarea probabilității ca variabila aleatoare să ia o anumită valoare.

Din relația (2.11), de definiție a variabilei normate, se poate reveni la variabila aleatoare x :

$$x = \bar{x} \pm us \quad (2.11a)$$

Relația (2.11a) poate fi folosită pentru a se determina intervalul critic în care se poate situa variabila aleatoare x , pentru o probabilitate dată; se cunoaște media \bar{x} , abaterea standard s , iar u se scoate din tabele [2.2] în funcție de probabilitatea dată. Spre exemplu,

care sunt valorile minimă și maximă ale variabilei x , pentru o probabilitate de 5 % (0,05)? Conform datelor din [2.2] se obțin:

$$P(u) = 0,05 ; F(u) = 1 - P(u) = 1 - 0,05 = 0,95 ; u = 1,6448 \text{ și deci:}$$

$$x_{\min}^{\max} = \bar{x} \pm 1,6448s \tag{2.11b}$$

Rezultă că 5 % din valorile variabilei sunt mai mici decât x_{\min} și 5 % sunt mai mari decât x_{\max} .

Valorile de mai sus pot fi regăsite și din Figura 2.7 (la $F(u) = 95\%$ corespunde $\bar{x} + 1,64s$ și la $P(u) = 5\%$ rezultă $\bar{x} - 1,64s$).

În statistică, valorile x_{\min} și x_{\max} sunt denumite **fractili** sau **cuantili** și sunt asociate cu probabilitățile p de a exista valori mai mici sau mai mari. Astfel, fractilul x_p este valoarea variabilei definită cu probabilitatea p de a exista valori mai mici decât x_p , respectiv cu probabilitatea $(1 - p)$ de a exista valori mai mari decât x_p .

Distribuția lognormală se definește prin proprietatea: dacă variabila $\ln x$ este normal repartizată, atunci variabila x este lognormal repartizată. Funcția de repartiție a distribuției lognormale este:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{x} \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \bar{x}}{s}\right)^2} dx \tag{2.10a}$$

iar densitatea de repartiție

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} = \begin{cases} 0 & \text{pentru } x \leq 0 \\ \frac{1}{x} \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \bar{x}}{s}\right)^2} & \text{pentru } x > 0 \end{cases} \tag{2.7a}$$

în care \bar{x} și s sunt media și abaterea pătratică a variabilei $\ln x$. Dacă și în acest caz se introduce notația de tipul (2.11), rezultă funcția de frecvență și de repartiție conform relațiilor (2.12) și (2.13).

2.2.2.2. Distribuții pentru maxime și minime (extremelor)

Aceste distribuții sunt utilizate, în ultimul timp, pentru caracterizarea variației aleatoare a acțiunilor în construcții și a unor rezistențe mecanice. Ele se clasifică în următoarele tipuri [2.3]:

- distribuția tip I - Gumbel;
- distribuția tip II - Fréchet;
- distribuția tip III - Weibull.

La fiecare tip de distribuție corespund două distribuții ale valorilor extreme: una pentru maxime și alta pentru minime. Cele mai mult folosite sunt: distribuția tip I, Gumbel pentru maxime; distribuția tip II, Fréchet pentru maxime; distribuția tip III, Weibull pentru minime.

Distribuția Gumbel pentru maxime se folosește în mod curent pentru definirea, pe baze statistice, a acțiunilor climatice (vântul, zăpada, variația de temperatură) și seismice.

Distribuția se caracterizează prin funcția de repartiție:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad (2.18)$$

și densitatea de repartiție:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} = \alpha e^{-\alpha(x-u)} e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad (2.19)$$

Pentru minime, funcția de repartiție Gumbel este:

$$F(x) = 1 - e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad (2.18a)$$

Se constată că aceste distribuții sunt definite de parametrii u și α ; Gumbel a definit parametrul u ca fiind modulul M_0 . Cei doi parametri se pot calcula în funcție de media \bar{x} și abaterea standard s

$$u = \bar{x} \pm 0,45s,$$

$$\alpha = \frac{\pi}{s\sqrt{6}} \cong \frac{1,2825}{s} \quad (2.20)$$

În relația lui u , semnul minus este pentru maxime iar semnul plus pentru minime.

Din relația (2.20) media și abaterea standard pot fi exprimate în funcție de parametrii u și α sau se pot calcula cu relațiile de definiție.

Mediana distribuției se calculează cu formula:

$$M = u \mp \ln(\ln 2) / \alpha = u \pm 0,3665 / \alpha \cong \bar{x} \pm 0,164s \quad (2.21)$$

iar coeficientul de variație:

$$C_v = \frac{\pi\sqrt{6}}{\alpha u + 0,5772} = \frac{1,2825}{\alpha u + 0,5772} \quad (2.22)$$

În relația lui M , semnele de sus se referă la distribuția pentru maxime, iar cele de jos la distribuția pentru minime.

Dacă se face notația:

$$\text{rezultă pentru maxime: } y = \alpha(x - u) \quad (2.23)$$

$$\text{sau } F(y) = e^{-e^{-y}} \quad (2.24)$$

$$\text{iar densitatea de repartiție este: } -\ln[-\ln F(y)] = y \quad (2.24a)$$

$$f(y) = e^{-y-e^{-y}} \quad (2.25)$$

Dacă se reprezintă distribuția Gumbel pentru maxime se constată că aceasta este asimetrică: maximul densității de repartiție este deplasat spre stânga.

Pentru calculul fractililor x_p ai distribuției Gumbel pentru maxime, definiți de probabilitatea p , se folosește relația (2.18) care devine:

$$F(x)_p = p = e^{-e^{-\alpha(x_p - u)}} \quad (2.18b)$$

iar prin logaritmare rezultă:

$$x_p = u - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \frac{1}{p} \quad (2.26)$$

Dacă în locul parametrilor u și α se introduc media \bar{x} și abaterea standard s (2.20), rezultă:

$$x_p = \bar{x} + \left(-0,78 \ln \ln \frac{1}{p} - 0,45 \right) s \quad (2.27)$$

Făcându-se notația

$$K = -0,78 \ln \ln \frac{1}{p} - 0,45 = \frac{-\ln \ln \frac{1}{p}}{1,282} - 0,45 \quad (2.28)$$

ecuația (2.27) se scrie sub forma (vezi relația 2.11a)

$$x_p = \bar{x} + Ks \quad (2.27a)$$

Valorile lui K pentru distribuția Gumbel pentru maxime, în funcție de probabilitățile p , sunt întabulate [2.2], fiind astfel posibil calcularea fractililor x_p .

Întrucât distribuția Gumbel pentru maxime se folosește în mod curent pentru definirea, pe baze statistice, a acțiunilor climatice (vântul, zăpada, variația de temperatură) și seismice sunt necesare câteva completări ale noțiunilor și relațiilor prezentate.

Perioada de revenire $T(x)$ a valorii x (acțiuni climatice sau seismice) este definită ca intervalul de timp N , în ani, între acțiuni a căror valoare depășește valoarea x ; **perioada medie de revenire $\bar{T}(x)$** a valorii x este valoarea medie a perioadei de revenire $\bar{T}(x)$. Perioada medie de revenire se poate defini și în funcție de probabilitatea de depășire a valorii x într-un an, notată cu p_{1an} , rezultând: $\bar{T}(x) = 1/p_{1an}$. Cum funcția de repartiție $F(x)$ este definită prin probabilitatea ca valorile variabilei să fie mai mici decât x , într-o perioadă de un an, rezultă că $F(x) = 1 - p_{1an}$ și deci:

$$\bar{T}(x) = \frac{1}{1 - F(x)} \quad (2.29)$$

În baza relațiilor (2.18b, 2.28) și (2.29) se poate scrie legătura dintre perioada medie de revenire \bar{T} a fractilului x_p și probabilitatea p de a exista într-un an valori mai mici decât x_p :

$$p = 1 - 1/\bar{T} \quad (2.29a)$$

și

$$K_1 = \frac{-\ln \ln \frac{1}{1 - 1/\bar{T}}}{1,282} - 0,45 \quad (2.28a)$$

de unde:

$$x_{\bar{T}} = \bar{x} + K_1 s \quad (2.27b)$$

Pe de altă parte, pentru calculul fractililor x_p pentru maximele în N ani ale intensității încărcării având probabilitatea p se folosește tot o relație de tipul (2.27), în care se introduce factorul

$$K_N = \left(\frac{-\ln \ln \frac{1}{p}}{1,282} - 0,45 \right) + \frac{\ln N}{1,282} \quad (2.28b)$$

2.2.2.3. Evaluarea concordanței distribuțiilor empirice cu cele teoretice

Stabilirea unor criterii de concordanță a distribuțiilor teoretice cu cele empirice (experimentale) reprezintă o problemă importantă a statisticii matematice. Numai o apropiere a celor două curbe nu este suficientă pentru o bună reușită a repartiției empirice. Procedeele de evaluare a apropierii dintr două repartiții se numesc **criterii de concordanță**.

Criteriul lui Kolmogorov permite a se stabili apropierea funcției de repartiție teoretică $F^*(x)$ de funcția de repartiție empirică $F(x)$, în raport cu diferența cea mai mare dintre ordonatele acestora $D = \max |F(x) - F^*(x)|$, considerând că cele două funcții sunt continue. Se calculează:

$$\lambda = D\sqrt{f} \quad (2.30)$$

unde f este numărul observațiilor. Valoarea calculată se compară cu valorile funcției Kolmogorov, întabulate în diferite lucrări [2.4].

Criteriul χ^2 (Pearson), pentru verificarea normalității, constă în calcularea valorii χ^2 cu relația:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^l \frac{(f_i - fp_i)^2}{fp_i} \quad (2.31)$$

în care:

f_i este numărul de valori (mărimile observate sau frecvența) dintr-o clasă sau numărul total de valori în cazul unei singure clase (interval);

$f = \sum f_i$ este numărul total de valori;

l este numărul claselor (intervalelor);

p_i este probabilitatea ca o valoare observată să aparțină clasei i , calculându-se cu relațiile:

$$p_i = P(-\infty < x \leq x_i) = F(u_i); \quad p_i = P(x_{i-1} < x \leq x_i) = F(u_i) - F(u_{i-1}).$$

Valoarea calculată a lui χ^2 se compară cu valoarea χ_0^2 , dată pentru un anumit nivel de încredere p (în mod obișnuit $p = 5\%$ și 1%) și corespunzătoare numărului de grade de libertate dinamică $k = 1 - v - 1$ (v - numărul parametrilor estimați). În cazul în care $\chi^2 \leq \chi_0^2$ se verifică ipoteza normalității distribuției datelor. Valorile lui χ_0^2 sunt date în tabele. Pentru aplicarea relației (2.31) este indicat ca $f \geq 50$.

2.3. Evaluarea statistică a calității materialelor și acțiunilor în construcții

2.3.1. Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor

Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor de construcții se stabilesc în laboratoare, pe epruvete specifice fiecărui material, datele obținute fiind prelucrate pe baze statistice și oferite proiectării, execuției și verificării construcțiilor. Operațiile de prelucrare a datelor se referă la:

- stabilirea metodelor de selectare a datelor;
- alegerea tipului de repartiție statistică a datelor;
- evaluarea indicatorilor statistici de localizare și împrăștiere;
- definirea mărimilor caracteristice sau normate prin calculul fractililor respectivi;
- stabilirea criteriilor de calitate și control ale calității.

O imagine sugestivă și complexă privind evaluarea statistică a calității este oferită de N. Blaut [2.5] conform Figurii 2.8, în care se prezintă corelația dintre termenii specifici ai procesului de verificare și care au următoarele semnificații:

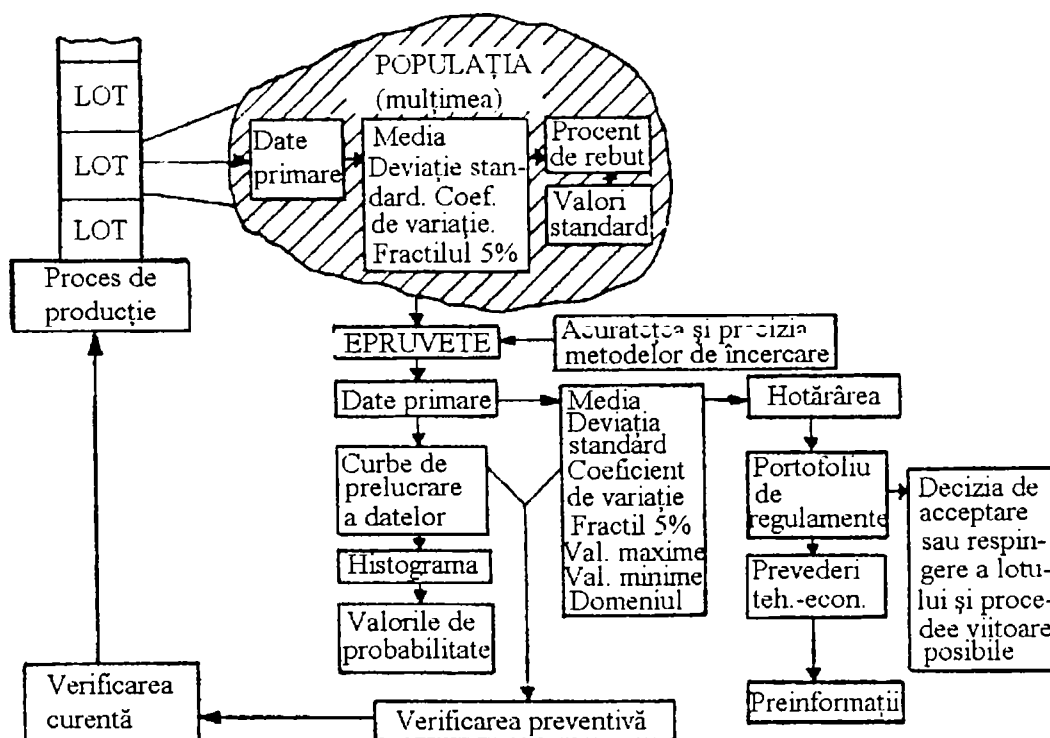


Figura 2.8. Evaluarea statistică a calității conform N. Blaut [2.5].

Lotul este definit ca fiind, spre exemplu, cantitatea de beton produsă în concordanță cu normele din țara respectivă și destinat unui anumit element al construcției, cum ar fi planșee, stâlpi, fundații; loturile indicate în figură produc, în mod simultan, betonul care urmează a fi supus încercărilor

Populația (mulțimea) este întreaga cantitate a materialului sau materialelor verificate care poate fi înțeleasă ca un model imaginar de colectivitate statistică și care poate fi definit prin parametrii statistici ai întregii mulțimi, cum ar fi: media, abaterea medie pătratică, coeficientul de variație, fractili, etc.

Epruvetele pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice sunt alese la întâmplare, fiecare element (cantitate) din populație are șansa de a fi luat ca epruvetă. În cazul unei producții continue, epruvetele vor fi luate la intervale egale, numărul minim fiind de 30 în cazul în care nu există nici un fel de informații asupra populației; când se cunoaște dinainte abaterea medie pătratică a populației, sunt suficiente și 10 epruvete pentru determinarea mediei necunoscute a populației.

Datele primare ale rezultatelor încercărilor reprezintă punctul de plecare pentru evaluarea statistică a calității, ele trebuind să fie corect evaluate și clar prezentate.

Prelucrarea statistică a datelor numerice referitoare la încercări se poate face prin metode analitice sau grafic. Deși metodele analitice se conduc prin utilizarea calculatorului, rezultatele fiind obținute foarte rapid, prin metoda grafică rezultă histograma și funcția de distribuție care reprezintă imagini intuitive pentru ingineri, și în plus, ajută la eliminarea erorilor de calcul. Deasemenea, și reprezentările grafice se pot face pe calculator.

Hotărârea de acceptare sau respingere a materialelor și elementelor asupra cărora s-au făcut determinări, care au fost prelucrate statistic, se face pe baza standardelor, normativelor și instrucțiunilor în vigoare, cât și a prevederilor tehnico-economice care se impun.

Portofoliul de reglementări conține totalitatea normativelor, instrucțiunilor și standardelor pe baza cărora se face acceptarea sau respingerea loturilor de materiale, elemente sau lucrări. Spre exemplu, în țara noastră, se vor respecta prevederile cuprinse în "Normativul pentru executarea lucrărilor din beton și beton armat", indicativ C140-86 [2.6].

Prevederile tehnico-economice se referă la judecarea datelor statistice obținute în concordanță cu satisfacerea criteriilor economice cât și a celor de siguranță ale construcției.

Vericarea preventivă reprezintă una dintre căile sigure ale realizării calității construcțiilor. Astfel, dacă se dorește să se obțină rezistența la compresiune a betonului în limitele admise la proiectare, atunci la prepararea betonului raportul apă/ciment trebuie să fie controlat periodic, datele prelucrate statistic și luate măsuri ca acest raport să aibă abateri cât mai mici.

Definirea unora dintre mărimile caracteristice sau normate cât și tipurile de legi de distribuție vor fi prezentate, în cele ce urmează, pentru două materiale de construcții de bază: betonul și oțelul.

a) **Betonul** se împarte, în conformitate cu STAS 10107/0-90, în următoarele clase: Bc3,5; Bc5; Bc7,5; Bc10; Bc15; Bc20; Bc25; Bc30; Bc35; Bc40; Bc50 și Bc60.

Clasa betonului este definită ca rezistența minimă la compresiune, determinată la 28 zile pe cuburi cu latura de 141 mm și garantată statistic cu un risc de 5 %. În conformitate cu definiția coeficientului de variație C_v și relația (2.11b), clasa betonului, având semnificația unei rezistențe cubice R_b , se determină cu relația:

$$R_{bk} = \bar{R}_b - 1,645s = (1 - 1,645C_v) \bar{R}_b, [N/mm^2] \quad (2.32)$$

în care \bar{R}_b este rezistența medie la compresiune, în N/mm^2 (MPa), pe cuburi.

Marca betonului reprezintă rezistența medie la compresiune \bar{R}_b stabilită prin încercarea pe cuburi cu latura de 10, 14, 20 și 30 cm, la 28 zile.

Rezistența caracteristică la compresiune a betonului, R_{ck} , are semnificația unei rezistențe prismatice minime și se determină cu relația

$$R_{ck} = (0,87 - 0,0002R_{bk}) R_{bk}, [N/mm^2] \quad (2.33)$$

iar rezistența la întindere R_{tk} este:

$$R_{tk} = 0,22 (R_{ck})^{2/3}, [N/mm^2] \quad (2.34)$$

Rezistențele de calcul ale betonului, folosite în proiectare, se deduc din relațiile:

- la compresiune

$$R_c = m_{bc} \frac{R_{ck}}{\gamma_{bc}} \quad (2.35)$$

- la întindere

$$R_t = m_{bt} \frac{R_{tk}}{\gamma_{bt}} \quad (2.36)$$

în care: m_{bc} , m_{bt} sunt coeficienții condițiilor de lucru ai betonului la întindere și compresiune;

γ_{bc} , γ_{bt} sunt coeficienții de reducere ai rezistențelor la compresiune și întindere (pentru cazul când controlul calității se face conform prescripțiilor: $\gamma_{bc} = 1,35$ și $\gamma_{bt} = 1,50$).

Valorile acestor coeficienți sunt date în standardul citat.

Pentru prelucrarea statistică a caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului și mai cu seamă a rezistențelor se folosesc următoarele tipuri de distribuții [2.3]: distribuția normală (majoritatea țărilor și autorilor), distribuția Student (ACI - S.U.A.), distribuția lognormală (America de Nord și de Sud), distribuția Gamma (Rusia), etc.

O problemă controversată pe plan mondial este cea referitoare la stabilirea criteriilor de acceptare a rezistenței la compresiune a betonului funcție de numărul de epruvete încercate.

b) **Oțelul** este, spre deosebire de beton, un material de calitate superioară, cu un grad ridicat de omogenitate a tuturor caracteristicilor fizico-mecanice.

Rezistențele caracteristice ale oțelurilor R_{sk} se consideră ca fractili inferioari (valori minime) ale limitei de curgere reale R_{sc} sau convenționale $R_{0,2}$. Pentru definirea rezistențelor caracteristice, în majoritatea prescripțiilor naționale și internaționale, probabilitatea p se alege în intervalul 0,023 și 0,05. În consecință, pentru o repartiție normală, rezultă:

$$R_{sk} = (1 - 2C_v) R_{sc} \text{ pentru } p = 2,3 \% \quad (2.36a)$$

$$R_{sk} = (1 - 1,645C_v) R_{sc} \text{ pentru } p = 2,3 \% \quad (2.36b)$$

Coefficienții de variație C_v ai rezistenței de curgere a oțelului sunt:

$$C_v = 2,5 \dots 15 \% \quad (2.37)$$

iar pentru oțeluri-carbon obișnuite de bună calitate:

$$C_v = 7 \dots 10 \% \quad (2.37a)$$

Parantezele din relațiile (2.25) se numesc coeficienți de omogenitate ai limitei de curgere a oțelului; în limite foarte largi, acești coeficienți au valorile 0,7 ... 0,94, iar în mod obișnuit 0,8 ... 0,9.

Rezistențele de calcul ale oțelurilor R_s se calculează cu relații asemănătoare cu cele ale betonului

$$R_s = m_s R_{sk} / \gamma_s \quad (2.38)$$

în care: m_s este coeficientul condițiilor de lucru; γ_s este coeficientul de reducere al rezistențelor caracteristice.

Ca legi de distribuție pentru aprecierea rezistențelor oțelurilor se folosesc: distribuția normală (folosită de majoritatea cercetătorilor), distribuția lognormală, distribuția Gumbel pentru maxime, distribuția Beta, etc.

2.3.2. Definirea acțiunilor climatice și permanente

Exprimarea probabilistică a acțiunilor în construcții este pe larg redată în lucrarea "Metode probabilistice în calculul construcțiilor" [2.3].

2.3.2.1. Exprimarea încărcărilor climatice și seismice pe baza perioadei medii de revenire a încărcării

Intensitatea încărcărilor din vânt, zăpadă sau variații de temperatură depinde direct proporțional de intensitatea parametrilor meteorologici corepunzatori: presiunea vântului, înălțimea zăpezii depuse pe sol și temperatura aerului exterior.

Pentru oricare din aceste încărcări se poate accepta simplificat o relație liniară între încărcarea aleatoare X și parametrul meteorologic corespunzător aleator M

$$X = cM \quad (2.39)$$

unde c este o mărime deterministă care înglobează simultan diferite proprietăți ale încărcării și ale construcției pe care se aplică încărcarea.

Definirea parametrilor meteorologici din relația (2.39), respectiv a vitezei vântului sau a înălțimii zăpezii, se bazează pe concepte probabiliste. Ca urmare, în virtutea formei liniare a relației (2.39), probabilitatea de nedepășire a presiunii vântului sau înălțimii zăpezii este în același timp probabilitatea de nedepășire a încărcării din vânt sau zăpadă.

Criteriul actual pentru definirea probabilistică a încărcărilor din vânt și zăpadă în standarde este mărimea perioadei medii de revenire \bar{T} , în ani, a valorilor maxime anuale ale vitezei vântului sau înălțimii zăpezii depuse pe sol.

Maximele anuale ale vitezei vântului și înălțimii zăpezii având diferite perioade de revenire sunt denumite de obicei în prescripțiile pentru calculul structurilor valori normate sau valori caracteristice.

Se reamintește că în funcție de media \bar{x} și abaterea standard s sau coeficientul de variație C_v ale seriei statistice de maxime anuale studiată, valorile normate sau caracteristice având perioade medii de revenire conform standardelor se calculează cu relația (2.27b)

$$x_{\bar{T}} = \bar{x} + \left(\frac{-\ln \ln \frac{1}{1 - 1/\bar{T}}}{1,282} - 0,45 \right) s$$

Valorile calculate astfel au probabilitățile de a exista valori mai mari decât ele într-un an, calculate cu relația

$$p_{1an}(x > x_{\bar{T}}) = \frac{1}{\bar{T}} \quad (2.40)$$

și probabilități de a exista valori mai mari decât ele în N ani, reprezentând durata de existență a construcției, calculate cu relația:

$$p_{Nani}(x > x_{\bar{T}}) = 1 - \left(1 - \frac{1}{\bar{T}}\right)^N \quad (2.41)$$

Intensitatea acțiunilor seismice este în prezent mai rar exprimată în standarde folosind conceptul de perioadă medie de revenire. Totuși, propuneri de hărți de zonare seismică având intensitatea seismică definită cu diverse perioade medii de revenire au fost deja elaborate în S.U.A. și Canada.

Conceptul probabilistic este utilizat curent în proiectarea antiseismică a unor construcții speciale ca de exemplu centralele nucleare-electrice.

2.3.2.2. Încărcări permanente

Încărcările permanente provin din greutatea elementelor structurale și nestructurale, precum și alte greutăți ale echipamentelor, utilajelor, etc., a căror durată de exploatare este comparabilă cu cea a construcției.

Evaluarea încărcărilor permanente se face uzual simplu, însumând produsele dintre greutățile specifice și volumele diferitelor materiale sau elemente de construcție. Ca urmare, apare firească aprecierea că încărcările permanente se evaluează cu un grad ridicat de exactitate.

În fapt, evaluarea încărcărilor permanente presupune incertitudini mai mici decât evaluarea altor categorii de încărcări dar asemenea incertitudini, de natură deterministă sau probabilistă, există întotdeauna în aprecierea încărcărilor permanente.

Incertitudinile deterministe provin de exemplu din: a) modificări ale funcțiilor și arhitecturii construcției, ulterioare elaborării proiectului de rezistență; b) posibilități aproximative de evaluare a volumelor de la intersecția elementelor constructive; c) simplificări în calculul încărcărilor care decurg din conceptul de arie aferentă; etc.

Asemenea incertitudini conduc la diferențe între încărcările reale și cele calculate de până la $\pm 30\%$ și curent $\pm 10\%$.

Modelarea probabilistă consideră încărcarea permanentă o variabilă aleatoare P descrisă prin media \bar{x}_P și abaterea standard s_P sau coeficientul de variație C_{VP} și prin densitatea de repartiție $f(x)$.

Calculând încărcarea permanentă P ca produsul dintre greutatea specifică γ și volumul v

$$P = \gamma v \quad (2.42)$$

media și coeficientul de variație ale încărcării se pot exprima în funcție de media și coeficientul de variație ale greutății specifice \bar{x}_γ și $C_{V\gamma}$ și respectiv media și coeficientul de variație ale volumului \bar{x}_v și C_{Vv} :

$$\bar{x}_P = \bar{x}_\gamma \bar{x}_v,$$

$$C_{VP} = \sqrt{C_{V\gamma}^2 + C_{Vv}^2} \quad (2.43)$$

În baza acestei modelări, studiile statistice privind încărcările permanente au fost orientate spre determinarea indicatorilor de localizare (media) și împrăștiere (coeficientul de variație) a greutăților specifice a diferitelor materiale și a dimensiunilor unor elemente structurale specifice.

Din diferite studii statistice efectuate pentru încărcări permanente au rezultat următoarele estimări și aprecieri.

Coeficienții de variație ai greutateților specifice pot fi evaluați astfel:

- metale	neglijabili;
- betoane, mortare	0,03;
- cărămidă, piatră	0,07;
- materiale ce pot absorbi umiditate	0,10.

Coeficienții de variație ai dimensiunilor elementelor de construcții scad cu creșterea dimensiunilor; ei sunt de asemenea mai mici pentru elementele prefabricate decât pentru cele monolite.

Pentru grosimile elementelor de construcții, coeficienții de variație se pot considera în următoarele intervale de valori:

- elemente executate monolit	0,03 - 0,07;
- elemente prefabricate	0,01 - 0,04.

Se subliniază încă o dată că valorile mici, comparativ cu alte încărcări, ale coeficienților de variație ai încărcărilor permanente descrise anterior nu trebuie să conducă imediat la concluzia că evaluarea acestor încărcări implică neapărat incertitudini mici deoarece:

- aproximativ jumătate din încărcarea permanentă totală în clădiri provine din greutatețile elementelor nestructurale, a căror coeficienți de variație pot avea valori mai mari (0,1 ... 0,4);
- în afara incertitudinilor probabiliste, evaluarea încărcărilor permanente implică și incertitudini deterministe provenind din posibilele modificări ale funcțiilor construcțiilor, simplificări în calculul încărcărilor, etc.

2.4. Evaluarea statistică a siguranței structurilor

2.4.1. Definierea condiției de siguranță

2.4.1.1. Probabilitatea de cedare

Metodele bazate pe principiul de calcul probabilistic sau semi probabilistic, așa cum este metoda de calcul la stări limită, verifică capacitatea portantă a elementelor pe baza unor relații de tipul

$$M^a \leq M^r \quad (2.44)$$

în care M^a este momentul încovoietor produs de acțiunile exterioare în secțiunea care se verifică sau o altă mărime care exprimă efectul acțiunilor; M^r este momentul încovoietor al eforturilor interioare al secțiunii considerate sau rezistența secțiunii. În mod obișnuit relațiile de mai sus se scriu și pentru alte tipuri de eforturi și pentru toate stările limită. Pentru materiale cum este oțelul se compară eforturile unitare produse de acțiunile exterioare σ_a cu eforturile unitare σ_c ale elementului în secțiunea critică. În toate aceste situații, atât eforturile secționale și cele unitare, cât și cele produse de acțiuni sau cele ce caracterizează rezistența materialului sunt mărimi aleatorii, care se vor nota x^a și respectiv x^r . Aceste mărimi se caracterizează prin densitățile de repartiție $f(x^a)$, $f(x^r)$, funcțiile de repartiție $F(x^a)$, $F(x^r)$ și indicatori statistici de localizare și împrăștiere: \bar{x}^a , \bar{x}^r , s^a , s^r , C_v^a , C_v^r , etc.

În Figura 2.9 s-au prezentat densitățile de repartiție $f(x^a)$ și $f(x^r)$, constatându-se că se respectă condiția (2.28) pentru majoritatea valorilor variabilei aleatoare x ; probabilitatea comportării sigure este:

$$P_s = P(x^a \leq x^r) \quad (2.45)$$

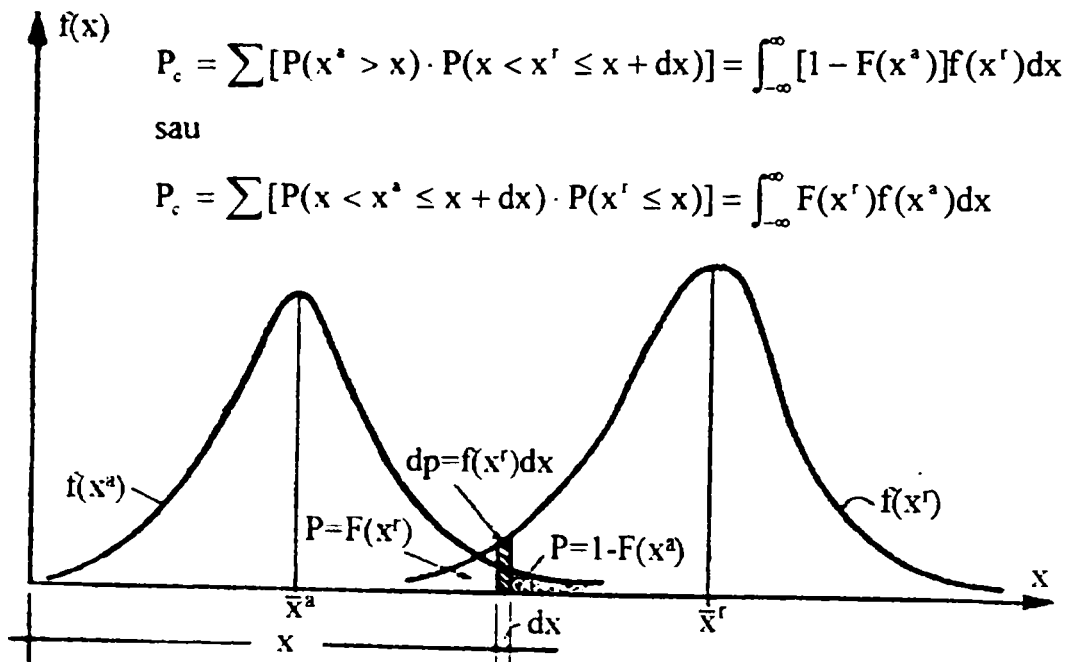


Figura 2.9. Definierea probabilității de cedare.

Probabilitatea ca elementul studiat să cedeze, notată P_c , este definită ca fiind probabilitatea ca valoarea x^a a variabilei să fie mai mare decât capacitatea portantă (de exemplu rezistența) x^r a aceleiași variabile; ea este definită ca suma produselor probabilităților (vezi Figura 2.9 și relația 2.16) [2.7].

$$P_c = P(x^a > x^r) = \int_0^{\infty} [1 - F(x^a)]f(x^r)dx = 1 - \int_0^{\infty} F(x^a)f(x^r)dx \quad (2.46)$$

sau

$$P_c = P(x^a > x^r) = \int_0^{\infty} F(x^r)f(x^a)dx \quad (2.46a)$$

cu observația că integrarea s-a făcut de la 0 la ∞ , întrucât variabila x este lipsită de sens fizic în domeniul valorilor negative.

Între probabilitatea de pierdere a capacității portante P_c și probabilitatea comportării sigure P_s există relația cunoscută:

$$P_c + P_s = 1 \quad (2.47)$$

Din expresiile (2.46) și (2.47) rezultă, evident

$$P_s = 1 - \int_0^{\infty} F(x^r)f(x^a)dx = \int_0^{\infty} F(x^a)f(x^r)dx \quad (2.47a)$$

2.4.1.2. Coeficienții de siguranță

Se definesc următoarele tipuri de coeficienți de siguranță, utilizați în practica proiectării elementelor și structurilor:

- Coeficientul central de siguranță C_0 reprezintă raportul dintre valoarea centrală a capacității portante (rezistenței) și valoarea centrală corespunzătoare acțiunii; luând în considerare mediile aritmetice, rezultă (vezi Figura 2.9)

$$C_0 = \frac{\bar{x}^r}{\bar{x}^a} \quad (2.48)$$

- Coeficientul de siguranță caracteristic C_p este definit ca raportul dintre un anumit fractil al capacității portante și un fractil corespunzător al acțiunii:

$$C_p = \frac{\bar{x}^r - Ks^r}{\bar{x}^a + Ks^a} = C_0 \frac{1 - KC_v^r}{1 + KC_v^a} \quad (2.49)$$

Pentru o probabilitate de 5 %, în repartiție normală, rezultă:

$$C_p = \frac{\bar{x}^r - 1,645s^r}{\bar{x}^a + 1,645s^a} \quad (2.49a)$$

Coeficientul de siguranță caracteristic poate fi definit și pentru alți fractili. Semnificativ în acest sens este și coeficientul de siguranță de calcul definit ca raportul dintre fractilul inferior de 5 % al capacității portante și fractilul superior de 95 % (5 %) al acțiunii.

Corelația dintre coeficienții de siguranță și probabilitățile de cedare a fost analizată de Borges și Castanheta [2.7]. Această corelație este funcție de distribuțiile acțiunilor și ale rezistențelor cât și funcție de coeficienții de variație.

Corelația dintre coeficientul central de siguranță C_0 , respectiv coeficientul de siguranță caracteristic C_p , și probabilitatea de cedare P_c a fost studiată pentru următoarele combinații ale distribuțiilor:

a) rezistență cu distribuție normală și acțiune (încărcare) cu distribuție, deasemenea normală; b) rezistența cu distribuție normală, iar acțiunea cu distribuție Gumbel pentru maxime; c) rezistența cu distribuție normală, iar acțiunea cu distribuție Fréchet pentru maxime; d) rezistența cu distribuție Gumbel pentru maxime, iar acțiunea cu distribuție normală; e) rezistența și acțiunea cu distribuții Gumbel pentru maxime; f) rezistența cu distribuție Gumbel pentru maxime, iar acțiunea cu distribuție Fréchet pentru maxime.

Din studiile celor doi autori se desprind următoarele concluzii:

- Probabilitatea de cedare are variații importante în funcție de tipul de distribuție și de valorile coeficienților de variație. Variația mare a probabilității de cedare se datorește faptului că ea este definită într-o zonă în care evenimentele sunt rare (zonele de margine ale distribuțiilor frecvențelor, vezi Figura 2.9).

- Coeficientul central de siguranță corespunzător unei probabilități de cedare date este sensibil influențat de coeficienții de variație. Tipul de distribuție a rezistențelor și a acțiunilor influențează puțin coeficientul central de siguranță, în schimb prin creșterea coeficienților de variație ai rezistențelor și acțiunilor sporește sensibil valoarea coeficientului central de siguranță

- Coeficientul de siguranță caracteristic C_p variază în limite mult mai strânse față de coeficientul de coeficient central de siguranță C_0 .

- Coeficientul de variație al rezistenței C'_r influențează mai pregnant valorile coeficienților de siguranță și mai cu seamă a lui C_p , în comparație cu coeficientul de variație al acțiunii C'_s .

2.4.2. Aplicarea condiției de siguranță la studiul structurilor

2.4.2.1. Analiza siguranței pe moment de ordinul doi

Modelele moment de ordinul doi redau analiza siguranței la solicitări complexe ale elementelor, secțiunilor și materialelor structurale prin momentele centrale ale variabilelor (medii, abateri standard, coeficienți de variație). Tratarea extensivă a problemei poate fi întâlnită în cartea "Metode probabilistice în calculul construcțiilor" [2.3], în continuare fiind prezentate câteva aspecte de principiu.

La proiectarea, în stadiul elastic, a unei construcții metalice, condiția de verificare într-o fibră a unei secțiuni caracteristice este:

$$\sigma^a = \sigma_c \quad (2.50)$$

ecuație care reprezintă granița dintre o comportare sigură și una de depășire a capacității de rezistență. Dacă efortul unitar provenind din acțiuni σ^a se notează cu variabila aleatoare x^a , iar efortul unitar de curgere σ_c cu x^r , atunci relația (2.50) devine:

$$x^a = x^r \quad (2.50a)$$

care se mai poate scrie sub una din formele:

$$E = x^a - x^r = 0; \quad E = \frac{x^a}{x^r} - 1 = 0; \quad E = \ln \frac{x^a}{x^r} = 0 \quad (2.51; 2.52; 2.53)$$

Un alt exemplu este cel referitor la compresiune excentrică (fără flambaj), unde condiția de verificare este:

$$\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \sigma_c \quad (2.54)$$

sau.

$$\frac{N}{A\sigma_c} \pm \frac{M}{W\sigma_c} - 1 = 0 \quad (2.54a)$$

Dacă se fac notațiile $x_1^a = N$; $x_2^a = M$; $x_1^r = A\sigma_c$; $x_2^r = W\sigma_c$, relația (2.54) devine:

$$E = \frac{x_1^a}{x_1^r} \pm \frac{x_2^a}{x_2^r} - 1 = 0 \quad (2.55)$$

Relații asemănătoare se pot scrie și pentru alte condiții de verificare în stadiul elastic sau cel plastic, forma generală a funcției care exprimă limita aleatoare dintre domeniile comportării sigure D_s și de pierdere a capacității portante D_c fiind

$$E(x_1^a, x_2^a, \dots, x_k^a, \dots; x_1^r, x_2^r, \dots, x_k^r, \dots) = 0 \quad (2.56)$$

Relația (2.56) este reprezentată în Figura 2.10, spațiul E definind două regiuni distincte: $E \leq 0$ corespunde domeniului comportării sigure D_s și $E > 0$ reprezentând domeniul de pierdere a capacității portante D_c . Axele de coordonate $x_1 \dots x_i \dots x_n$ reprezintă variabilele aleatoare independente ale problemei: diferitele acțiuni în construcții x^a ; proprietățile mecanice ale materialelor structurale x^r ; anumite elemente geometrice, etc.

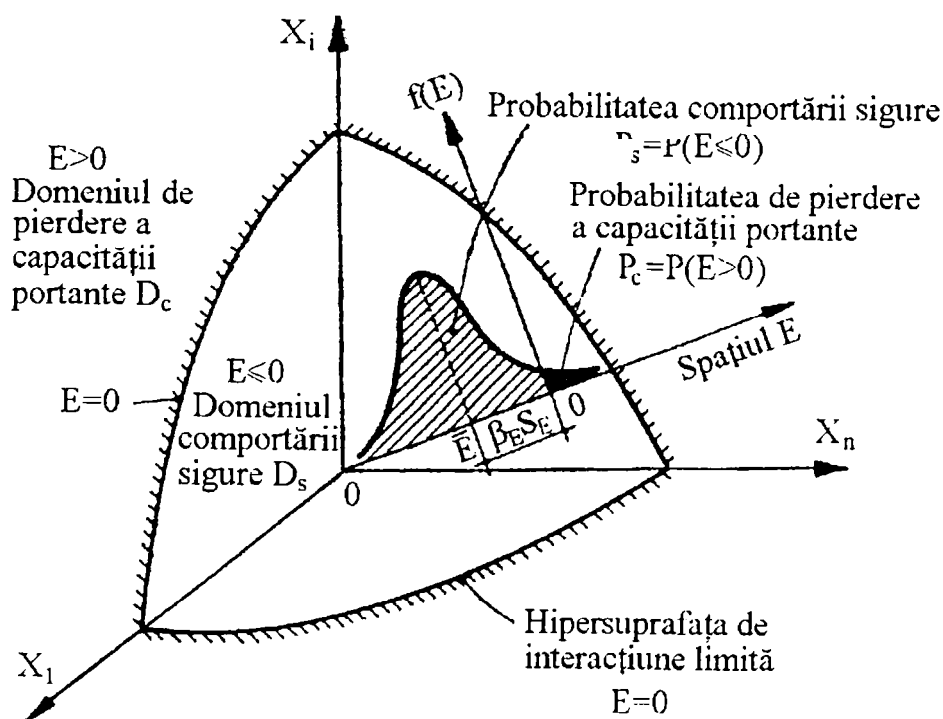


Figura 2.10. Modelul general moment de ordinul doi pentru analiza siguranței la solicitări compuse [2.3].

Dacă media funcției de siguranță $E = 0$ se notează \bar{E} , abaterea standard cu s_E și coeficientul de variație C_{vE} , se definește ca indicator de fiabilitate (fiabilitate) inversul coeficientului de variație al funcției E , luat cu semn schimbat, adică

$$\beta_E = -\frac{1}{C_{vE}} = -\frac{\bar{E}}{s_E} \quad (2.57)$$

sau sub o altă formă (vezi Figura 2.10):

$$\bar{E} + \beta_E s_E = 0 \quad (2.58)$$

Pentru densitatea de repartiție $f(E)$ a variabilei E , probabilitatea de pierdere a capacității portante este (vezi Figura 2.10 și relația 2.46):

$$P_c = P(E > 0) = \int_0^{\infty} f(E) dE \quad (2.59)$$

Luând în considerare funcția de repartiție $f(E)$ a variabilei E , probabilitatea de pierdere a capacității portante rezultă:

$$P_c = |F(E)|_0^{\infty} = 1 - F(E=0) = 1 - F(0) \quad (2.60)$$

Explicitarea probabilității de pierdere a capacității portante și legătura acesteia cu indicatorul de reliabilitate se poate face prin alegerea tipului de repartiție pentru funcția E .

Dacă funcția E este repartizată normal (Gauss):

$$P_c = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{\infty} e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (2.61)$$

în care, în general:

$$u = \frac{E - \bar{E}}{s_E} = -\frac{\bar{E}}{s_E} = \beta_E \quad (2.62)$$

iar dacă funcția E este repartizată Gumbel pentru maxime:

$$P_c = 1 - e^{-e^{-\frac{\beta_E - 0,45}{0,78}}} \quad (2.63)$$

rezultă:

$$\beta_E = \left(-0,78 \ln \ln \frac{1}{1 - P_c} \right) - 0,45 \quad (2.64)$$

Probabilitatea de pierdere a capacității portante P_c este diferențiată funcție de importanța construcției, astfel:

- | | |
|--|----------------------------------|
| - Construcții de importanță excepțională | $P_c = 10^{-8} \dots 10^{-10}$; |
| - Construcții de importanță deosebită | $P_c = 10^{-6} \dots 10^{-8}$; |
| - Construcții de importanță medie | $P_c = 10^{-4} \dots 10^{-6}$; |
| - Construcții de importanță secundară | $P_c = 10^{-3} \dots 10^{-4}$; |
| - Construcții neimportante | $P_c = 10^{-2} \dots 10^{-3}$ |

Legătura dintre coeficientul central de siguranță, indicatorul de reliabilitate și coeficienții de variație, pentru solicitări simple (produse de o singură încărcare), se poate stabili considerând ca variabile aleatoare independente, de aceeași natură, capacitatea portantă (rezistența) x^r și acțiunea (încărcarea) x^a . Dacă \bar{x}^r și \bar{x}^a sunt mediile variabilelor aleatoare, C_v^r și C_v^a coeficienții de variație și s^r și s^a abaterile standard atunci se scriu (vezi relațiile 2.51 și 2.57)

$$\bar{E} = \bar{x}^a - \bar{x}^r \quad (2.65)$$

$$s_E^2 = (s^a)^2 + (s^r)^2; \quad s_E = \sqrt{(s^a)^2 + (s^r)^2} \quad (2.66)$$

Indicatorul de reliabilitate, definit prin relația (2.57) se poate scrie, după Modelul Rajanitin-Cornell, în funcție de coeficientul central de siguranță (vezi relația 2.48) rezultând:

$$\beta_E = -\frac{\bar{E}}{s_E} \frac{C_0 - 1}{\sqrt{(C_0 C_v^r)^2 + (C_v^a)^2}} \quad (2.67)$$

Invers, coeficientul central de siguranță în funcție de indicatorul de reliabilitate și de coeficienții de variație ai variabilelor este:

$$C_0 = \frac{1 + \beta_E \sqrt{(C_v^r)^2 + (C_v^a)^2} - (\beta_E C_v^r C_v^a)^2}{1 - (\beta_E C_v^r)^2} \cong \frac{1 + \beta_E \sqrt{(C_v^r)^2 + (C_v^a)^2}}{1 - (\beta_E C_v^r)^2} \quad (2.68)$$

Relații asemănătoare între cei patru parametri se pot stabili și pentru celelalte exprimări ale funcției E (vezi relațiile 2.52 și 2.53). Se apreciază faptul că funcția $E = x^a - x^r$ are o repartiție normală dacă variabilele aleatoare x^a și x^r se repartizează normal.

Dacă solicitările provin din mai multe acțiuni, aplicate simultan asupra structurii și având natura fizică distinctă (greutate proprie, încărcarea utilă, etc.), atunci efectele acestora se obțin prin însumare algebrică:

$$x^a = x_1^a + x_2^a + \dots + x_i^a + \dots \quad (2.69)$$

Momentele centrale ale variabilei aleatoare "acțiune" sunt:

$$\bar{x}^a = \bar{x}_1^a + \bar{x}_2^a + \dots + \bar{x}_i^a + \dots \quad (2.70)$$

$$\begin{aligned} C_v^a &= \frac{s^a}{\bar{x}^a} = \frac{\sqrt{(s_1^a)^2 + (s_2^a)^2 + \dots + (s_i^a)^2 + \dots}}{\bar{x}_1^a + \bar{x}_2^a + \dots + \bar{x}_i^a + \dots} = \\ &= \frac{\sqrt{(\bar{x}_1^a \cdot C_{v1}^a)^2 + (\bar{x}_2^a \cdot C_{v2}^a)^2 + \dots + (\bar{x}_i^a \cdot C_{vi}^a)^2 + \dots}}{\bar{x}_1^a + \bar{x}_2^a + \dots + \bar{x}_i^a + \dots} \end{aligned} \quad (2.71)$$

Când una sau mai multe dintre acțiuni se aplică pe structură de mai multe ori, (de N_i ori), în decursul existenței acesteia, atunci media \bar{x}_i^a și coeficientul de variație C_{vi}^a , introduse în relațiile de mai sus pentru cazul că acțiunea se aplică o singură dată, se vor înlocui cu valorile rezultate din distribuția Gumbel pentru maxime:

$$\bar{x}_{1,N}^a = \bar{x}_1^a \left[1 + 0,78(\ln N_i) C_{v1}^a \right] \quad (2.72)$$

și

$$C_{vi,N}^a = \frac{C_{vi}^a}{[1 + 0,78(\ln N_i)C_{vi}^a]} \quad (2.73)$$

cu precizarea că în calculul coeficientului de variație al întregii acțiuni cu relația (2.71) pentru acțiunea i se introduc valorile (2.72) și (2.73); în produsul $x_i^a C_{vi}^a$ paranteza se simplifică.

Cu aceste valori ale variabilei aleatoare, ce definesc acțiunile care se aplică asupra structurii, se pot calcula coeficientul central de siguranță și indicatorul de reliabilitate, definiți de relațiile (2.67) și (2.68).

2.4.2.2. Procedee pentru studiul siguranței structurilor

Abordarea studiului unei structuri, prin asocierea de elemente de către Borges și Castanheta [27], conduce la posibilitatea stabilirii probabilității de cedare a unei structuri. Asocierile de elemente propuse sunt:

$$\text{Structura} \begin{cases} 1. \text{ Asociere în serie - Asociere fragila} \\ 2. \text{ Asociere în paralel - } \begin{cases} \text{Asociere ductila} \\ \text{Asociere fibroasa.} \end{cases} \end{cases}$$

Asocierea fragilă presupune că structura este formată din n elemente egale asociate în serie, forța de rupere a structurii fiind cea mai mică dintre forțele de rupere ale elementelor. Dacă probabilitatea de cedare a unui element este definită prin funcția de repartiție $F(x^r)$, atunci probabilitatea comportării sigure, adică ca să nu cedeze este definită de $1 - F(x^r)$. Riscul de cedare R_c este definit ca fiind negativul logaritmului probabilității de supraviețuire și anume:

$$R_c = -\ln[1 - F(x^r)] \quad (2.74)$$

Dacă probabilitățile de cedare ale elementelor sunt independente, atunci probabilitatea ca nici un element să nu cedeze este definită de:

$$F_s = [1 - F(x^r)]^n \quad (2.75)$$

iar probabilitatea de cedare a structurii rezultă din:

$$F = 1 - [1 - F(x^r)]^n \quad (2.76)$$

Asocierea ductilă presupune, de asemenea, că structura se compune din n elemente egale, la care forța de rupere a structurii este suma forțelor de rupere ale elementelor componente, cu condiția unei comportări perfect plastice. Spre deosebire de această asociere, asocierea fibroasă sau tip snop admite că un element cedează, iar forța aplicată se redistribuie elementelor rămase.

Pentru cazul asocierii ductile se presupune că variabila aleatoare este intensitatea forței aplicate, care pentru un element are media \bar{x} , iar pentru întreaga structură este forța \bar{X} , care reprezintă suma forțelor de cedare ale elementelor componente. Cum s-a admis că toate elementele sunt egale, rezultă că media unei sume este suma valorilor medii, iar dispersia unei sume este suma dispersiilor termenilor ei și deci:

$$\bar{X} = n\bar{x} \quad (2.77)$$

$$s^2(X) = ns^2(x); \quad s(X) = \sqrt{ns}(x) \quad (2.78)$$

Dacă probabilitatea de cedare este definită de funcția de repartiție $F(x')$, atunci probabilitatea de cedare a structurii corespunde funcției de repartiție a unei sume de n cazuri.

Corpurile reale au, în general, o comportare intermediară între comportarea fragilă ideală și cea ductilă ideală. În practica inginerescă a proiectării este obișnuit ca o structură să se împartă în elemente componente, verificându-se ca fiecare din aceste elemente să satisfacă condițiile de siguranță. Acest procedeu presupune două etape: calculul eforturilor secționale datorită acțiunilor (calculul structurii) și dimensionarea elementelor componente (calculul elementului). Prin acest procedeu, verificarea siguranței pentru întreaga structură se divide într-o mulțime de verificări parțiale, care trebuie astfel alese încât siguranța întregii structuri să fie corespunzător asigurată. Coeficienții de siguranță determinați în funcție de eforturile secționale sunt afectați de următoarele influențe [2.7]:

- Influențe provenite din eforturi: devieri ale eforturilor de la valorile caracteristice; devieri datorită impreciziei teoriilor referitoare la acțiuni (încărcări); devieri datorită impreciziei teoriilor comportării structurilor; variații datorită combinării diferitelor tipuri de acțiuni.

- Influențe provenind din comportarea elementelor: devieri ale rezistențelor de la valorile caracteristice; devieri datorită impreciziei teoriilor referitoare la comportarea elementelor; devieri datorită variațiilor dimensiunilor; devieri datorită unei execuții imperfecte; devieri datorită coroziunii sau a altor deteriorări afectând dimensiunile și/sau proprietățile mecanice.

Transformarea acțiunilor în eforturi se caracterizează prin trei relații de transformare: transformare liniară, transformare neliniară și transformare statistică.

Transformarea liniară este specifică calculului în domeniul elastic, cel folosit astăzi uzual pentru calculul structurilor, și presupune relații de tipul:

$$\{\sigma\} = [D][B][K]^{-1}\{F\} \quad (2.79)$$

în care: $\{F\}$ este matricea vector a acțiunilor (forțele din noduri provenind din încărcări) și are caracter aleator;

$[K]^{-1}$ este inversa matricei de rigiditate a structurii cu termeni ca modulul de elasticitate E , momente de inerție I și dimensiuni geometrice l , A , toți presupuși aleatori;

$[D]$ este matricea de elasticitate care se presupune cu termeni nealeatori ca E , G , ν ce caracterizează proprietățile elastice;

$[B]$ este matricea definită de coordonatele nodurilor elementelor componente, deasemenea cu caracter nealeator;

$\{\sigma\}$ este matricea eforturilor unitare care rezultă cu caracter aleator.

O problemă mai dificilă este aceea când între acțiuni și eforturile deduse există, pentru structurile static nedeterminate, o relație neliniară și aleatoare. Caracterul aleator al relației dintre acțiuni și eforturi modifică fractili acțiunilor, când acestea se transformă în eforturi, ceea ce face să crească abaterea standard a distribuției. Cum verificarea siguranței trebuie să dea același rezultat, fie că ea este făcută în funcție de acțiuni fie că se face în funcție de eforturi, rezultă coeficienți de siguranță de calcul diferiți; diferența dintre coeficienții de siguranță este compensată prin variația formei distribuției.

În cazul transformării neliniare, exprimarea acțiunilor în funcție de eforturi calculate elastic se poate face și prin reducerea acestora prin factorul de ductilitate [2.7].

Transformarea statistică a acțiunilor în eforturi poate rămâne liniară chiar și în cazul relațiilor aleatorii. Acest lucru se poate face prin considerarea fiecărui element din matricele $[K]$, $[D]$ și $[B]$ cu câte o funcție de distribuție; caracterul aleatoriu al acțiunii (matricea $\{F\}$) predomină față de caracterul aleatoriu al comportării structurii.

2.5. Abordarea probabilistică a coroziunii armăturilor din beton

2.5.1. Model teoretic

Necesitatea abordării probabilistice a coroziunii armăturilor din beton apare datorită proprietăților aleatoare ale fenomenului, adică iregularitatea observată sau măsurată a producerii sale. Aceasta cauză, cât și lipsa de cunoștințe și cercetări în domeniu, face imposibilă abordarea complet deterministă a procesului de coroziune a armăturilor.

Pentru evaluarea durabilității structurilor de beton armat se poate folosi metoda probabilistă bazată pe analiza siguranței pe modelul moment de ordinul doi prezentată în paragraful 2.4.2.1. Conform acestui model se introduce **indicatorul de reliabilitate** β_E în relație cu **coeficientul central de siguranță** C_0 , **coeficientul de variație al capacității portante (rezistența)** C_v^r și **coeficientul de variație al acțiunii (încărcarea)** C_v^a :

$$\beta_E = \frac{C_0 - 1}{\sqrt{(C_0 C_v^r)^2 + (C_v^a)^2}} \quad (2.67)$$

Pentru o distribuție normală (Gauss) legătura dintre β_E și **probabilitatea de cedare** P_c este dată de relația (paragraful 2.4.2.1):

$$P_c = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\beta_E}^{\infty} e^{-\frac{\beta_E^2}{2}} d\beta_E \quad (2.61a)$$

Coeficientul de siguranță caracteristic C_p este definit astfel (paragraful 2.4.1.2):

$$C_p = C_0 \frac{1 - KC_v^r}{1 + KC_v^a} \quad (2.49)$$

în care K este în funcție de probabilitatea p ($K = 1,645$ pentru $p = 5\%$).

Pentru evaluarea probabilistică a coroziunii armăturilor, prof. C. Bob [2.8] definește coeficientul central de siguranță C_0 astfel:

$$C_0^f = \frac{m_r}{m_a} \text{ pentru durata procesului de coroziune} \quad (2.80)$$

și

$$C_0^c = \frac{\bar{x}_r}{\bar{x}_a} \text{ pentru perioada de inițiere a coroziunii} \quad (2.81)$$

în care: \bar{x}_r este grosimea medie a stratului de acoperire cu beton a armăturilor;

\bar{x}_a este adâncimea medie de carbonatare sau penetrare a ionilor de clor (Tabelul 1.1);

$m_r = 0,146 \phi$ este adâncimea de coroziune a barelor de armătură, jumătate din secțiunea inițială a barelor rămânând necorodată (ϕ - diametrul barei);

$m_a = v_c t_c$ este adâncimea de degradare datorată procesului de coroziune cu viteza de coroziune v_c (Tabelul 1.1) pe durata $t_c = t - t_i$, în care t este vârsta construcției și t_i este durata de carbonatare sau pătrundere a ionilor de clor pentru $C_0^c = 1$.

Corelația probabilistică între adâncimea de carbonatare / penetrare a ionilor de clor sau procesul de coroziune și durata t este prezentată în Figura 2.11. În Figura 2.12 este prezentată variația coeficienților de siguranță C_0^c și C_0^f funcție de durata t .

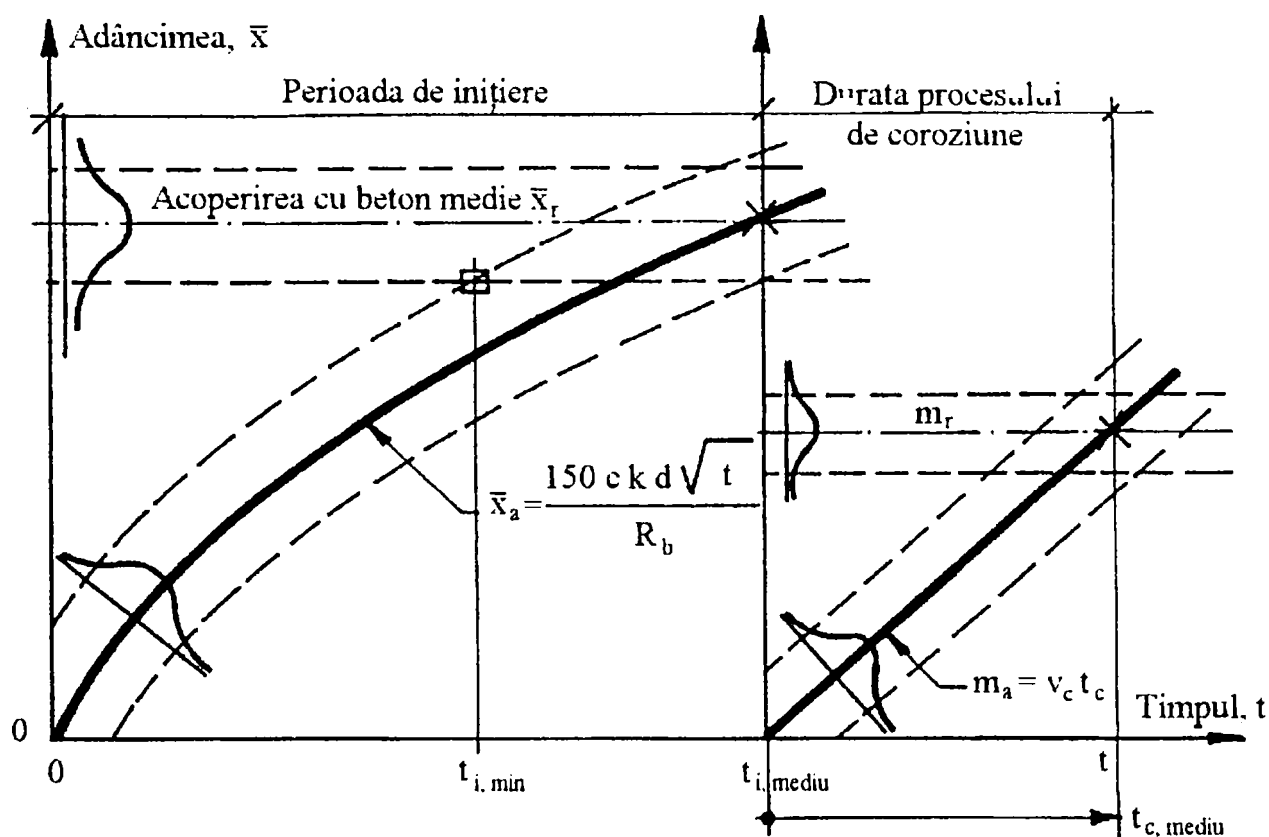


Figura 2.11. Model probabilistic al coroziunii armăturilor.

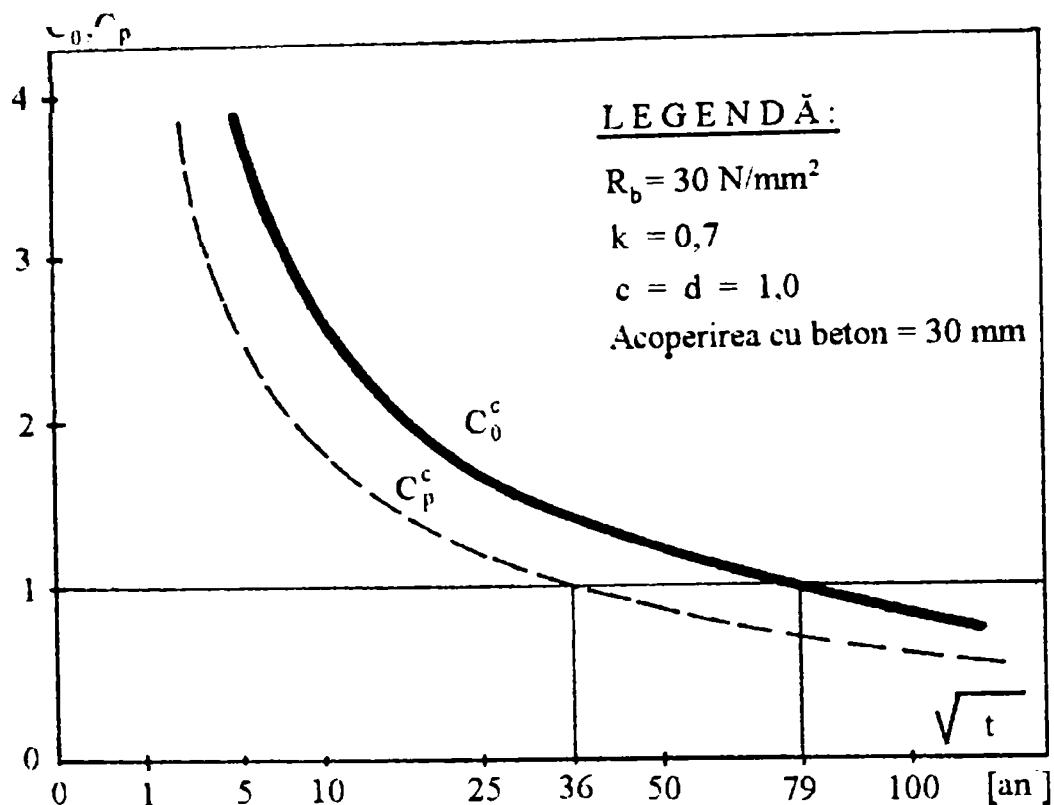


Figura 2.12. Variația coeficienților de siguranță C_0^c și C_p^c funcție de durata t .

2.5.2. Analiza experimentală a durabilității unor stâlpi LEA din beton armat

Studiile și determinările experimentale efectuate asupra unor stâlpi LEA din beton armat și beton precomprimat, executați prin vibrare și plantați pentru exploatare în diverse perioade, au avut drept obiectiv precizarea influenței diferiților factori asupra durabilității acestor elemente. Principalul motiv al efectuării acestor cercetări a reprezentat constatarea degradării și chiar ruperea, la diverse vârste și în diferite zone, a mai multor stâlpi LEA din categoria analizată. Determinările experimentale și studiile teoretice detaliate au constituit obiectul unui contract de expertiză tehnică [2.10].

S-au efectuat determinări in-situ pe mai mulți stâlpi LEA din județele Timiș și Caraș-Severin. Prelucrarea datelor experimentale, interpretarea lor probabilistică și concluziile desprinse au la bază cercetări prezentate anterior, atât în ceea ce privește durabilitatea elementelor și structurilor de beton, prezentate anterior (Capitolul 1 și 2), cât și studii și determinări experimentale asupra stâlpilor LEA [2.2], [2.9], [2.11]. Deasemenea, s-au avut în vedere studiile în domeniu efectuate în diferite țări [1.6], [1.17], [2.12].

Având în vedere implicațiile de natură economică și socială ale cercetărilor pe stâlpii LEA din beton armat și beton precomprimat se apreciază că astfel de studii și determinări experimentale sunt necesare și în viitor în vederea stabilirii unor reguli de proiectare, practici de execuție și metode de exploatare mai adecvate acestor tipuri de elemente.

2.5.2.1. Determinări experimentale

Au fost efectuate observații și determinări in-situ asupra stâlpilor LEA pe linii de 20kV din următoarele zone: Ivanda - Timiș, centură Reșița, rurală - Bocșa.

S-a constatat că la anumiți stâlpi, care deși se prezintă în ansamblu corespunzător, există o serie de degradări locale (fisuri, armături descoperite, dislocări de beton) datorate transportului, manipulării și punerii în poziția de exploatare. Astfel de defecte accentuează procesul de degradare în timp, cauzat de factorii de mediu ca dioxidul de carbon și umiditatea naturală.

Determinările experimentale efectuate in-situ s-au referit la: încercări nedistructive pentru stabilirea rezistenței la compresiune a betonului (metoda sclerometrului și metoda ultrasonică de impuls); determinări privind carbonatarea betonului (utilizând indicatorii fenolftaleină, universal A și universal B).

Aceste determinări au fost efectuate în scopul stabilirii rezistenței efective la compresiune R_b a betonului, respectiv verificarea adâncimii de pătrundere în elementele cercetate a dioxidului de carbon (carbonatarea betonului), rezultatele fiind cuprinse în Tabelul 2.1.

Aprecierea teoretică a adâncimii de carbonatare s-a făcut cu relația (1.10) a prof. C. Bob și este prezentată în Tabelul 2.1. Din datele existente în tabel se poate aprecia că există o bună corespondență între datele testelor experimentale și valorile determinate teoretic privind adâncimea de carbonatare.

Tabelul 2.1

Datele calculului teoretic și valorile experimentale privind carbonatarea betonului

Localitatea Elementul	Anul implantării LEA	R_b [N/mm ²]	Adâncimea de carbonatare [mm]	
			Teoretică x_t	Experimentală x_{exp}
Ivanda SV/342	1960	48,20	10,88	0 - 5
Ivanda SV/344/1	1960	38,06	13,79	0 - 15
Ivanda SE9/341	1985	73,66	3,66	0 - 5
Reșița 34	1958	36,46	17,77	0 - 20
Bocșa	1962	64,30	7,91	0 - 5
$\bar{x} = \frac{150ckd}{R_b} \sqrt{t} \quad (1.10)$				
<p>c - influența tipului de ciment, s-a considerat c = 1,2 (ciment PZ); k - condițiile de mediu, k = 0,5 (exterior neprotejat); d - concentrația dioxidului de carbon (d = 1,2 - Reșița; d = 1,0 restul elementelor).</p>				

2.5.2.2. Perioada de propagare a coroziunii armăturilor

Perioada de propagare a coroziunii în barele de armătură a fost studiată în Capitolul 1. Aceasta 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 (aceiași 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 datelor experimentale prezentate în Tabelul 1.2 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.

Pentru stâlpii cercetați perioada de propagare a coroziunii se estimează în conformitate cu datele din Tabelul 1.2 și Figura 1.14.

Astfel pentru o viteză de coroziune $v_c = 0,05 \text{ mm/an}$, valabilă pentru toți stâlpii cu excepția celor de la Reșița, se atinge o adâncime de metal corodat $m_c = 0,125 \text{ mm}$, conform Tabelului 1.2 ($A/C = 0,5$; $d = 20 \text{ mm}$; $f = 11 \text{ mm}$), în **2,5 ani**.

Pentru stâlpii de pe centura Reșița se aproximează o viteză de coroziune $v_c = 0,08 \text{ mm/an}$ (centura este foarte aproape de zona industrială) și se atinge o adâncime de metal corodat $m_c = 0,125 \text{ mm}$ în circa **1,5 ani**.

2.5.2.3. Interpretarea probabilistică a rezultatelor

În vederea stabilirii unor concluzii care să poată fi generalizate pentru o gamă mai largă de stâlpi din categoria celor studiați, în Tabelul 2.2 s-a făcut o analiză probabilistică, în repartiție normală, a carbonatării betonului; relațiile pentru calculul coeficienților prezentați sunt cele cuprinse în paragraful 2.5.1.

Se face precizarea că pentru a stabili durata de funcționare a elementelor de beton armat există două perioade: perioada de inițiere a coroziunii, datorată în cazul de față carbonatării betonului, perioada de coroziune propriu-zisă a armăturilor, care pentru stâlpii LEA a fost apreciată conform [2.11] la circa 3 ani.

Tabelul 2.2

Analiza probabilistică în repartiție normală a carbonatării betonului

Localitatea Elementul	Coef. central de siguranță C_0	Coef. de siguranță caracteristic C_p	Indicatorul de reliabilitate β_E	Probabilitatea de cedare P_c
Ivanda SV/342	1,838	1,185	2,847	$0,3 \times 10^{-2}$
Ivanda SV/344/1	1,450	0,935	1,870	$0,5 \times 10^{-1}$
Ivanda SE9/341	5,460	3,520	5,440	$1,5 \times 10^{-8}$
Reșița 34	1,125	0,725	0,637	$\cong 10^{-1}$
Bocșa	2,528	1,630	3,896	$\cong 10^{-4}$

$$C_0 = \frac{\bar{x}_r}{x_a} = \frac{\text{acoperirea cu beton (20mm)}}{\text{adincimea de carbonatare } (\bar{x}_1)} \quad (2.81)$$

$$C_p = C_0 \frac{1 - 1,645C_v^r}{1 + 1,645C_v^a} \quad (2.49)$$

$$\beta_E = \frac{C_0 - 1}{\sqrt{(C_0 C_v^r)^2 + (C_v^a)^2}} \quad (2.67)$$

$$P_c = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\beta_E}^{\infty} e^{-\frac{\beta_E^2}{2}} d\beta_E \quad (2.61a)$$

Pentru $C_v^a = 0,1$ (10 %); $C_v^r = 0,15$ (15 %) și o probabilitate $p = 5\%$.

Din rezultatele determinărilor experimentale sintetizate prin analiza probabilistică din Tabelul 2.2 se disting următoarele concluzii:

a) Principalii factori care influențează durabilitatea stâlpilor LEA, ca de altfel ai tuturor elementelor de beton, sunt: calitatea betonului (reprezentată prin rezistența la compresiune), grosimea stratului de acoperire, concentrația dioxidului de carbon și/sau a ionilor de clor;

b) La stâlpii LEA având marca betonului cea dată prin proiect (B300) și grosimea stratului de acoperire cea prevăzută (20 mm), durata medie de exploatare, în condiții normale (neagresive chimic) de mediu exterior, este de 30 - 35 de ani;

c) În literatura de specialitate (vezi paragraful 2.4.2.1) se apreciază că pentru construcții de importanță medie, probabilitatea de cedare trebuie să fie $P_c = 10^{-4} \dots 10^{-6}$ ($10^{-3} \dots 10^{-4}$ la importanță secundară); numai doi dintre stâlpii analizați îndeplineau această condiție la momentul investigării.

2.6. Abordarea probabilistică a efectelor induse de reacția alcali-agregate în elementele de beton armat

Problema reacției alcali-agregate (RAA) a devenit, în ultimii ani, foarte studiată datorită multitudinii de structuri afectate de acest fenomen, în diferite zone ale lumii: S.U.A., Marea Britanie, Japonia, Australia, Franța, Canada, etc. Astfel de exemple de structuri afectate de RAA sunt: piloni de poduri; blocuri de beton simplu, prefabricate, utilizate în medii marine; ziduri de susținere; scări; îmbrăcămiți rutiere (Figura 2.13); diguri fluviale și marine (Fig. 2.14) [2.13]:



Figura 2.13. Îmbrăcămintă rutieră din beton (lungime creion: 12,5cm).



Figura 2.14. Dig marin (beton simplu).

La o primă estimare, superficială, problema RAA se poate prezenta ca similară altor procese de deteriorare a betonului, procese familiare deja, cercetătorilor și inginerilor. Astfel, RAA este un fenomen dependent de timp (problemă de durabilitate) - apare pe timpul duratei de serviciu a structurilor (deseori după câteva decenii de comportare bună sau satisfăcătoare a structurii), dă semne exterioare vizibile ale distrugerilor interne, și în general pare a nu fi periculoasă pentru durata de folosință a construcției. Totuși, experiența acumulată până în prezent a arătat că efectele RAA pot fi foarte profunde și severe în detrimentul structurilor de beton, afectând rezistența, rigiditatea, siguranța în exploatare și stabilitatea.

Fenomenul reacției alcali-agregate este complex, existând o multitudine de parametri interactivi și interdependenți care îi influențează apariția. Deși RAA este studiată din 1940, de când Stanton a publicat prima lucrare în care demonstrează existența RAA între constituenții unui beton, și în prezent se dezvoltă cercetări pentru explicarea fenomenului (spre exemplu: R.N. Swamy [2.13], J.P. Bournazel [2.14], [2.15]).

2.6.1. Natura reacției alcali-agregate în beton

Incompatibilitatea agregatelor cu cimentul apare la betoanele preparate cu cimenturi bogate în alcalii (Na_2O și K_2O , conținutul minim de alcalii din ciment la care poate avea loc reacția de expansiune este de 0,6 % echivalent de carbon [2.2]) 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.

Presiunile din expansiune datorate RAA conduc la producerea și propagarea microfisurilor, rezultă expansiunea, deteriorarea și eventual distrugerea elementelor structurale din beton.

Studii detaliate au arătat că există un număr de materiale diferite care interacționează chimic în beton, ceea ce poate fi descris ca reactivitate alcali-agregate. Astfel apare reactivitatea alcali-carbonați, manifestată prin reacții de diferite tipuri. Deasemenea apar și reacții alcali-silicați, și diferit de acestea, reacții alcali-silice. Reacția alcali-silice este rezultat a reacțiunii dintre alcali și componentele silicioase a particulelor de agregate, rezultând un gel alcali-silice care crește în volum pe măsură ce absoarbe apă și generează presiuni destul de mari în beton.

Dezvoltarea fisurilor datorită RAA în beton va putea facilita coroziunea armăturilor.

Datorită complexității fenomenului, până în prezent nu a fost dezvoltată o metodă de testare care să garanteze că o structură nu va fi niciodată afectată de RAA. La ora actuală există teste pentru identificarea reactivității alcali-agregate (evaluarea agregatelor reactive cu alcalii și a betoanelor susceptibile de producerea RAA), și a potențialului de dezvoltare a RAA în beton. Testele constau în: examinare petrografică, teste tradiționale (pe prisme de mortar sau beton; teste chimice), teste rapide, teste nedistructive (teste dezvoltate în S.U.A., Germania, Marea Britanie, Danemarca, etc.). Aceste teste prezintă limitări, nici unul dintre ele nefiind, la ora actuală, complet demn de încredere; de aceea există în continuare cercetări și în această direcție.

În câteva privințe RAA este un proces neobișnuit și destul de devastator odată ce a apărut. Dificultățile de recunoaștere, identificare și monitorizare fac din RAA o problemă deosebită de durabilitate.

RAA este dependentă, într-un grad ridicat, de: condițiile de mediu (temperatură, umiditate defavorabile); concentrația de agregate reactive; concentrația de alcali din beton; difuziunea și absorbția variabile ale betonului.

Cercetările actuale sunt orientate și spre cuantificarea prin calcul a efectelor expansiunilor aleatoare, neuniforme datorate reacției alcali-agregate în beton, efecte mecanice (stări de deformații și tensiuni). În această arie se înscriu și studiile experimentale, teoretice și de simulare pe calculator a RAA, prezentate în continuare. Acestea sunt rodul unui stagiu de cercetare TEMPUS efectuat la "Ecole Normale Supérieure" Cachan, Franța.

2.6.2. Simularea pe calculator a comportării elementelor de beton armat afectate de RAA

Cercetările s-au axat pe studiul unei grinzi de beton armat (Figura 2.15):

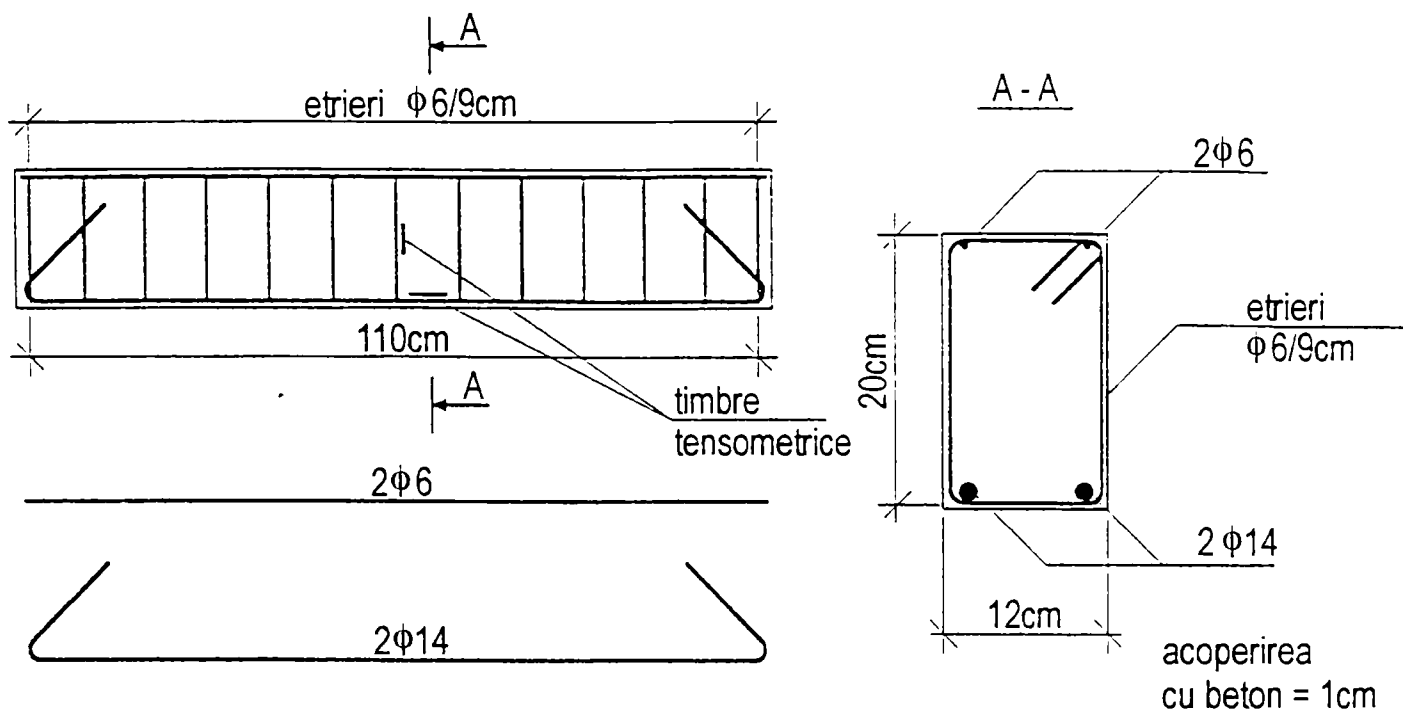


Figura 2.15. Grinda de beton armat studiată.

Această grindă de beton armat a fost proiectată astfel încât să reziste la expansiunile datorate RAA (mărimea lor a rezultat din cercetări anterioare) fără ca armătura să ajungă la curgere, și ruperea sub încărcări exterioare la încercarea de încovoiere să se producă la momente încovoietoare. Armătura longitudinală de rezistență a fost realizată din bare de înaltă aderență (clasificarea dată de normele franceze) cu limita de curgere 550 N/mm^2 . Compoziția betonului a fost stabilită reactivă alcali-agregate: ciment portland de înaltă performanță (clasificarea dată de normele franceze), cu întărire rapidă și rezistență la compresiune $55-65 \text{ N/mm}^2$; raportul apă-ciment $A/C = 0,5$; agregate cu conținut de silice reactivă (din Belgia); soluție de alcali Na_2O . Clasa de beton a fost C 45/55.

Odată cu turnarea grinzii s-au realizat și epruvete pentru determinarea rezistenței la compresiune (cilindri); rezistenței la întindere din despicare (cilindri); aderența armătură-beton (cuburi); expansiunea în beton datorită RAA (prisme).

Condițiile de menținere a epruvetelor și grinzii de beton armat după turnare au fost umiditate 90 % și temperatură 60°C pentru a obține rapid efecte de expansiune și fisurare puternice în beton, datorită RAA.

În timp au fost urmărite deformațiile armăturilor longitudinale și etrierilor (prin timbre tensometrice) și expansiunile din beton (măsurători pe prisme).

Modelarea pe calculator s-a făcut pentru grinda de beton armat proiectată și realizată conform descrierii anterioare. Calculul automat a constatat dintr-o analiză cu elemente finite, prin programul "CASTEM 2000" [2.17] de producție franceză (C.E.A. - Franța).

Simularea RAA s-a făcut prin echivalarea expansiunilor măsurate pe prismele de beton cu deformații impuse din temperatură. Aceste deformații din temperatură au fost introduse ca solicitări în programul de calcul. Pentru modelarea cât mai reală a expansiunilor neuniforme din RAA s-a creat un câmp variabil de temperaturi (după legea de distribuție normală - Gauss); beneficiind, astfel, de facilitățile programului "CASTEM 2000" temperaturile au fost stabilite aleator pentru fiecare punct de integrare Gauss (4 puncte pentru elemente finite dreptunghiulare) al fiecărui element finit. Discretizarea în elemente finite a betonului s-a făcut cu elemente de suprafață cu 4 noduri (pentru studiul stării plane de tensiune), cu caracteristicile mecanice și fizice reale ale betonului folosit; discretizarea armăturilor s-a făcut cu elemente finite liniare, (cu caracteristicile mecanice și fizice reale ale oțelului folosit), suprapuse peste rețeaua de elemente finite beton.

Pentru evidențierea modului de calcul prin programul "CASTEM 2000", la acțiunea unui câmp neuniform de temperaturi se prezintă, în Figura 2.16, deformata obținută pentru o grindă (simplu rezemată la capete) de beton simplu cu caracteristicile prezentate anterior. Se poate observa modul diferențiat de deformare a betonului datorită încărcărilor aleatoare, în urma unui calcul liniar elastic.

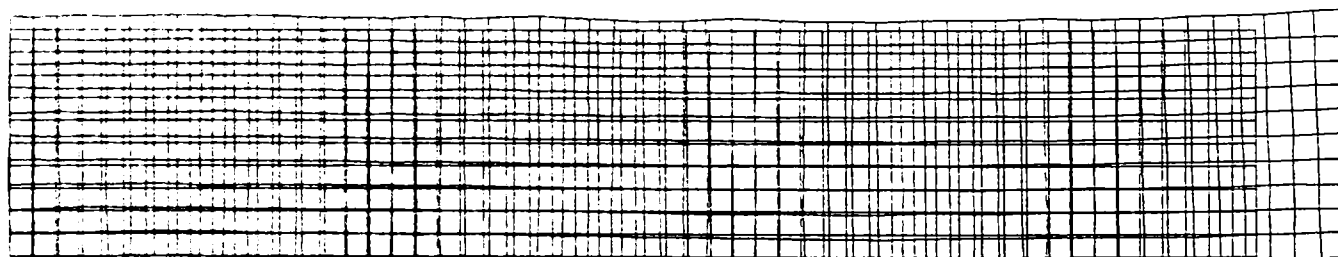
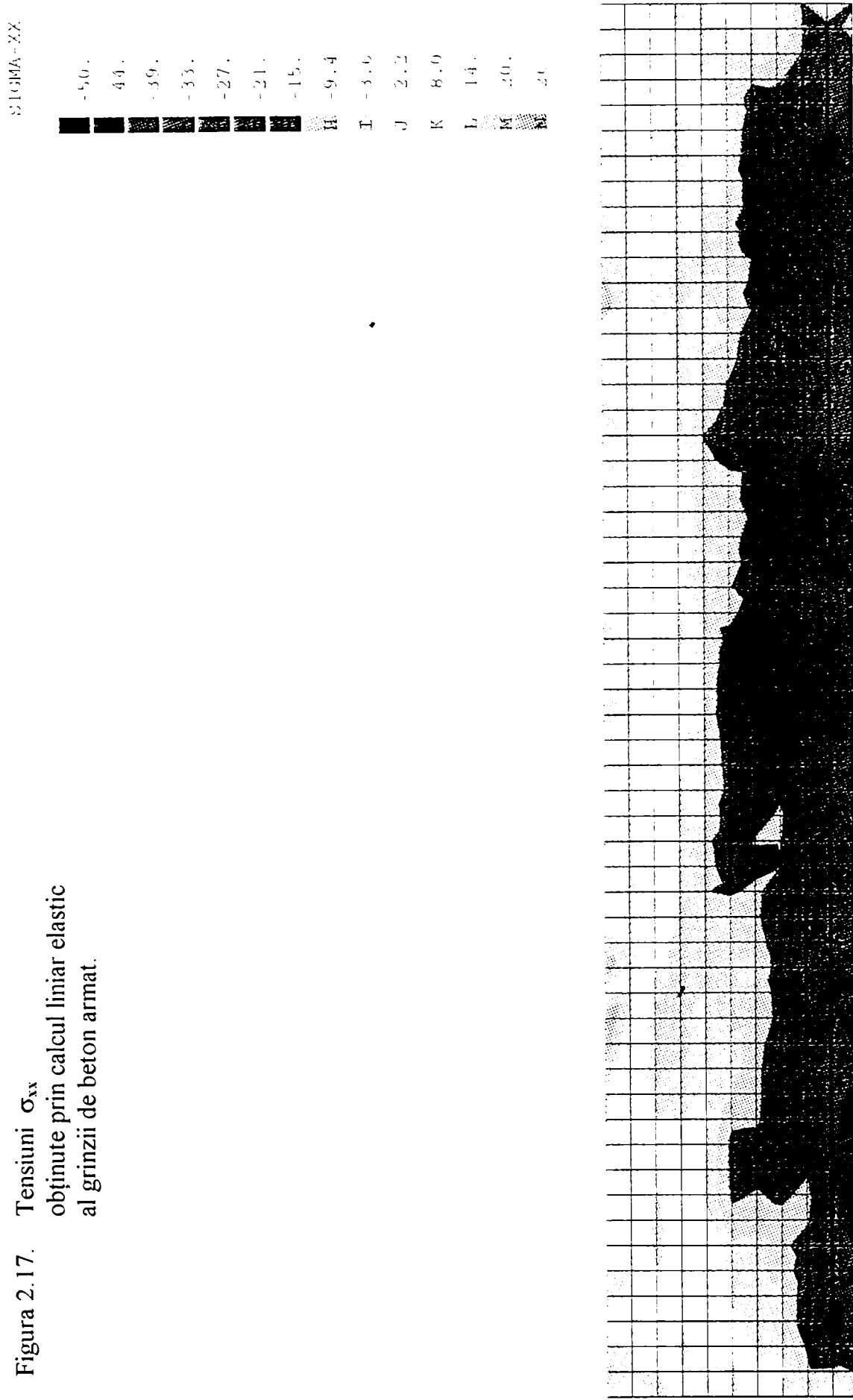


Figura 2.16. Deformată grinzii de beton simplu sub acțiunea unui câmp neuniform de temperaturi (calcul liniar elastic).

Rezultatele calculului grinzii de beton armat (diagrama de tensiuni normale σ_{xx} , x fiind axa longitudinală a grinzii) obținute prin calcul liniar elastic sunt prezentate în Figura 2.17.

Figura 2.17. Tensiuni σ_{xx} obținute prin calcul liniar elastic al grinzii de beton armat.



Pentru evidențierea distrugerilor din beton sub acțiunea câmpului neuniform de temperatură s-a făcut un calcul elasto-plastic. Modelul de comportare elasto-plastică a betonului, obținut experimental [2.16], este cel prezentat în Figura 2.18.

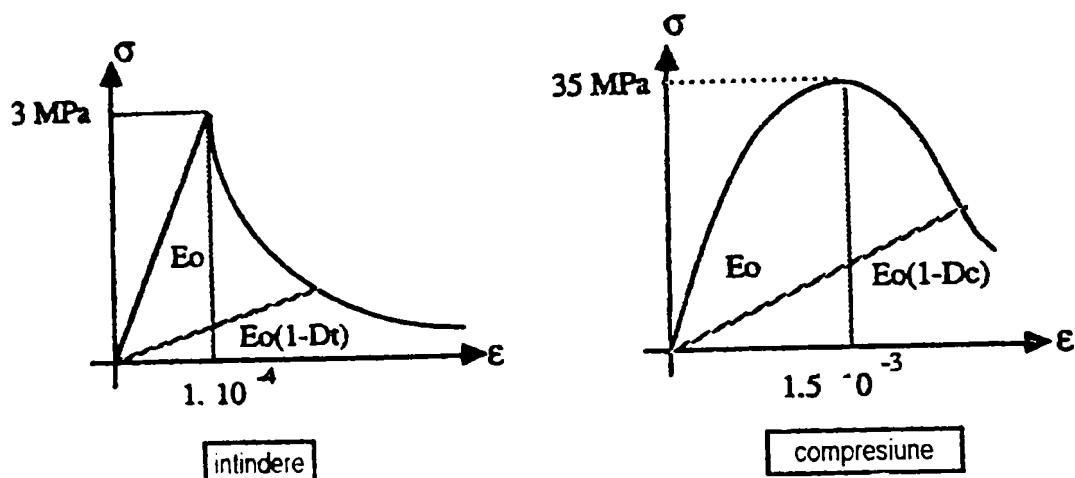


Figura 2.18. Model de comportare elasto-plastică a betonului [2.16].

Așa cum se poate observa din Figura 2.18, s-a introdus variabila D (D - Distrugere, "Damage" sau "endommagement"), variabilă care a fost determinată experimental, având expresii diferite pentru întindere (D_t) și compresiune (D_c). "Distrugerea" D ia în considerare deteriorarea betonului pe măsura încărcării acestuia, prin modificarea modului de elasticitate E_0 :

$$E = E_0 (1 - D) \quad (2.82)$$

Acest model de comportare, dezvoltat de prof. J. Mazars [2.16], a fost implementat în programul de calcul "CASTEM 2000".

În urma calculului neliniar în domeniul elasto-plastic al grinzii de beton armat s-au obținut, la diferite trepte de încărcare, rezultatele prezentate în Figura 2.19 și Figura 2.20.

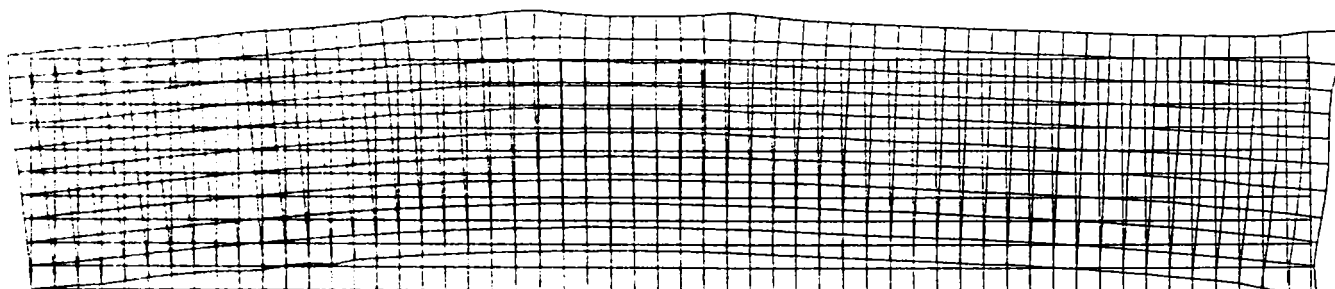


Figura 2.19. Deformată grinzii de beton armat sub acțiunea unui câmp neuniform de temperaturi (calcul elasto-plastic - model Mazars).

Din Figura 2.19 se pot observa deformațiile neuniforme datorate câmpului de temperaturi impuse aleator, precum și influența barelor de armătură asupra deformatăi generale a grinzii de beton armat.

EHKO MAGASBÉLET " D "

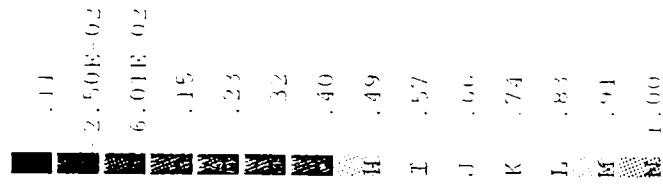


Figura 2.20. Harta variabilei "Distrugere D" obținută printr-un calcul elasto-plastic (model Mazars).

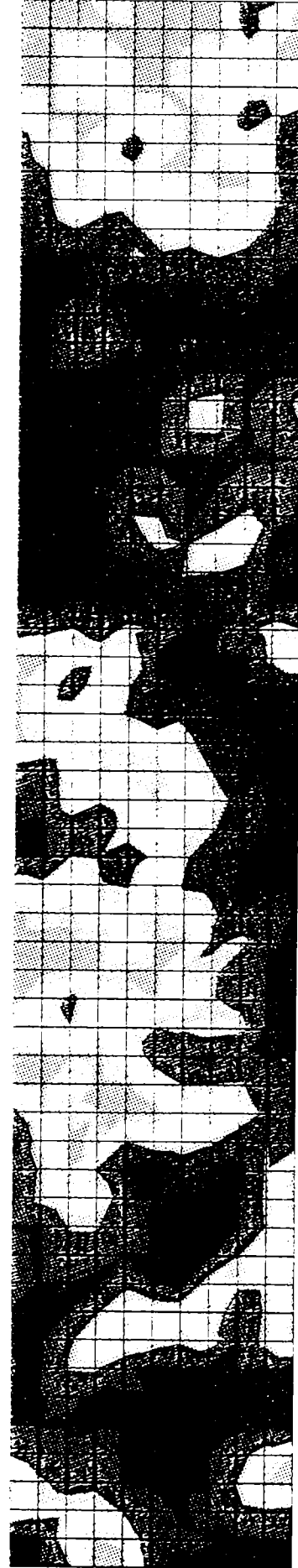


CHART D'EHKO MAGASBÉLET " D "

Variabila D poate avea valori între 0 (material fără distrugeri) și 1 (material distrus complet), așa cum se poate observa și din Figura 2.20, unde există zone de beton complet deteriorate, și zone de beton fără distrugeri. Prin calculul neliniar efectuat se poate urmări evoluția variabilei D funcție de încărcare (câmpul de temperatură neuniform).

2.6.3. Concluzii

Reacția alcali-agregate în beton reprezintă o problemă de durabilitate dificil de rezolvat. La ora actuală există diferite abordări ale acestui fenomen de către diferiți cercetători. O posibilitate de modelare prin calcul a efectelor expansiunii din RAA o reprezintă cea a generării unor câmpuri neuniforme, aleatoare de temperaturi pentru a echivala deformațiile din expansiune. Cu aceste încărcări se pot face analize mecanice în domeniul liniar elastic și elasto-plastic folosind programe de calcul specifice.

3.

COMPORTAREA STRUCTURILOR EXISTENTE LA IMPACTUL DIN SEISM

3.1. Introducere

Problema impactului dintre clădiri adiacente a reprezentat cauza distrugerilor structurale totale sau parțiale, pe durata unor cutremure cu diferite locații cum ar fi: Caracas 1967, Tokaki-Oki 1968 (Figura 3.1), Managua 1972, San Fernando 1973 (Figura 3.2), și mai recent Vrancea 1977, Mexico 1985, Loma Prieta, San Francisco 1989, Northridge 1994 și Kobe 1995. Cu toate că proiectarea a fost făcută în concordanță cu prevederile în vigoare pentru zone seismice, unele construcții au fost deteriorate sau distruse datorită impactului.

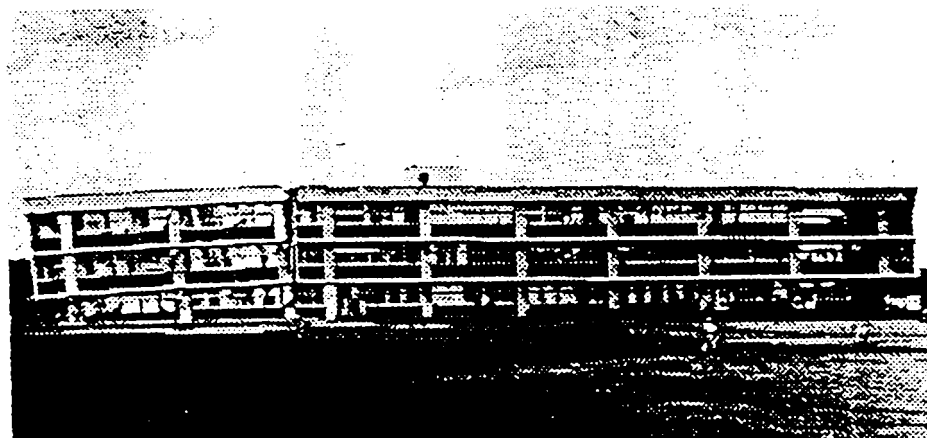


Figura 3.1. Liceul comercial Misawa după cutremurul Tokaki-Oki 1968.

La cutremurul din Vrancea 1977 [3.1], în București au apărut în mod evident astfel de situații în mai multe cazuri când existau construcții învecinate de înălțimi mult diferite: construcții noi cu structura din cadre de beton armat monolit pe Calea Dorobanți (Figura 3.3) sau șos. Pantelimon; construcții vechi pe Calea Victoriei, ca Palatul Telefoanelor și construcția învecinată.

Tot referitor la cutremurul din Vrancea 1977, în cazul construcțiilor relativ noi, realizate după 1951, asigurarea antiseismică inițială nu a fost suficientă în unele situații, datorită insuficienței datelor științifice pentru fundamentarea unor prescripții de proiectare mai complete precum și datorită unor lipsuri de execuție.

Aceste lipsuri și insuficiențe au fost puse în evidență la cutremurul din Vrancea 1977, prin următoarele aspecte principale: acordarea unei atenții necorespunzătoare în conformarea antiseismică și în alcătuirea corespunzătoare de ansamblu sau de detaliu a unor construcții, cu consecințe negative în comportarea acestora la cutremur: clădiri cu înălțimi și rigidități diferite, separate prin rosturi insuficiente sau compunerea unor clădiri din porțiuni cu înălțimi diferite, fără rosturi, ceea ce a condus la influențarea lor în timpul cutremurului și provocarea de avarii în zonele de contact.

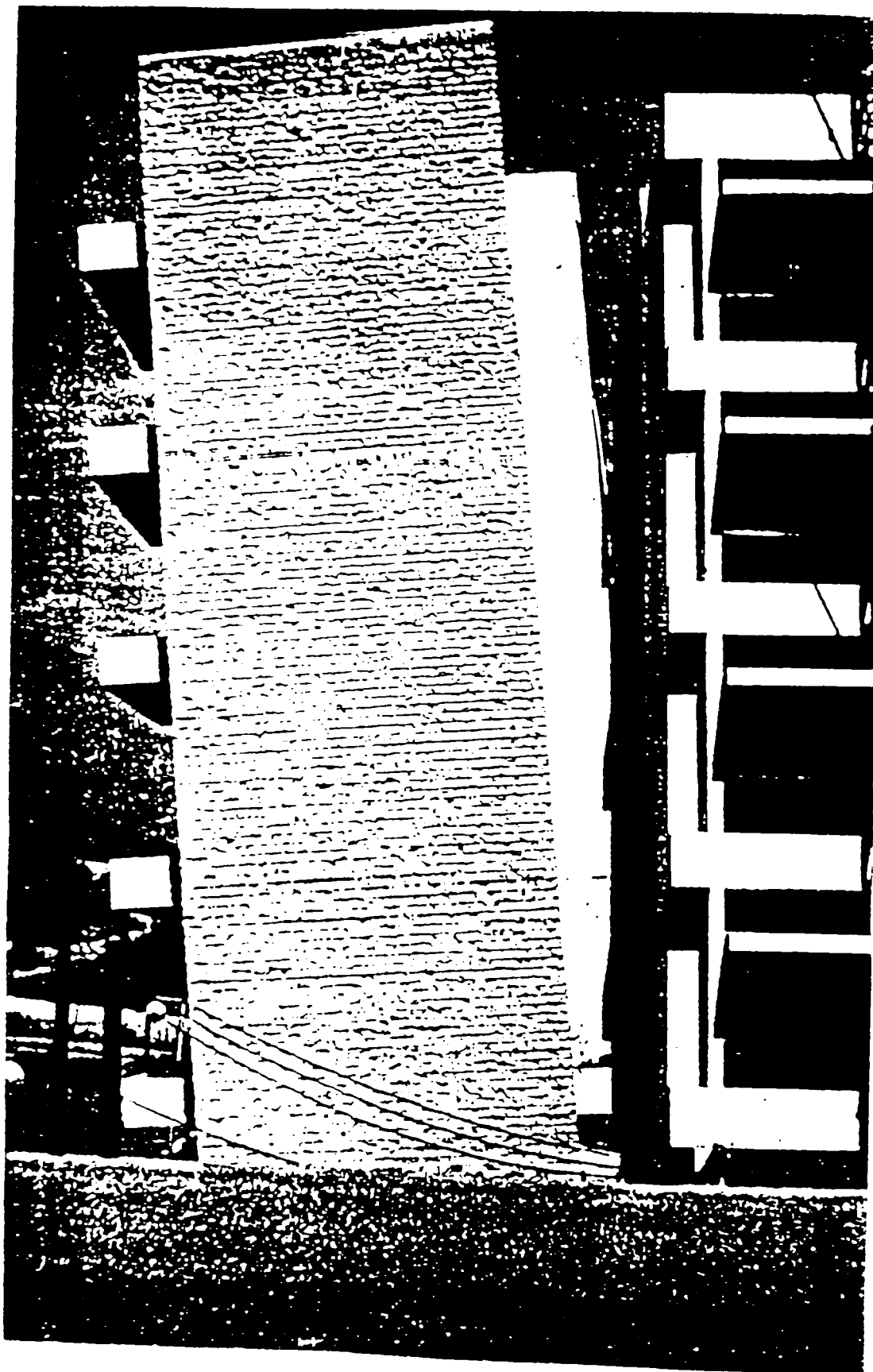
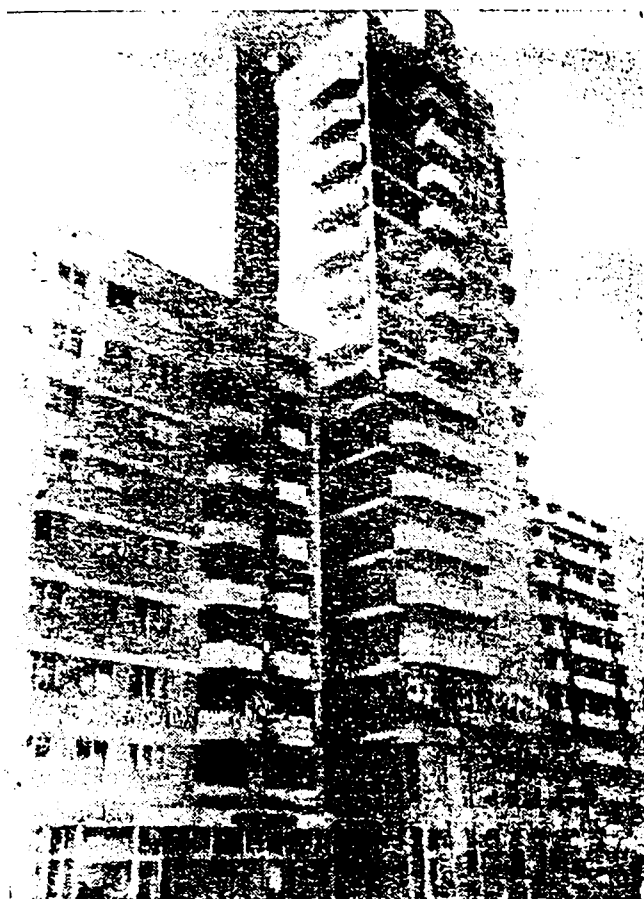
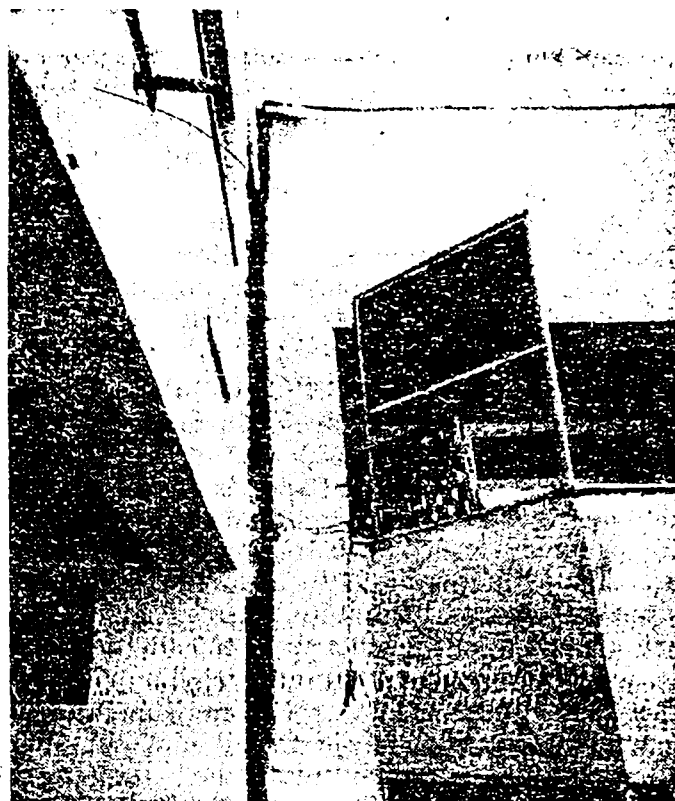


Figura 3.2. Spitalul Olive View după cutremurul San Fernando 1973.



a



b



c

a - Vedere de ansamblu;
 b - Stâlp de rost între cele două blocuri, la etajul VIII ruștat din cauza ciocnirii blocurilor în timpul cutremurului;
 c - Avarii la un stâlp de la etajul X;
 d - Avarii la o grindă de rost de la etajul V.

d



Figura 3.3. Blocurile de locuințe nr. 9 și 9B din București, Calea Dorobanți, după cutremurul Vrancea 1977 [3.1]. Clădiri noi cu structura în cadre de beton armat monolit (parter și 8 ... 15 etaje).

Majoritatea normelor naționale și internaționale de proiectare antiseismică nu specifică condiții referitoare la posibila coliziune din seism. Uzual, se prevede doar mărirea rostului dintre construcțiile învecinate. Acesta mărime diferă conform normelor existente, fiind dată funcție de înălțimea sau deplasarea orizontală maximă a structurilor adiacente. Unele norme iau în considerare deformațiile elastice pentru a evalua deformațiile postelastice.

Analiza comportării structurale la efectele impactului este necesară în cazul clădirilor realizate relativ recent, dacă este posibilă apariția coliziunii, și deasemenea în cazul clădirilor vechi între care există rosturi de dimensiuni reduse.

Distrugerile cauzate de impactul dintre construcțiile învecinate sunt determinate de: tipul structurilor și comportarea lor dinamică la acțiuni seismice; mărirea rostului dintre construcții; configurația relativă a structurilor adiacente.

Prezentele studii s-au focalizat asupra analizei impactului dintre diferite structuri din beton armat, având diferite forme și comportări dinamice, cu rosturi între clădiri de diferite mărimi. Scopul lucrării este de a modela artificial fenomenul apariției și producerii coliziunii dintre construcții învecinate, precum și înțelegerea condițiilor în care pot apărea deteriorări structurale și chiar colapsul parțial sau global.

3.2. Modelarea impactului

Comportarea construcțiilor la impact a fost studiată utilizând programul de analiză structurală DRAIN2D [3.2] care permite un calcul dinamic neliniar de tip "time-history", sau pas cu pas, la acțiuni seismice a cadrelor plane.

Pentru modelarea impactului se modifică ecuațiile de mișcare dacă deplasările relative dintre cadrele adiacente depășesc mărirea rostului dintre clădiri.

Coliziunea dintre două structuri se produce dacă, la un moment dat,

$$d_1 - d_2 > \delta \quad (3.1)$$

unde d_1 și d_2 reprezintă deplasările orizontale ale fiecărei structuri la nivelul de contact și δ reprezintă mărirea rostului dintre construcții.

Programul DRAIN2D permite analiza simultană a mai multor structuri. În cazul în care deplasările corespunzătoare la două grade de libertate date (deplasări orizontale a două noduri adiacente din două structuri diferite între care poate apărea impactul) depășesc rostul dintre clădiri existent inițial, parametrii mișcării sunt evaluați și se impun noi condiții inițiale de mișcare pentru fiecare grad de libertate. Aceste noi condiții inițiale sunt specificate în termeni de noi viteze pentru fiecare grad de libertate.

Dacă la două grade de libertate unde se produce coliziunea, masele concentrate sunt m_1 și m_2 și vitezele imediat înaintea impactului sunt v_{11} și v_{12} , vitezele imediat după impact v_{21} , v_{22} pot fi evaluate astfel:

$$v_{f1} = v_{i1} - (1 + e) \frac{m_2}{m_1 + m_2} (v_{i1} - v_{i2}) \quad (3.2)$$

$$v_{f2} = v_{i2} + (1 + e) \frac{m_1}{m_1 + m_2} (v_{i1} - v_{i2}) \quad (3.3)$$

unde e reprezintă **coeficientul de restituție** [3.3] în concordanță cu tipul de impact, având valori între **0** - impact perfect plastic, energia cinetică este disipată ca energie de deformare plastică, și **1** - impact perfect elastic fără variația energiei totale cinetice.

Studiile anterioare [3.4] au stabilit că pentru un larg interval de valori ale lui e , influența coeficientului de restituție este limitată fiind sugerată pentru structurile de beton o valoare $e = 0,65$, valoare luată în considerare în prezenta lucrare.

Folosind relațiile (3.2) și (3.3) pentru gradele de libertate orizontale ale nodurilor adiacente din structuri diferite supuse la coliziune la un anumit **pas de timp** este posibil calculul încărcării orizontale în nod din impact, folosind relația:

$$F dt = m dv \quad (3.4)$$

pentru care rezultă forța de impact echivalentă ce se aplică după gradul de libertate k

$$F_k = \frac{m_k (v_{ik} - v_{ik})}{dt} \quad (3.5)$$

Această simulare a coliziunii a fost implementată în programul de analiză structurală DRAIN2D.

3.3 Probleme de impact studiate

Prezentele studii se referă la comportarea construcțiilor în cadre de beton armat solicitate din impact seismic. Analizele s-au efectuat pe cadre plane regulate.

Două probleme diferite au fost analizate.

Prima se referă la comportarea unei clădiri cu 6 nivele în două situații:

a) la impact cu o altă structură cu aceeași geometrie, dar având caracteristici dinamice diferite datorită maselor de nivel diferite, rigidităților diferite ale elementelor structurale și frecvențelor naturale de vibrație diferite (Figura 3.4);

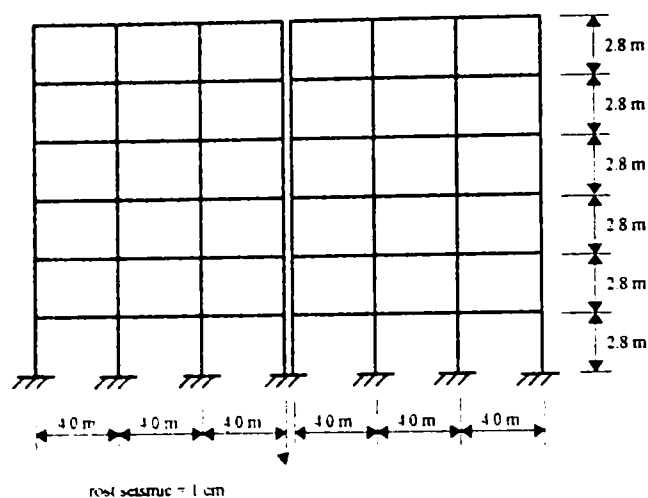


Figura 3.4. Structuri cu comportare dinamică diferită.

În acest exemplu caracteristicile primei clădiri cu 6 nivele au fost menținute constante. A doua clădire cu 6 nivele a fost proiectată identic cu prima. Apoi, caracteristicile ei au fost modificate conform situațiilor următoare:

a1) diferite mase de nivel:

Tabelul 3.1

m_2 / m_1	1 / 4	1 / 3	1 / 2	1 / 1	2 / 1	3 / 1	4 / 1
-------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

unde m_1 și m_2 reprezintă masele concentrate la nodurile primei respectiv celei de-a doua structuri

Rigiditatea a fost menținută identică pentru ambele clădiri.

a2) rigiditate diferită a stâlpilor și riglelor:

Tabelul 3.2

k_2 / k_1	1 / 4	1 / 3	1 / 2	1 / 1	2 / 1	3 / 1	4 / 1
-------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

unde k_1 și k_2 reprezintă rigiditatea elementelor primei respectiv celei de-a doua structuri.

Masele au fost menținute identice pentru ambele clădiri.

a3) frecvențe naturale de vibrație diferite:

Tabelul 3.3

f_2 / f_1	1 / 4	1 / 3	1 / 2	1 / 1	2 / 1	3 / 1	4 / 1
-------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

unde f_1 și f_2 reprezintă frecvențele naturale de vibrație ale primei respectiv celei de-a doua structuri.

Modificarea frecvențelor naturale de vibrație s-a obținut prin variația maselor și rigidităților.

b) la impact cu o altă structură având un număr diferit de nivele (Figura 3.5).

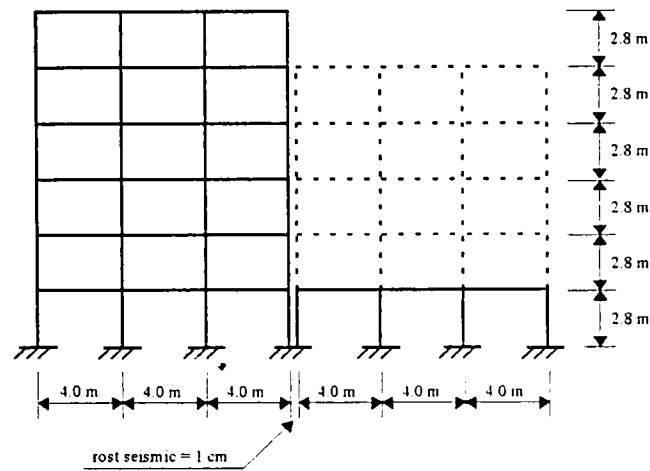


Figura 3.5. Structuri cu înălțimi diferite.

În acest caz, prima construcție a fost cea descrisă în exemplul anterior iar cea de-a doua construcție s-a considerat a avea un număr diferit de nivele (de la 1 la 5 nivele).

Influența mărimii rostului dintre construcții precum și influența factorului de proiectare structurală q ales conform EUROCODE 8 [3.5] au fost deasemenea analizate în cazul a două clădiri învecinate de diferite înălțimi: o structură cu 6 nivele și o structură cu 3 nivele - Figura 3.6 - structuri identice cu cele prezentate la cazul anterior.

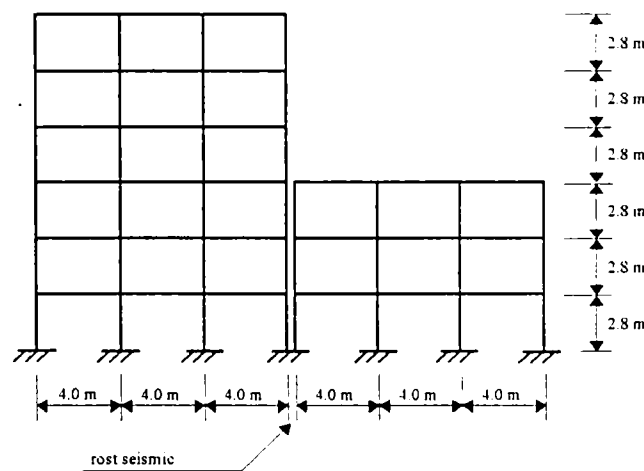


Figura 3.6. Exemplul studiat pentru influența mărimii rostului dintre construcții și a factorului q asupra impactului.

Frecvențele naturale fundamentale de vibrație ale construcțiilor cu număr diferit de nivele sunt date în Tabelul 3.4:

Tabelul 3.4

prima structură	a doua structură				
6 nivele	1 nivel	2 nivele	2 nivele	4 nivele	5 nivele
$f = 1,63 \text{ Hz}$	$f = 10,28 \text{ Hz}$	$f = 5,25 \text{ Hz}$	$f = 3,41 \text{ Hz}$	$f = 2,50 \text{ Hz}$	$f = 1,97 \text{ Hz}$

Cea de-a doua problema studiată s-a referit la comportarea structurală a unor tronsoane de construcții învecinate, în două situații diferite:

a) 4 tronsoane de clădiri de două forme diferite: o structură cu 6 nivele, frecvență naturală fundamentală 1,626 Hz, și o structură cu 3 nivele, frecvență naturală fundamentală 2,534 Hz. Tronsoanele au fost poziționate diferit, relativ unul față de celălalt (Figura 3.7).

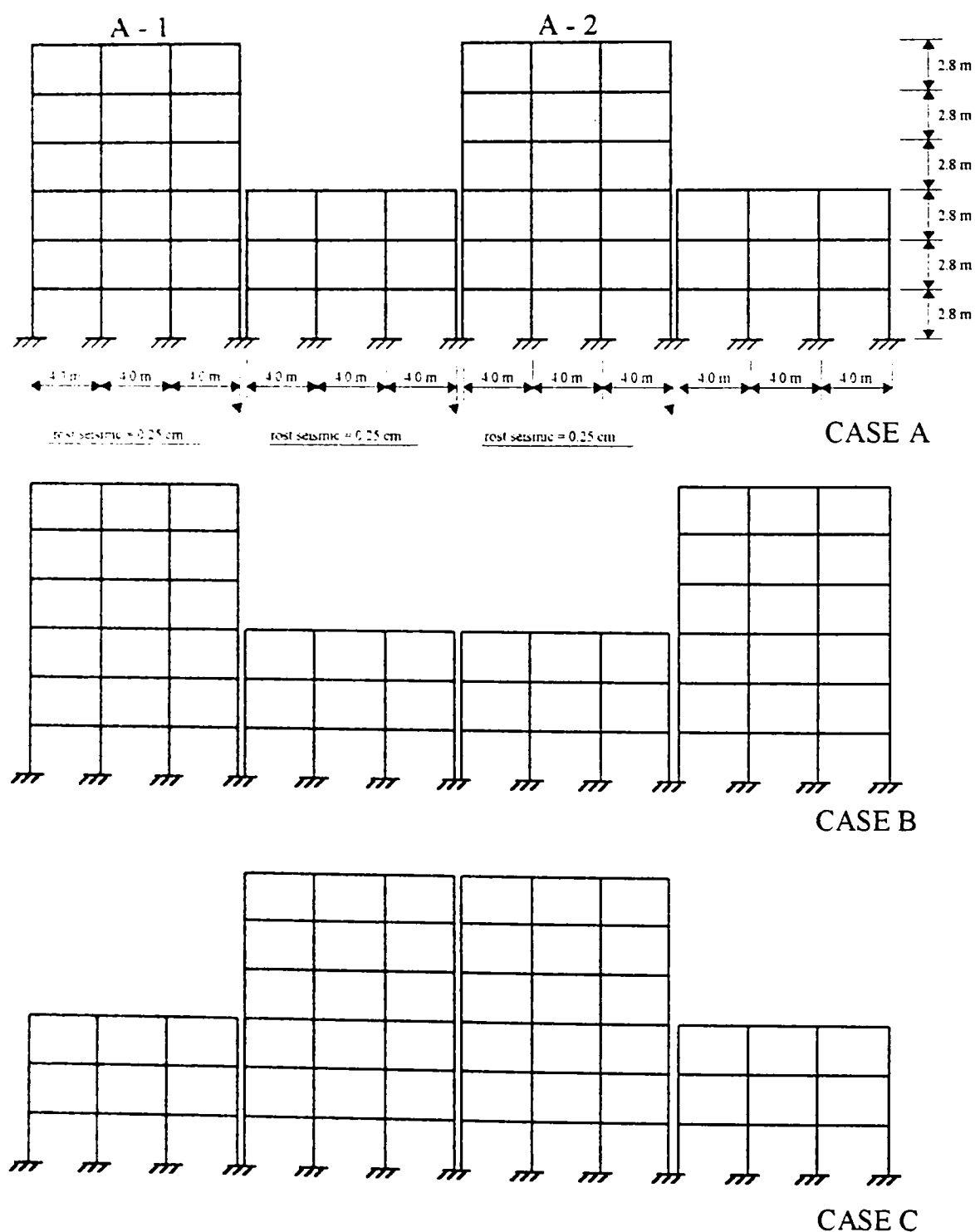


Figura 3.7. Șir de 4 tronsoane de clădiri.

b) 3 tronsoane de clădiri: o structură cu 6 nivele, o structură cu 4 nivele și o structură cu 2 nivele, având frecvențele naturale fundamentale de 1,626 Hz, 1,899 Hz și 3,776 Hz, respectiv (Figura 3.8).

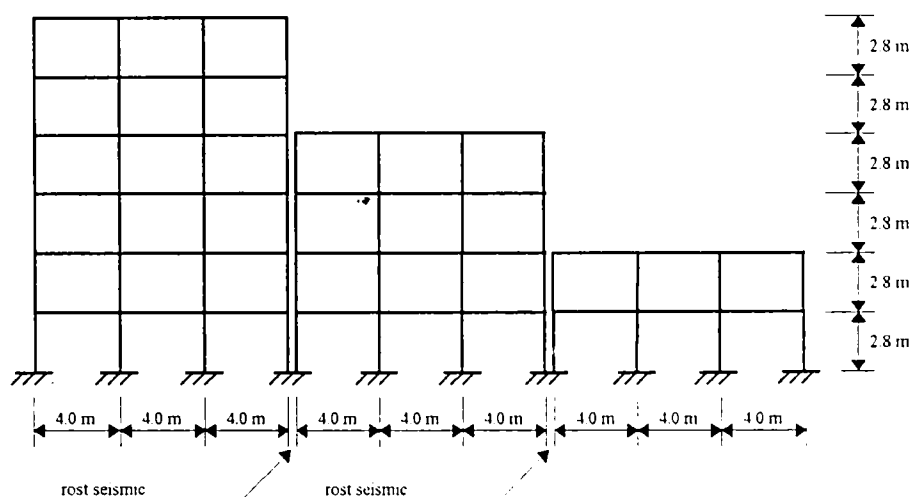


Figura 3.8. Șir de tronsoane 3 clădiri.

Toate structurile prezentate anterior au fost proiectate ca structuri singulare la acțiuni seismice conform EUROCODE 8 [3.5] pentru un teren rigid.

Proiectarea s-a făcut pentru un factor $q = 2,5$, cu excepția studiului influenței factorului q . Prin factorul de proiectare q se ia în considerare capacitatea de disipare a energiei, ductilitatea construcției. Structurile în cadre din beton armat proiectate conform prevederilor EUROCODE 2 [3.6] se consideră că au o ductilitate redusă și rezultă $q = 2,5$. În dimensionarea și armarea cadrelor s-au mărit eforturile de calcul în stâlpi conform EUROCODE 8.

Structurile astfel dimensionate au fost supuse la încărcări seismice prin accelerograme artificiale generate conform EUROCODE 8 și aplicate bazei construcției.

S-a făcut analiza dinamică neliniară, care constă în stabilirea răspunsului seismic al structurii la fiecare pas de timp sub excitația seismică reprezentată prin accelerograme. Prin această metodă se poate stabili mecanismul de plastificare al structurii având în vedere posibilitatea apariției articulațiilor plastice la capetele riglelor și stâlpilor, precum și cerințele de deformații postelastice și ductilitate în articulațiile plastice.

Utilizând posibilitățile oferite de programul DRAIN2D [3.2], s-a modelat comportarea neliniară a betonului armat. Legile constitutive ale elementelor structurale s-au modelat pentru stâlpi prin suprafețe de interacțiune M - N (Figura 3.9) și pentru rigle ca elemente cu degradare a rigidității conform modelului Takeda extins (Figura 3.10).

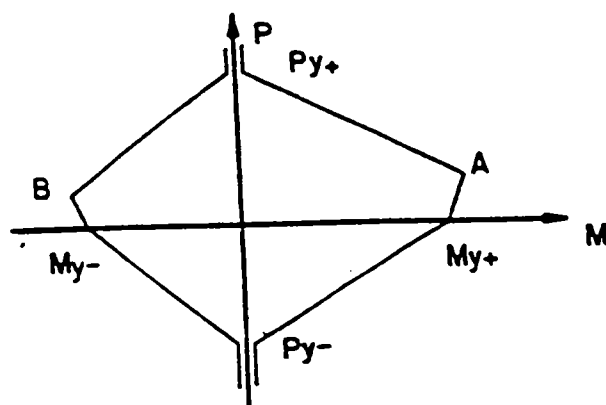


Figura 3.9. Suprafață de interacțiune M - N pentru modelarea comportării neliniare a stâlpilor - DRAIN2D [3.2].

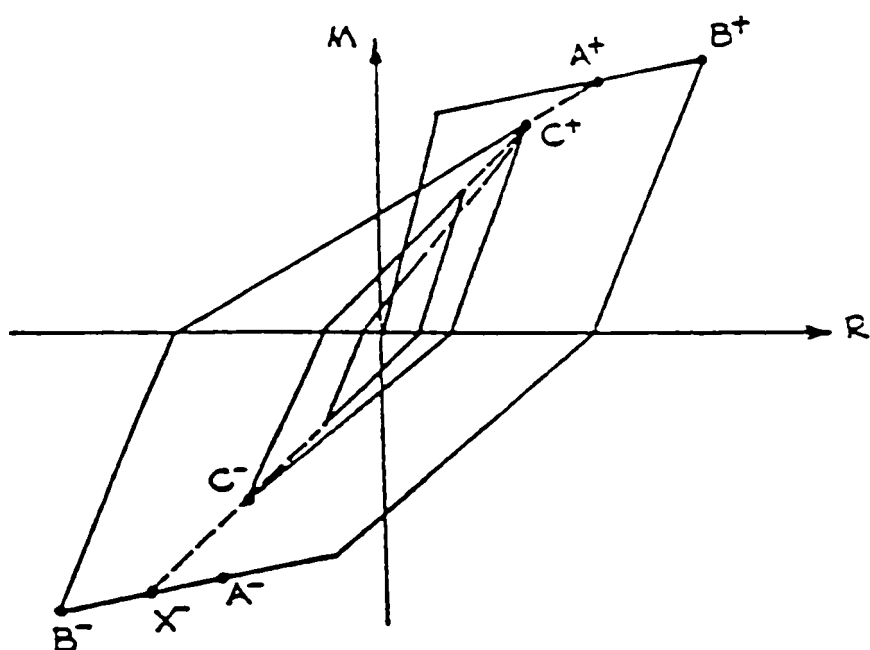


Figura 3.10. Relația moment - rotație în articulații plastice conform modelului Takeda - DRAIN2D [3.2].

Caracteristicile de rezistență și rigiditate ale structurii se presupun constante pe durata unui pas de timp suficient de mic, dar variabile de la un pas de timp la altul, corectate succesiv în concordanță cu dezvoltarea deformațiilor plastice și a degradărilor structurale.

Toate structurile s-au presupus a avea planșee infinit rigide pe direcție orizontală.

În toate exemplele studiate s-au evaluat următorii parametri de răspuns structural: deplasarea orizontală maximă la nivelul fiecărui planșeu; deplasarea relativă maximă de nivel la toate nivelele (deplasările includ și componentele postelastice); ductilitatea secțională maximă la rotire necesară pentru stâlpii de la fiecare nivel; ductilitatea secțională maximă la rotire necesară pentru riglele de la fiecare nivel. Ductilitățile au fost calculate în secțiunile de capăt ale stâlpilor și riglelor.

Pentru a cuantifica efectele impactului, structurile au fost inițial analizate separat și apoi luând în considerare coliziunea. Toți parametrii de răspuns prezentați anterior au evaluați și comparați. Variația deplasărilor orizontale de nivel a fost analizată prin parametrul:

$$\lambda_d = \frac{d_{\max I}}{d_{\max S}} \quad (3.6)$$

unde $d_{\max I}$ și $d_{\max S}$ reprezintă deplasările orizontale maxime la fiecare nivel al structurii supuse la impact și al structurii singulare, respectiv.

Un parametru similar s-a folosit pentru estimarea variației deplasărilor relative de nivel:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\Delta_{\max I}}{\Delta_{\max S}} \quad (3.7)$$

unde $\Delta_{\max I}$ și $\Delta_{\max S}$ reprezintă deplasările relative maxime de nivel ale structurii supuse la impact și ale structurii singulare, respectiv.

Valori ale lui λ_d și λ_{Δ} mai mari ca 1 reprezintă o creștere a deplasărilor orizontale globale respectiv de nivel când structura este supusă la coliziune, iar valori mai mici ca 1 o descreștere a acestorași mărimi.

Pentru analiza influenței impactului asupra ductilității secționale maxime la rotire necesară stâlpilor respectiv riglelor s-a definit următorul parametru:

$$\lambda_D = \frac{D_{\max I} - D_{\max S}}{D_{\max S}} \quad (3.8)$$

unde $D_{\max I}$ și $D_{\max S}$ reprezintă ductilitatea necesară pentru structura supusă la impact respectiv structura singulară.

Valori pozitive ale lui λ_D semnifică un necesar de ductilitate sporit în cazul impactului, iar valori negative semnifică un necesar de ductilitate redus față de situația structurii singulare. În cazul comportării liniare, fără apariția deformațiilor plastice, s-a admis ductilitatea egală cu 1 și deci $\lambda_D = 0$.

3.4. Rezultate și comentarii

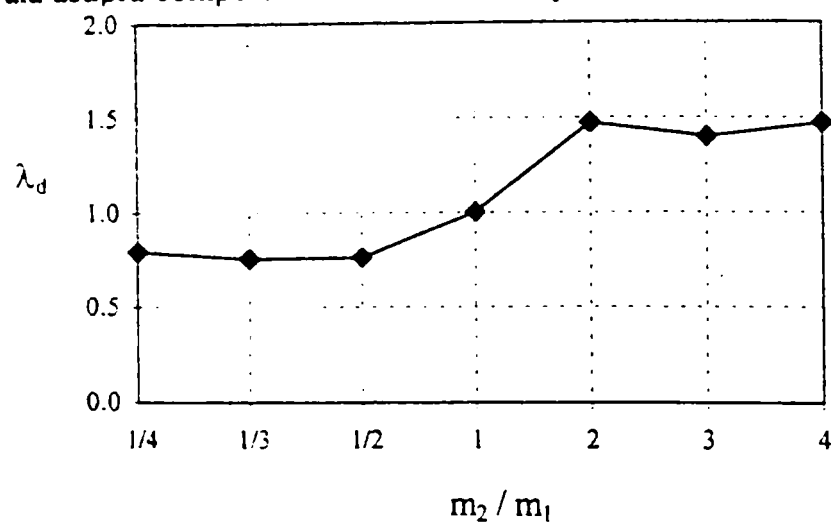
3.4.1. Impact dintre două clădiri de înălțime egală

Cea mai problematică situație de coliziune între două construcții adiacente poate fi dedusă din studiul celor două structuri, prezentate în Figura 3.4, identice ca geometrie globală dar foarte diferite privind caracteristicile dinamice și comportarea fizică.

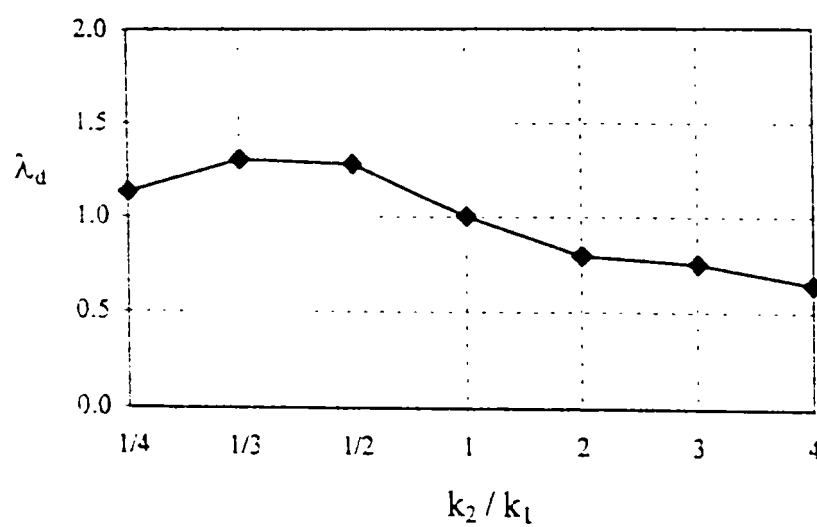
În acest exemplu a fost analizată comportarea clădirii cu 6 nivele, la care s-au păstrat caracteristicile fizice (rigidități) și de încărcare (mase de nivel) constante.

În figurile ce urmează, valorile λ sunt prezentate pentru fiecare nivel și pentru diferite relații între caracteristicile celor două structuri.

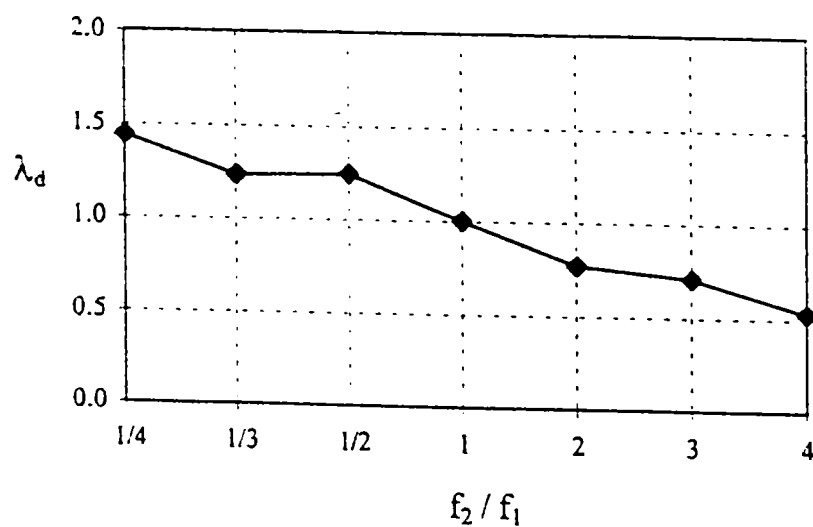
Figurile 3.11a,b,c prezintă variația deplasării orizontale maxime a clădirii cu 6 nivele, oferind o idee generală asupra comportării unei structuri supusă la impact.



a)



b)



c)

Figura 3.11. Valorile λ_d funcție de caracteristicile structurale diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

Analiza rezultatelor ne arată că:

- λ_d devine supraunitar dacă impactul se produce cu o altă structură având mase mai mari și λ_d devine subunitar în cazul coliziunii cu structuri mai ușoare;
- λ_d devine supraunitar dacă impactul se produce cu o altă structură mai flexibilă și λ_d devine subunitar în cazul coliziunii cu structuri mai rigide;
- λ_d devine supraunitar dacă impactul se produce cu o altă structură având frecvențe naturale de vibrație mai mici și λ_d devine subunitar în cazul coliziunii cu structuri având frecvențe naturale de vibrație mai mari.

Rezultatele scot în evidență ca factor principal, în problemele de studiu la impact, frecvențele naturale de vibrație ale construcțiilor: în cazul când a doua structură are mase mai mari sau rigiditate mai redusă, deci o frecvență de vibrație mai mică, rezultă valori ale lui λ_d supraunitare.

Această tendință generală este susținută și de rezultatele privind deplasările relative maxime de nivel, valori absolute (Figurile 3.12a,b,c), valori pozitive și negative (Figurile 3.13a,b), precum și de rezultatele privind ductilitatea la rotire maximă necesară pentru stâlpi (Figurile 3.14a,b,c) respectiv rigle (Figurile 3.15a,b,c). Rezultatele sunt prezentate la fiecare nivel al clădirii.

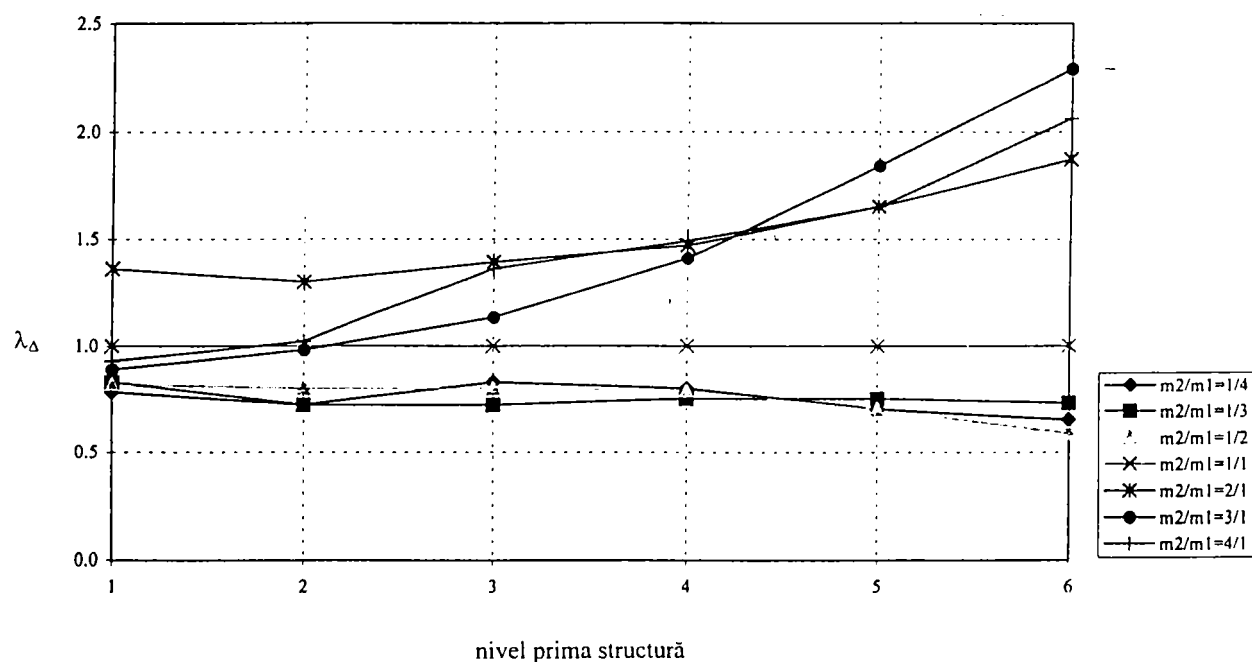


Figura 3.12a. Valorile λ_d funcție de masele de nivel diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

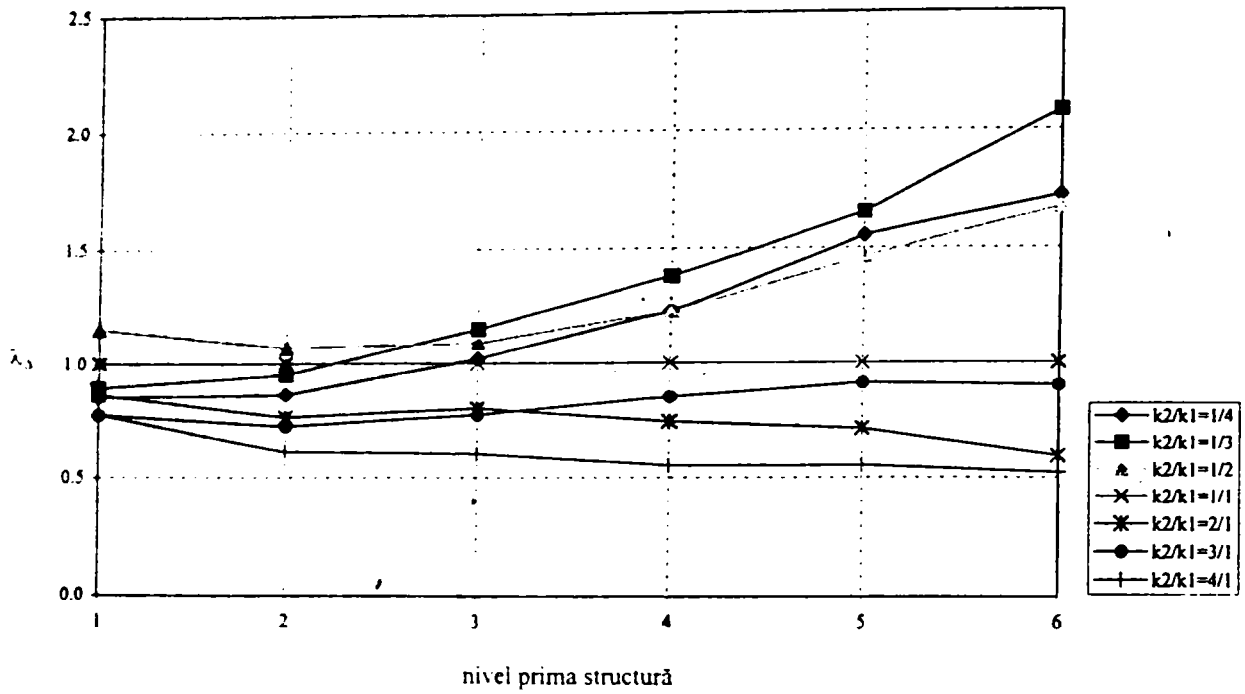


Figura 3.12b. Valorile λ_D funcție de rigiditățile structurale diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

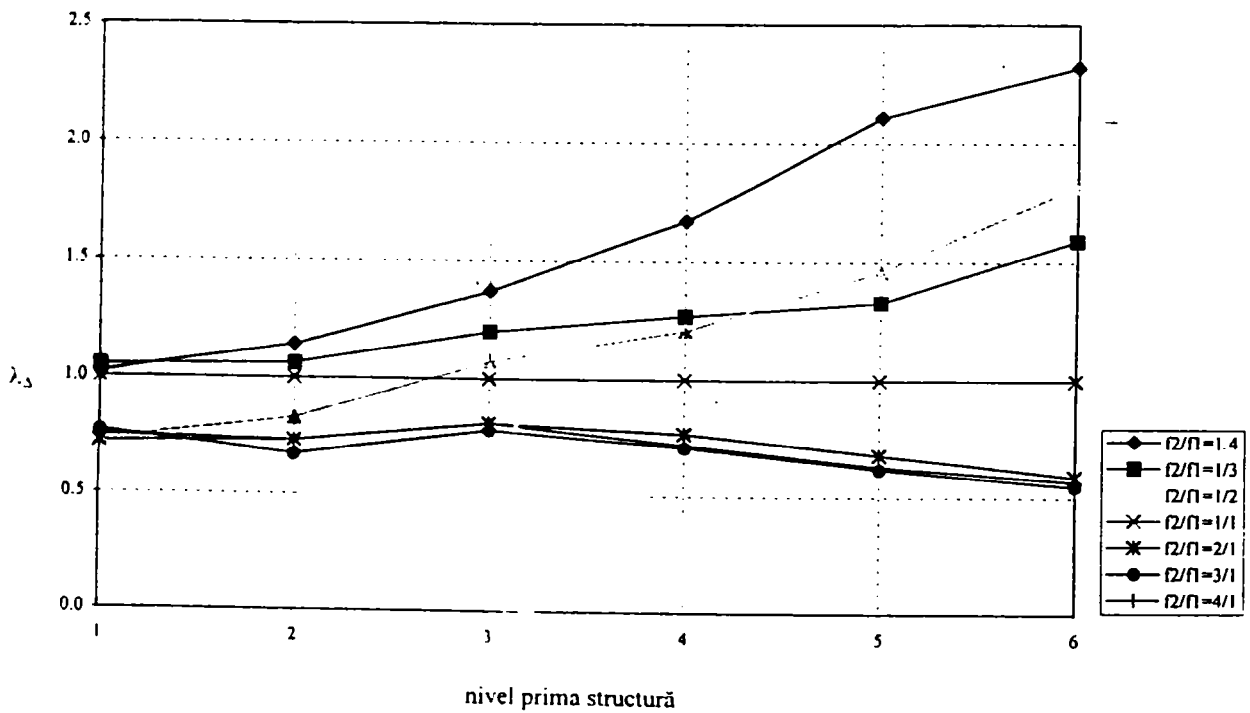


Figura 3.12c. Valorile λ_D funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

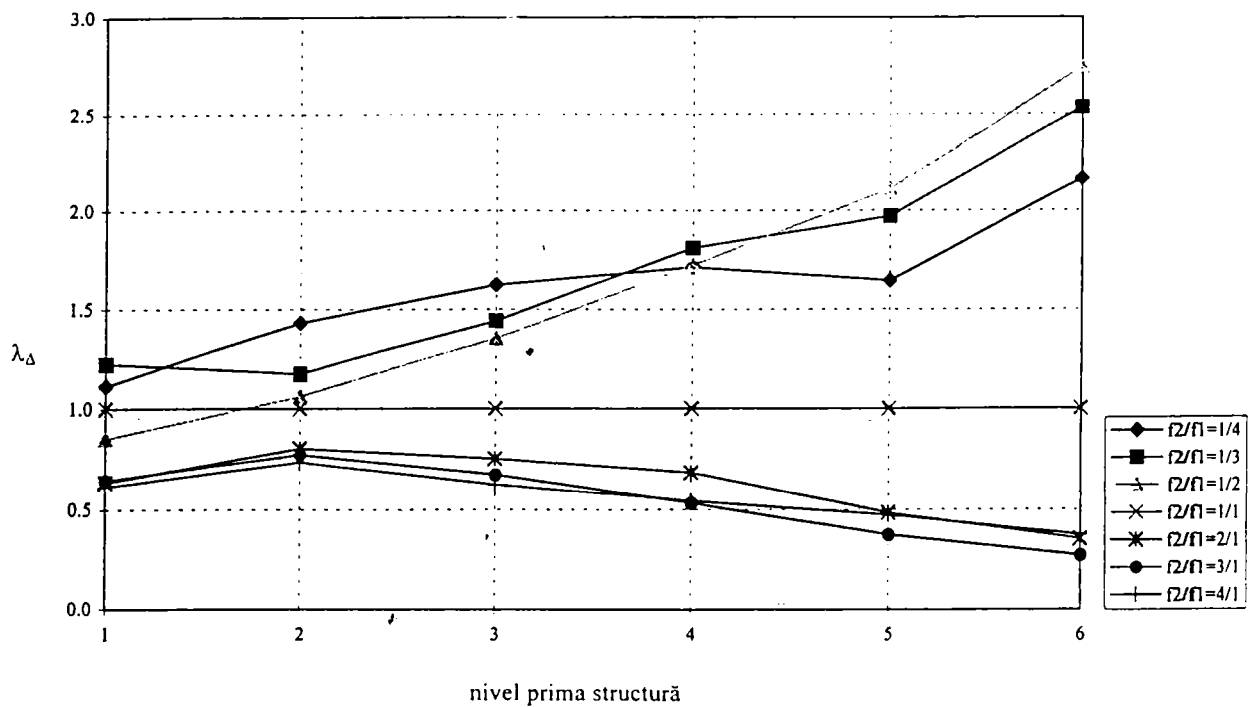


Figura 3.13a. Valorile λ_{Δ} , pentru deplasări relative de nivel pozitive, funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

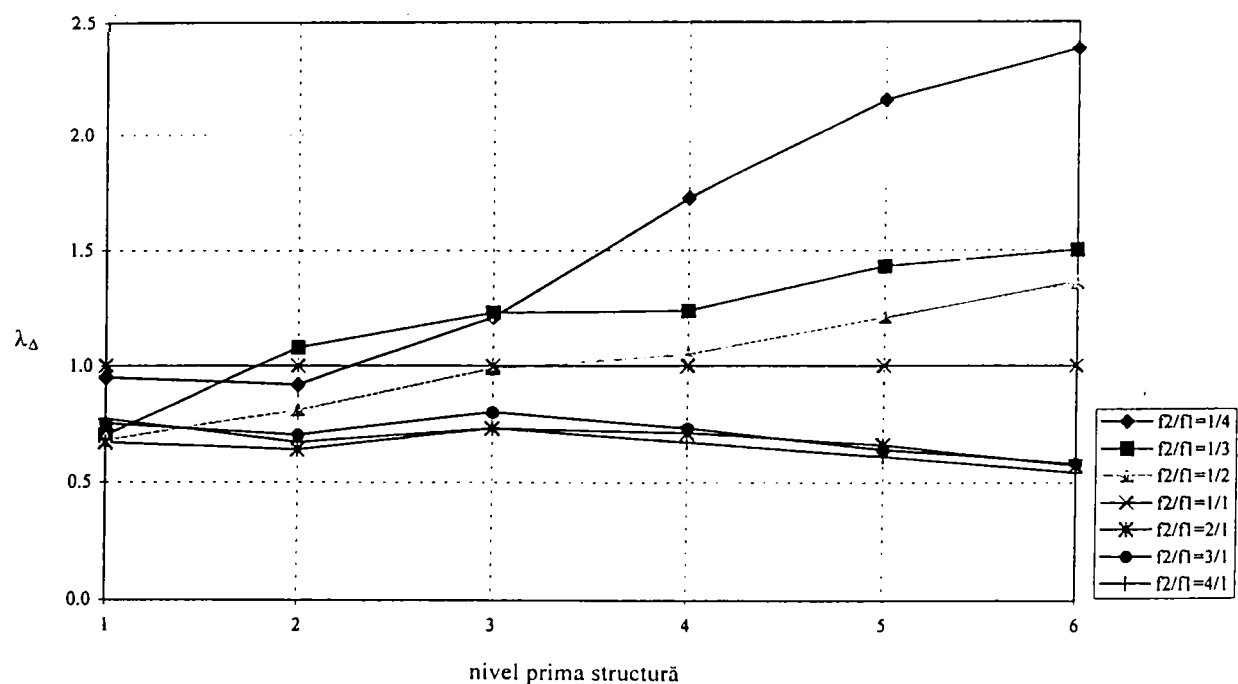


Figura 3.13b. Valorile λ_{Δ} , pentru deplasări relative de nivel negative, funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

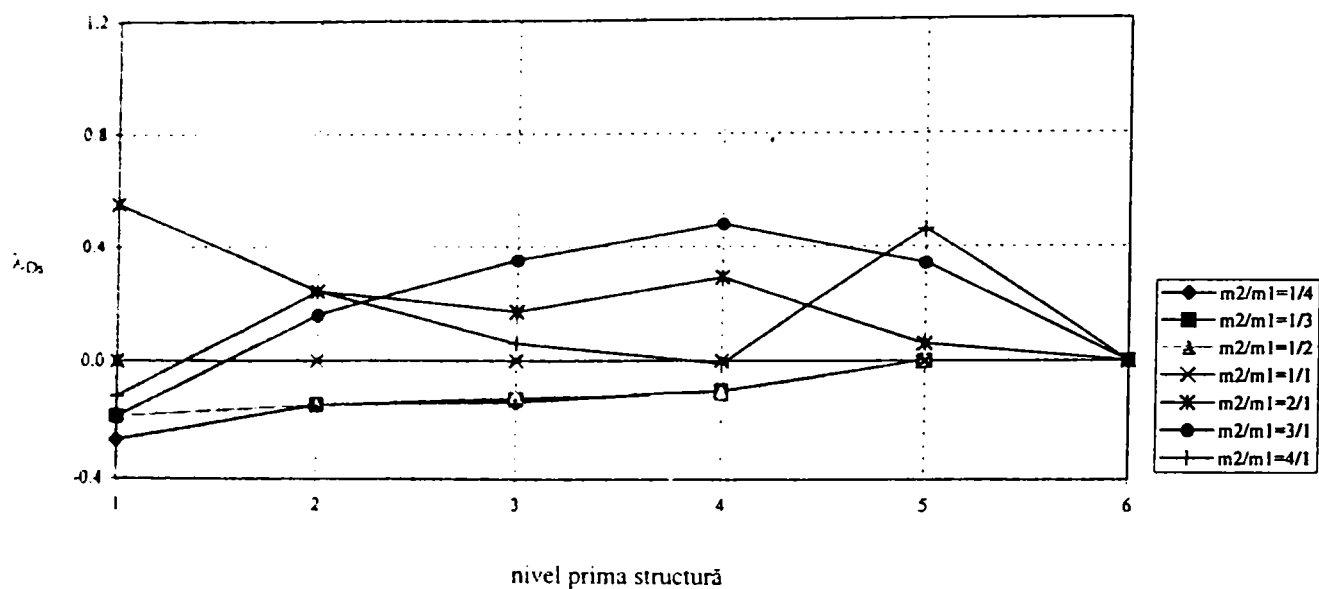


Figura 3.14a. Valorile λ_{Ds} funcție de masele de nivel diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

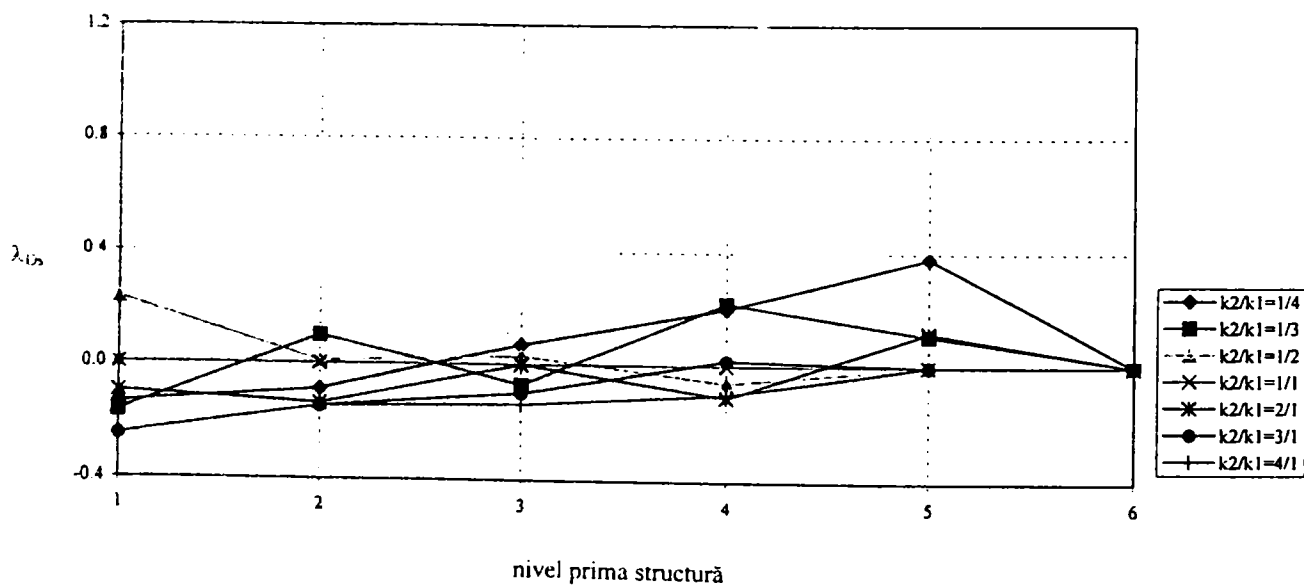


Figura 3.14b. Valorile λ_{Ds} funcție de rigiditățile structurale diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

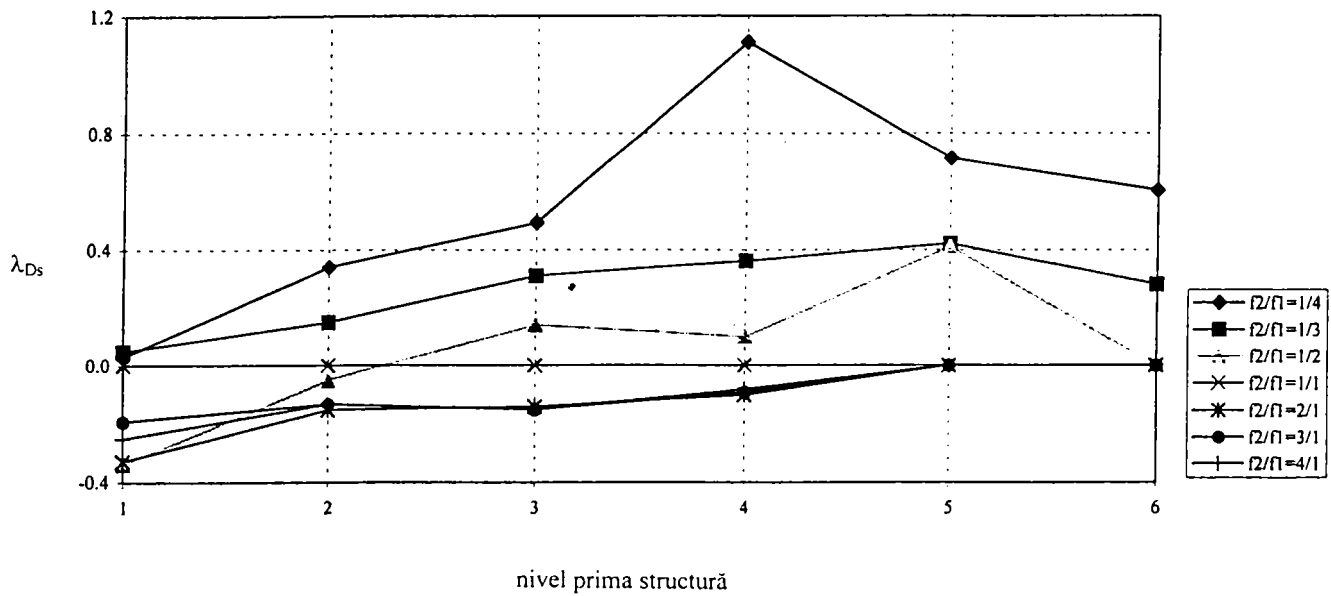


Figura 3.14c. Valorile λ_{Ds} funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

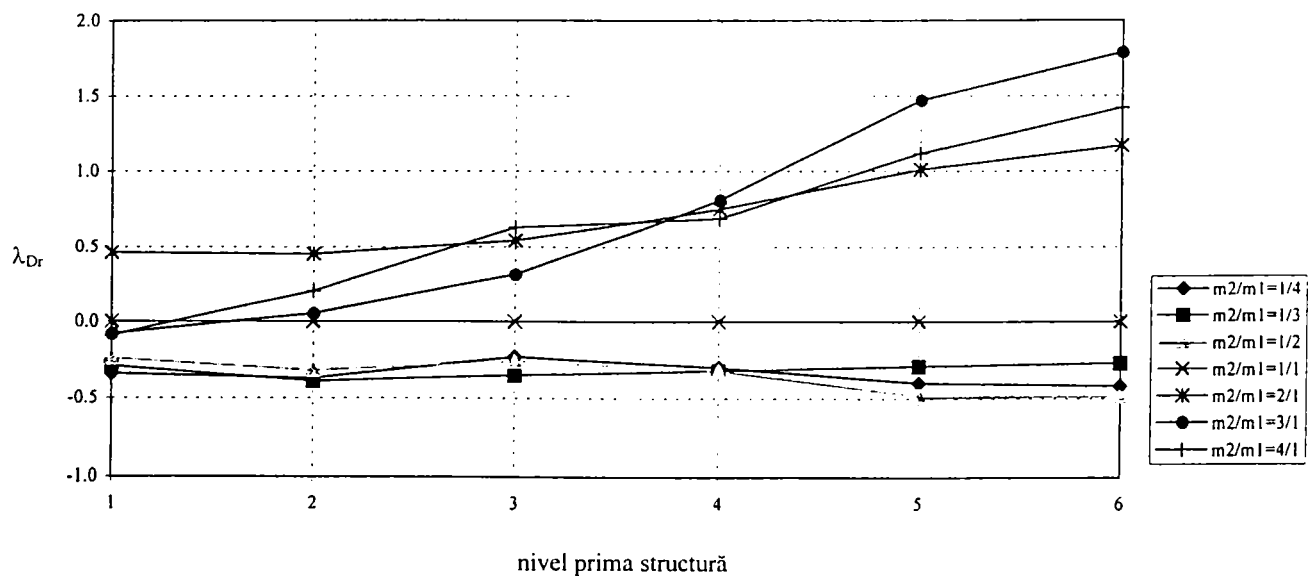


Figura 3.15a. Valorile λ_{Dr} funcție de masele de nivel diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

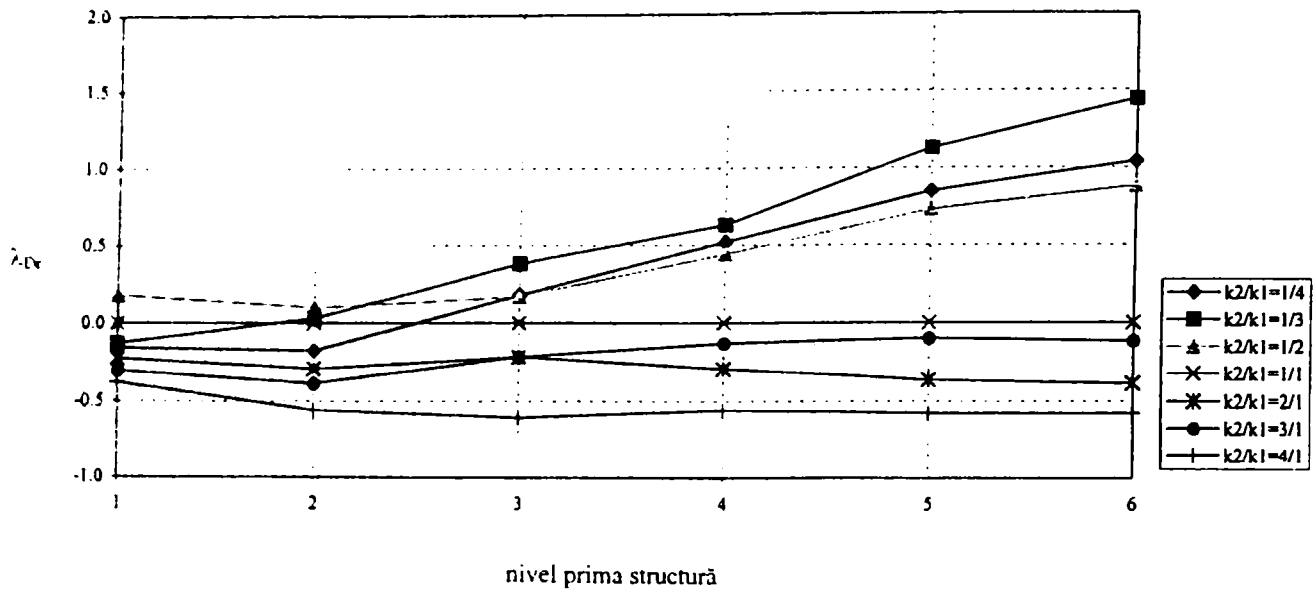


Figura 3 15b. Valorile λ_{Dr} funcție de rigiditățile structurale diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

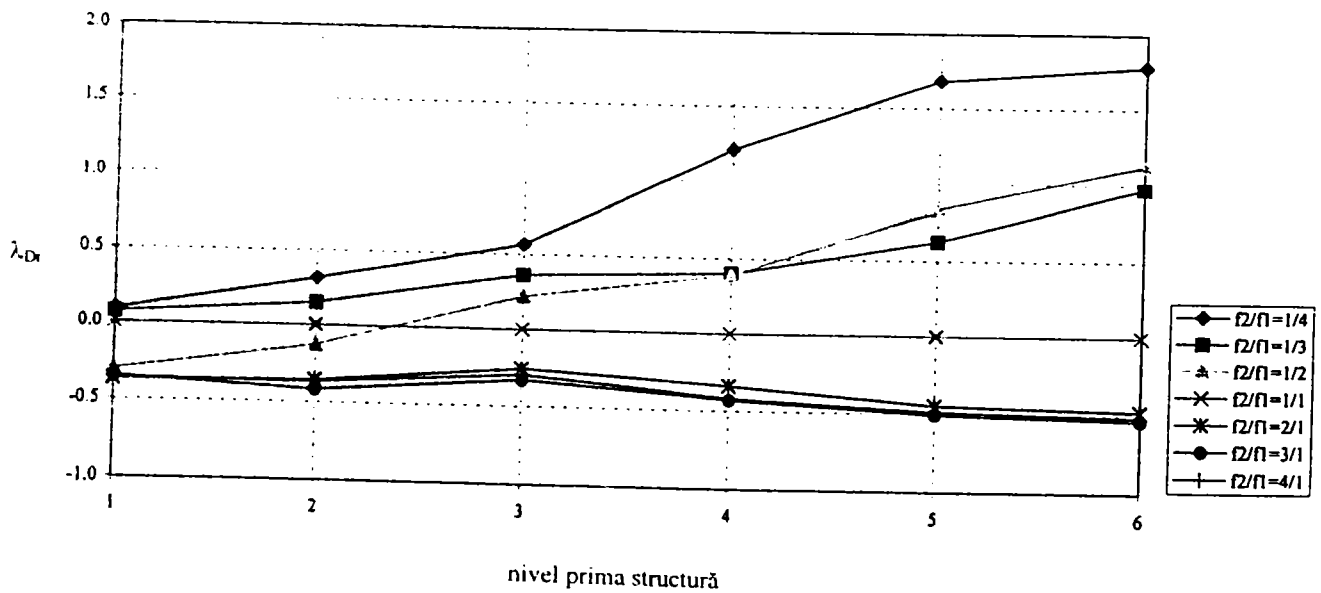


Figura 3.15c. Valorile λ_{Dr} funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

Așa cum se poate observa din Figura 3.12, valori ale lui λ_{Δ} supraunitare se obțin deasemenea în cazul coliziunii cu o construcție având mase mai mari sau rigiditate mai redusă sau frecvență naturală de vibrație mai mică. Valorile maxime ale lui λ_{Δ} , care apar la ultimul nivel, sunt mai mari ca 2 în situațiile de impact cu o structură având de 3 - 4 ori mase mai mari sau fiind de 3 - 4 ori mai flexibilă sau având frecvențe naturale de vibrație de 3 - 4 ori mai mici. În aceste situații există o tendință generală de creștere a valorilor λ_{Δ} la nivelele superioare.

În celelalte cazuri, mase mai mici sau structură mai rigidă sau frecvențe naturale de vibrație mai mari, construcția analizată este susținută prin coliziune de clădirea învecinată, cu efecte pozitive: $\lambda_{\Delta} < 1$. Aceste efecte pozitive sunt aproximativ aceleași indiferent de gradul de descreștere al maselor (Figura 3.12a) sau de creșterea al frecvenței (Figura 3.12c) și sunt mai importante funcție de gradul de creștere al rigidităților (Figura 3.12b).

Figurile 3.13a,b (diagrame pentru diferite frecvențe naturale de vibrație ale celor două construcții adiacente) pune în evidență influența diferită a celei de-a doua structuri asupra deplasărilor relative de nivel pozitive și negative ale primei structuri.

Deplasarea relativă de nivel pozitivă (în direcția celei de-a doua clădiri) este amplificată mai mult la nivelele superioare în cazul raportului dintre frecvențele naturale de vibrație ale celor două structuri $f_2 / f_1 = 1 / 2$ ($\lambda_{\Delta} = 2,74$). Deplasarea relativă de nivel negativă prezintă creșterea cea mai mare în cazul în care $f_2 / f_1 = 1 / 4$ ($\lambda_{\Delta} = 2,38$). Aceste valori ale lui λ_{Δ} sunt foarte mari.

Ductilitatea maximă necesară pentru stâlpi și rigle este legată de valorile deplasărilor relative de nivel așa cum se poate observa din Figurile 3.14a,b,c și Figurile 3.15a,b,c.

Valorile λ_{Ds} pot fi foarte mari la diferite nivele (Figura 3.14) datorită efectelor locale ale impactului. În majoritatea cazurilor, la ultimul etaj nu au existat cerințe de ductilitate ($\lambda_{Ds} = 0$, comportare elastică liniară) stâlpii fiind armați cu procentul minim de armare impus de normele pentru structuri în zone seismice, rezultând astfel o armare puternică în raport cu eforturile secționale.

În general, se poate observa o cerință mai ridicată de ductilitate pentru stâlpi și rigle în cazul coliziunii cu clădiri având mase mai mari sau rigidități mai mici sau frecvențe naturale de vibrație mai mici.

3.4.2. Impact dintre două clădiri de înălțime diferită

3.4.2.1. Impact între o structură cu 6 nivele și o structură cu 1 - 5 nivele

Al doilea exemplu analizat a fost coliziunea dintre două construcții adiacente de înălțimi diferite - o structură cu 6 nivele și o structură cu un număr de nivele cuprins între 1 și 5. S-a urmărit comportamentul primei structuri, cu 6 nivele.

În toate cazurile analizate, valorile λ au fost calculate la fiecare nivel al primei clădiri pentru diferite înălțimi ale celei de-a doua clădiri.

Analizând comportarea structurii cu 6 nivele privind deplasările orizontale maxime (Figura 3.16) se poate observa tendința ca valorile λ_{Δ} să fie apropiate de 1, ceea ce înseamnă că structura mai înaltă este susținută de structura mai mică.

Deplasările orizontale maxime cresc numai la nivelele inferioare în cazul coliziunii cu o clădire având 5 nivele.

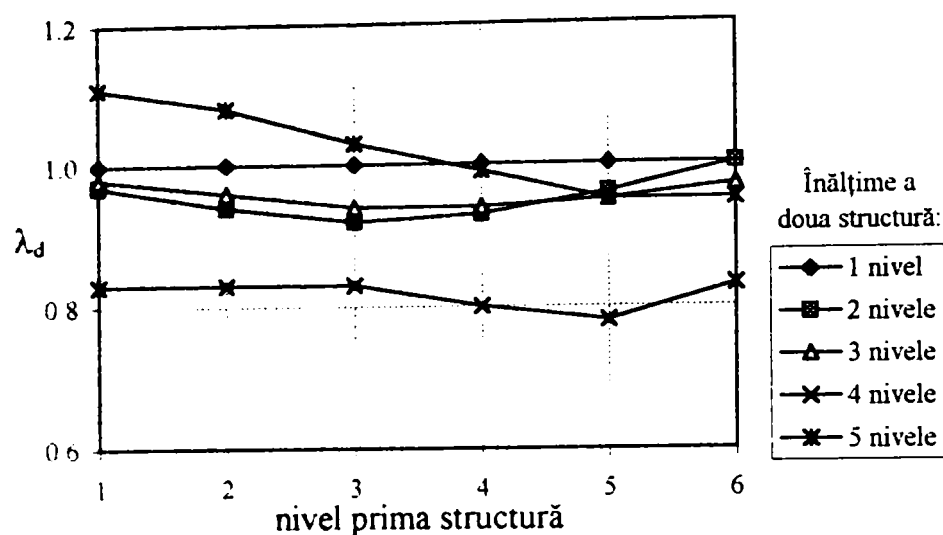


Figura 3.16. Valorile λ_d la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele în cazul impactului cu diferite structuri având între 1 și 5 nivele.

Tendința de reducere a deplasărilor orizontale este deasemenea arătată de diagrama "time - history" a deplasărilor (Figura 3.17) la nivelul de contact, nivelul 3 al structurii cu 6 nivele, studiată singură și la impact cu o structură cu 3 nivele. Se observă împiedicarea deplasărilor orizontale maxime prin coliziune.

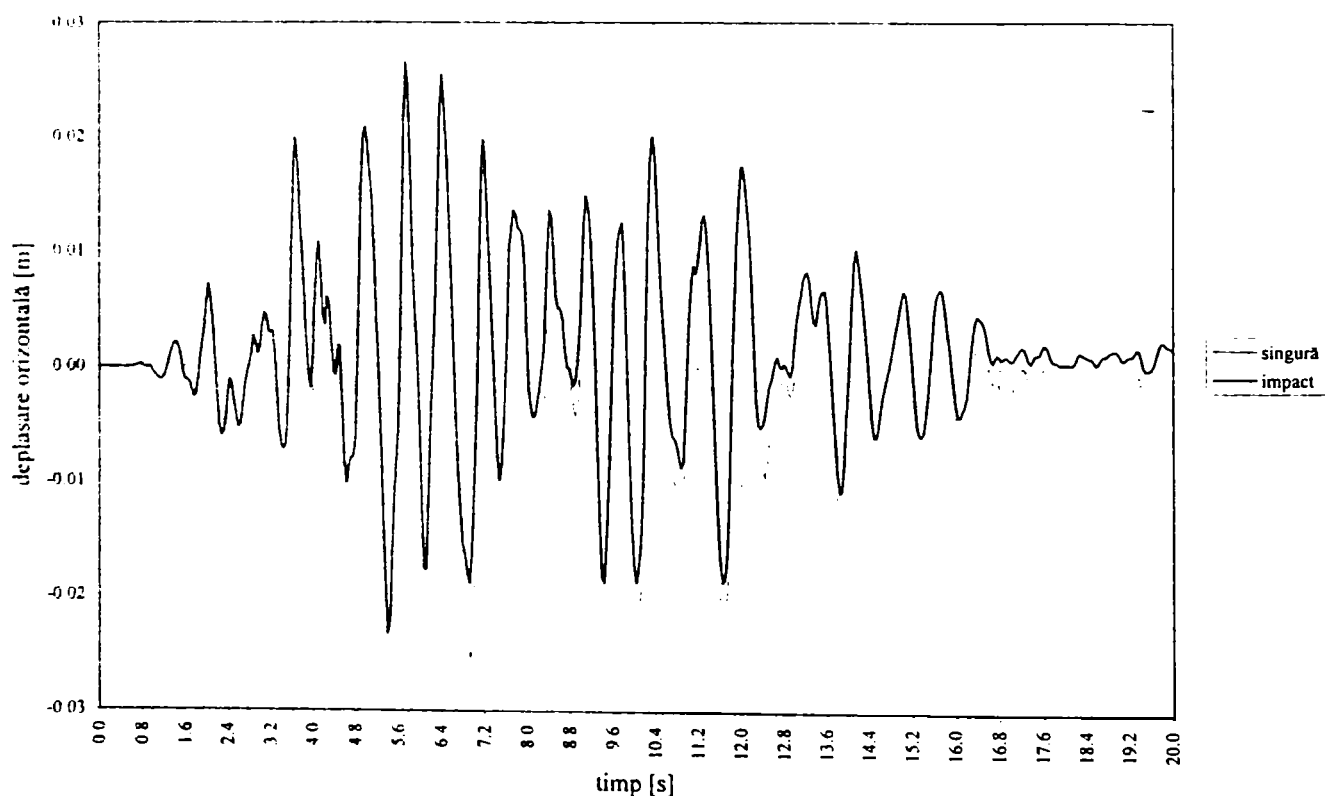


Figura 3.17. Diagrama "time-history" a deplasărilor orizontale la nivelul 3 al structurii cu 6 nivele studiată singură și la impact cu o structură cu 3 nivele.

Impactul cu o clădire cu 1 nivel nu se produce deoarece rostul dintre construcții este suficient de mare în acest caz ($\lambda_d = 1$).

Contrar celor observate în termeni de deplasări globale, comportarea locală a structurii, descrisă prin parametrii locali - deplasarea relativă maximă de nivel (Figura 3.18), ductilitatea maximă necesară pentru stâlpi (Figura 3.20) și rigle (Figura 3.21) - este puternic influențată de impact.

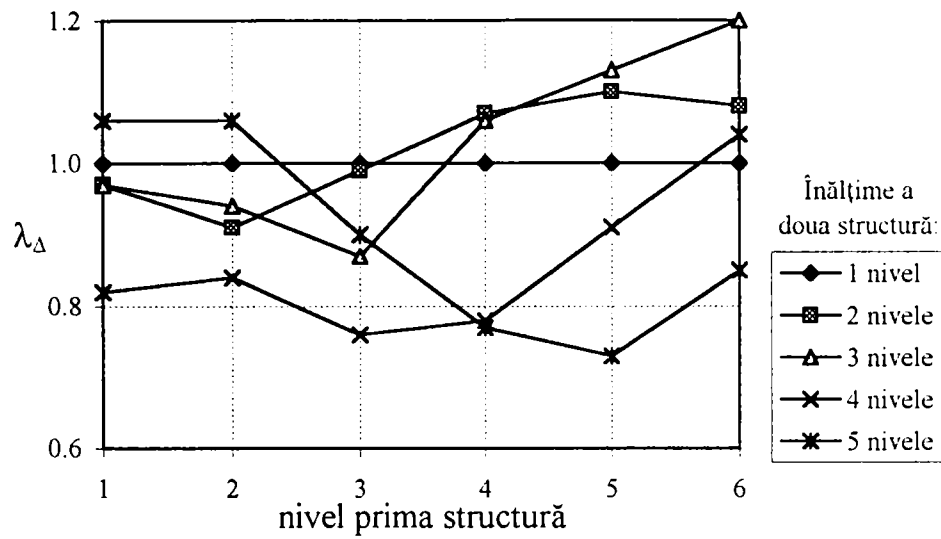


Figura 3.18. Valorile λ_{Δ} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele în cazul impactului cu diferite structuri având între 1 și 5 nivele.

Figura 3.18 arată că valori λ_{Δ} supraunitare devin obișnuite la coliziunea cu clădiri având 2 sau 3 nivele. La impactul cu clădiri de 4 sau 5 nivele efectele nu sunt așa de clare.

Se evidențiază deasemenea că cele mai mari valori ale lui λ_{Δ} apar imediat deasupra nivelului de contact cu cea de-a doua construcție, în timp ce sub acel nivel există o tendință pentru valori λ_{Δ} mai mici.

Analizând diagrama “time - history” a deplasărilor relative de nivel (Figura 3.19) la nivelul 4 al clădirii de 6 nivele, deci imediat deasupra nivelului de contact cu clădirea de 3 nivele, se poate observa o creștere a valorilor maxime la impact față de cazul construcției singulare. Această creștere a deplasărilor relative de nivel se produce indiferent de descreșterea deplasărilor globale, cu consecințe asupra ductilității necesare pentru stâlpi și rigle, fenomen pus în evidență în Figurile 3.20 și 3.21.

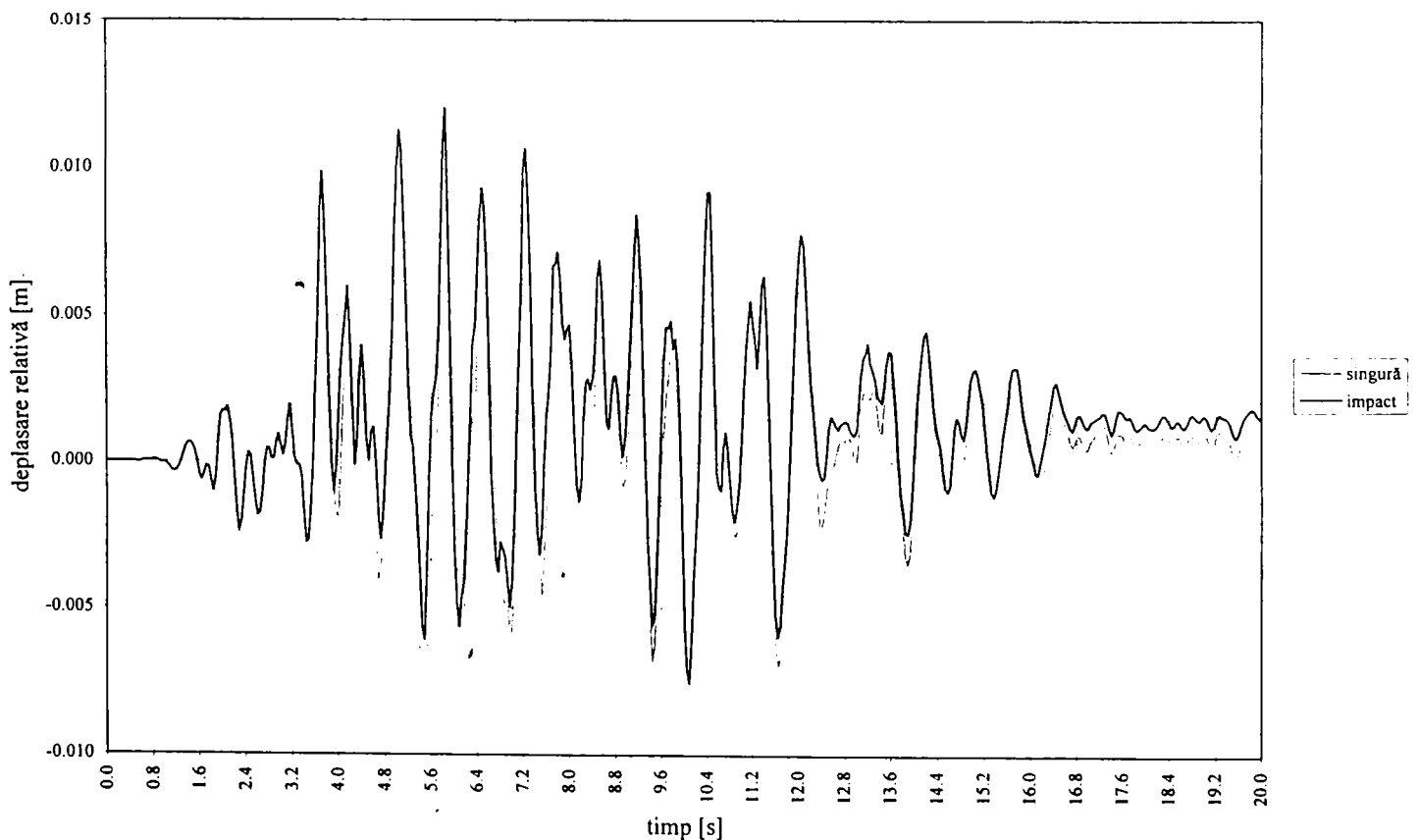


Figura 3.19. Diagrama “time-history” a deplasărilor relative de nivel, la nivelul 4 al structurii cu 6 nivele studiată singură și la impact cu o structură cu 3 nivele.

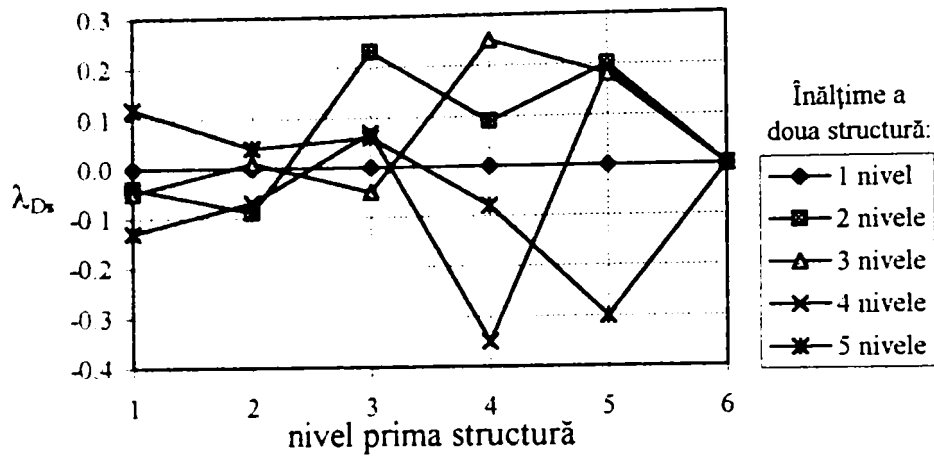


Figura 3.20 Valorile λ_{Ds} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele în cazul impactului cu diferite structuri având între 1 și 5 nivele.

Valori λ_{Ds} mai mari ca 0 se observă în Figura 3.20 pentru prima clădire, cu 6 nivele, la coliziune cu toate celelalte clădiri indiferent de numărul lor de nivele, începând cu etajul imediat superior structurii mai joase. Cele mai mari valori apar la nivelul corespunzător ultimului etaj al clădirii mai joase.

Deplasările globale ale structurii mai înalte sunt împiedicate la acest nivel rezultând o creștere semnificativă a deplasării relative de nivel cu consecințe imediate asupra ductilității necesare pentru stâlpi și rigle la nivelele superioare punctului de contact.

Etajele inferioare ale clădirii cu 6 nivele sunt împiedicate la deplasare orizontală de către structura mai joasă și mai rigidă, astfel rezultând o descreștere a deplasării relative de nivel ($\lambda_{\Delta} < 1$) și a ductilității necesare a stâlpilor ($\lambda_{Dr} < 0$). Aceiași situație se observă și la ductilitatea necesară pentru rigle, $\lambda_{Dr} < 0$ - Figura 3.21.

Din nou, ca și în cazul anterior prezentat, la ultimul nivel al construcției de 6 nivele nu apar cerințe de ductilitate pentru stâlpi.

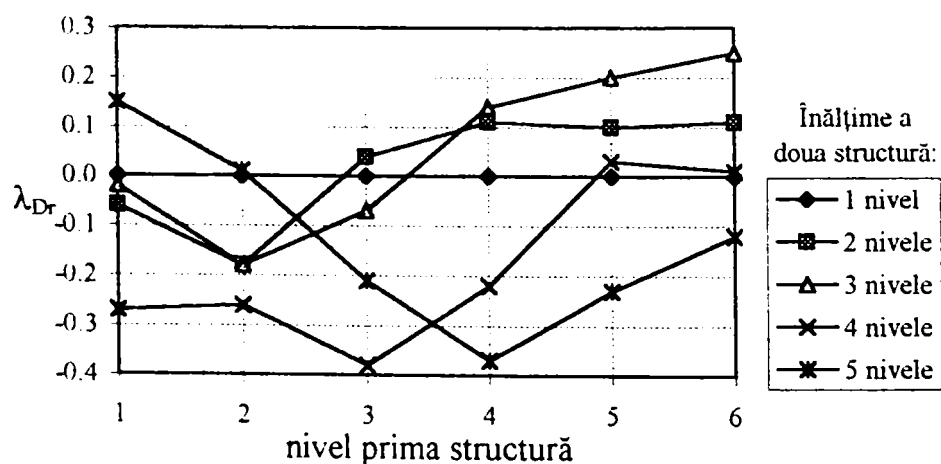


Figura 3.21. Valorile λ_{Dr} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele în cazul impactului cu diferite structuri având între 1 și 5 nivele.

Aceste diagrame scot încă o dată în evidență situația periculoasă de coliziune între tronsoane de clădiri învecinate având 6 nivele respectiv 2 sau 3 nivele ($\lambda_{Dr} > 0$).

3.4.2.2. Influența mărimii rostului dintre construcții la coliziunea dintre o structură cu 6 nivele și o structură cu 3 nivele

Din exemplele anterioare se poate observa că impactul dintre o clădire de 6 nivele și una de 3 nivele constituie o situație foarte periculoasă. Acest caz a fost studiat pentru a determina influența mărimii rostului dintre construcții în concordanță cu o valoare sugerată pentru evitarea impactului:

$$\delta = \sqrt{d_1^2 + d_2^2} \quad (3.9)$$

unde d_1 și d_2 reprezintă deplasările orizontale maxime la nivelul de contact și δ este mărimea rostului dintre clădiri.

Deplasările orizontale trebuie determinate printr-un calcul dinamic neliniar postelastice, similar celui oferit de programul DRAIN2D.

Rezultatele studiului sunt prezentate în Figura 3.22 - deplasări orizontale maxime, Figura 3.23 - deplasări relative maxime de nivel, Figura 3.24 - ductilitatea maximă necesară pentru stâlpi și Figura 3.25 - ductilitatea maximă necesară pentru rigle. Valorile λ au fost calculate pentru fiecare nivel al structurii cu 6 nivele și pentru diferite mărimi ale rostului dintre construcții.

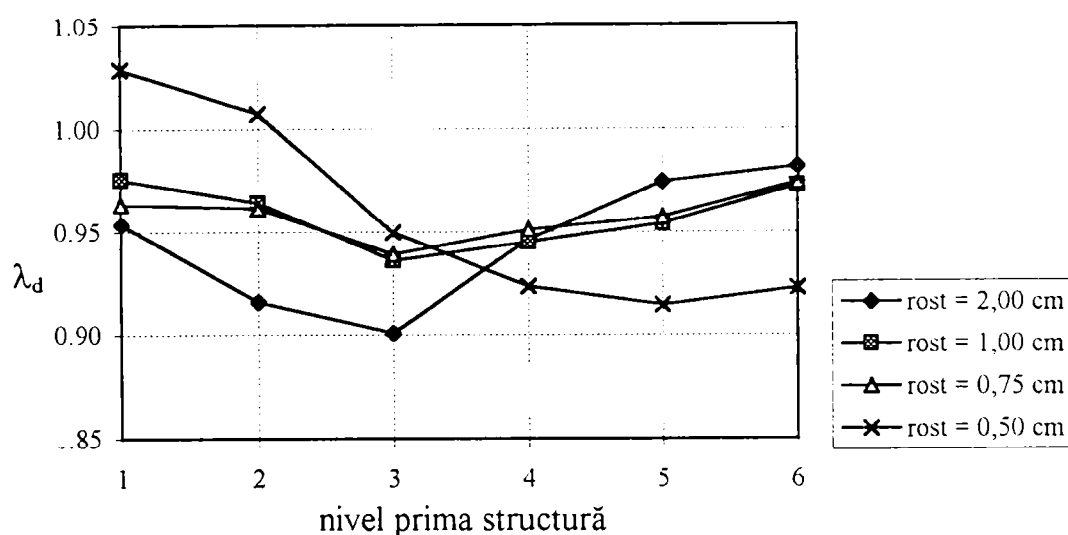


Figura 3.22. Valorile λ_d la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

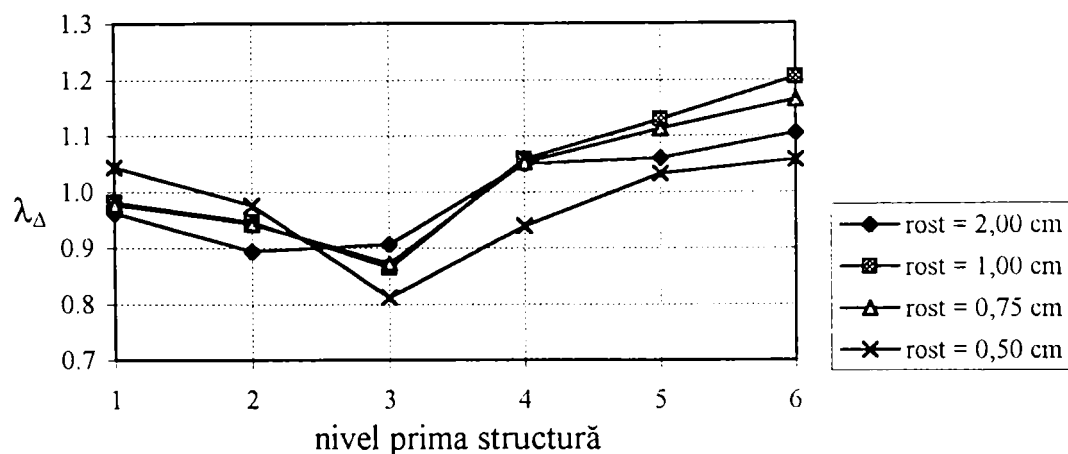


Figura 3.23. Valorile λ_Δ la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

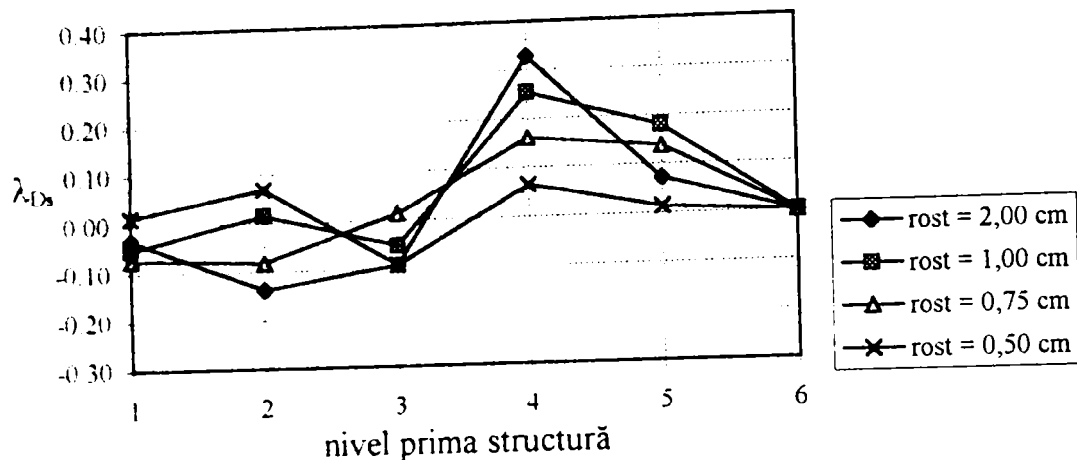


Figura 3.24. Valorile λ_{Ds} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

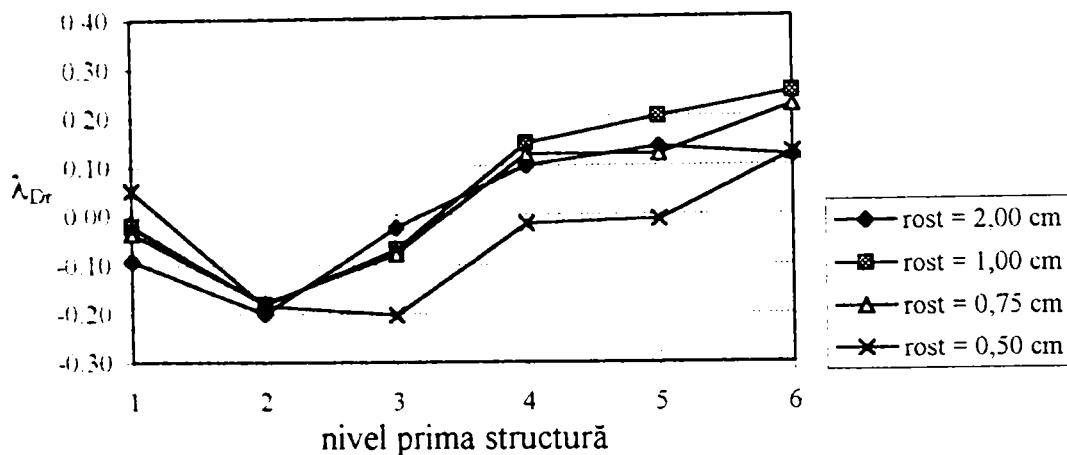


Figura 3.25. Valorile λ_{Dr} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

Se poate observa din nou, că deși valorile deplasărilor orizontale nu se modifică semnificativ, totuși diagramele privind deplasările relative maxime de nivel și ductilitatea maximă necesară scot în evidență faptul că o mărime intermediară a rostului dintre construcții de 1 - 2 cm este foarte periculoasă: λ_{Ds} și λ_{Dr} sunt foarte amplificate. Dacă mărimea rostului are o valoare sub 1 cm sau peste 2 cm efectele negative ale impactului se diminuează.

Efecte locale mai periculoase (λ_{Δ} , λ_{Ds} , λ_{Dr}) se observă începând cu nivelul 4 al structurii cu 6 nivele, deci deasupra zonei de contact - nivelul 3.

Așa cum se poate observa din Figura 3.24, comportarea stâlpilor la impact este foarte sensibilă la mărimea rostului dintre clădiri. Această problemă este ilustrată și în Figura 3.26 care prezintă, pentru stâlpii de la nivelul 4, deasupra zonei de contact, valorile λ_{Ds} funcție de mărimea rostului dintre construcții. Apare o tendință de reducere a efectelor periculoase ale coliziunii pentru rosturi mici, și o tendință de evitare a lor pentru rosturi mari. Cea mai problematică situație este cea a rosturilor dintre clădiri de valori intermediare.

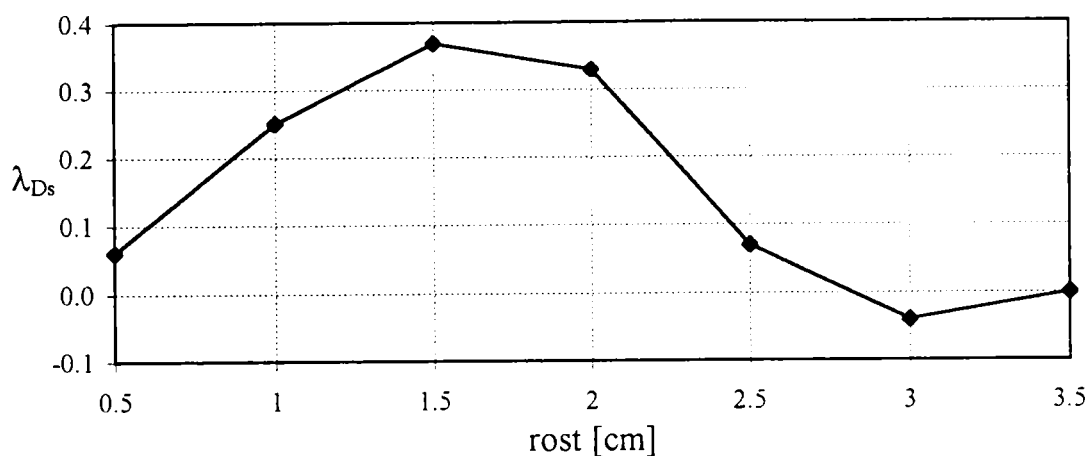


Figura 3.26. - Valorile λ_{Ds} la nivelul 4 al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

Cel mai periculos rost între construcții, în acest caz, are valoarea cuprinsă între 1 și 2 cm. Dacă rostul este mai mare de 2,5 cm aproximativ atunci cerințele de ductilitate sunt comparabile cu cele obținute din studiul structurii singulare. Se poate sugera, în acest caz, că valoarea de 2,5 cm este acceptabilă pentru mărimea rostului dintre construcții, chiar dacă este mai mică decât suma valorilor absolute ale deplasărilor orizontale maxime date de cele două clădiri adiacente.

În concluzie, situația aleasă pentru prezentele studii cu rost între construcții de 1 cm pare a fi într-adevăr apropiată de cea mai periculoasă situație posibilă.

3.4.2.3. Influența factorului de proiectare structurală q (EUROCODE 8) la coliziunea între o structură de 6 nivele și o structură de 3 nivele

Studiile privind importanța factorului q asupra proiectării structurale, în concordanță cu prevederile normelor EUROCODE 8, au fost realizate la impactul dintre două clădiri adiacente având 6 respectiv 3 nivele (Figura 3.6) cu un rost seismic de 1 cm.

Așa cum EUROCODE 8 - Part 1 - 3 [3.5] prevede referitor la capacitatea necesară de disipare a energiei, există 3 clase distincte de ductilitate pentru structurile de beton armat: **DS "L"** - ductilitate redusă, **DS "M"** - ductilitate moderată, **DS "H"** - ductilitate ridicată. Funcție de clasa de ductilitate adoptată pentru fiecare construcție rezultă: prevederi specifice de proiectare, dimensionare și alcătuire a riglelor, stâlpilor și nodurilor de cadre; direcționarea mecanismului de apariție a articulațiilor plastice; evitarea pe cât posibil a articulațiilor plastice în stâlpi prin mărirea eforturilor secționale de dimensionare; asigurarea ductilității locale; evitarea ruperii fragile la forțe tăietoare.

Corespunzător acestor clase de ductilitate, pentru structurile regulate precum cadrele din beton armat analizate, rezultă valorile factorului q ca fiind 2,5, 3,75 și 5,0 respectiv.

Ambele clădiri, cu 6 și 3 nivele, s-au presupus a fi singulare, proiectate folosind diferiți factori q și supuse la accelerograme seismice. Stâlpii și riglele s-au armat respectând prevederile de armare minimă corespunzătoare zonelor seismice, prevederi care în cazul stâlpilor dau valori mari de armătură. Apoi s-a analizat comportarea structurală a construcției cu 6 nivele la impact.

Rezultatele analizei sunt prezentate în Figura 3.27 - deplasări orizontale maxime, Figura 3.28 - deplasări relative maxime de nivel, Figura 3.29 - ductilitatea maximă necesară pentru stâlpi și Figura 3.30 - ductilitatea maximă necesară pentru rigle. Valorile λ au fost calculate pentru fiecare nivel al clădirii cu 6 nivele și pentru diferite mărimi ale factorului q .

În privința comportării globale, se observă creșterea deplasărilor orizontale la ultimul nivel pentru valori ale factorului q de 3,75 și 5,0 (Figura 3.27). Deci, cu mărirea factorului q se va mări și deplasarea orizontală maximă la vârful clădirii. La nivelele inferioare deplasările orizontale scad.

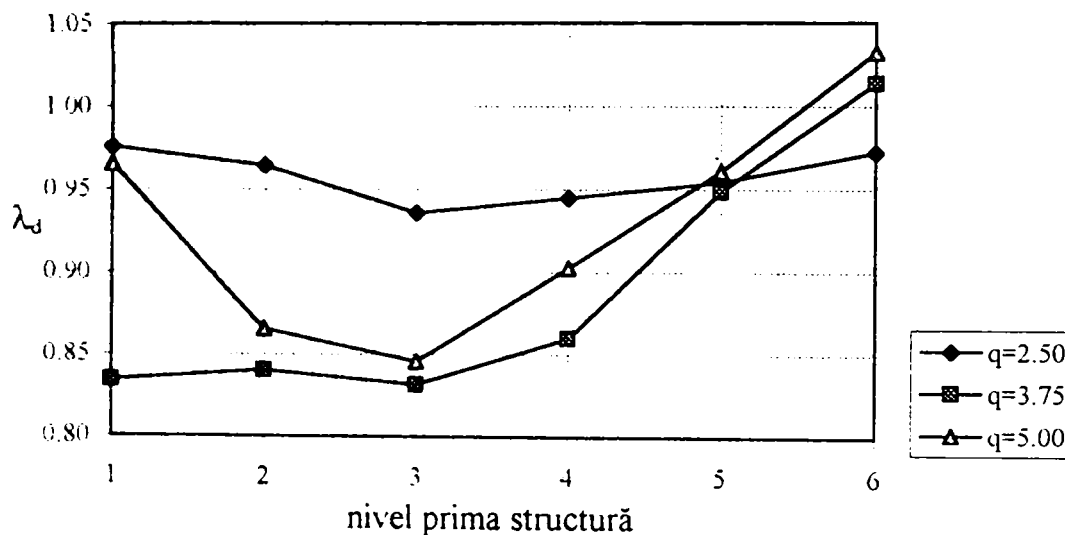


Figura 3.27. Valorile λ_d la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură având 3 nivele, funcție de mărimea factorului q .

Figurile 3.28, 3.29 și 3.30 ne arată pentru parametrii de comportare locală aceeași tendință ca în cazurile anterioare: o descreștere a valorilor λ , efecte pozitive ale coliziunii, sub zona de contact (nivelul 3); o creștere a valorilor λ , efecte negative ale coliziunii, deasupra zonei de contact.

În general, se poate observa că valorile λ_Δ , λ_{Ds} și λ_{Ds} cresc cu mărirea factorului q .

Diferențele între comportarea structurilor proiectate la diferiți factori q nu sunt foarte evidente în toate cazurile deoarece au fost luate în considerare condițiile minime de armare, care pentru clase de ductilitate superioare au condiționat soluția de armare.

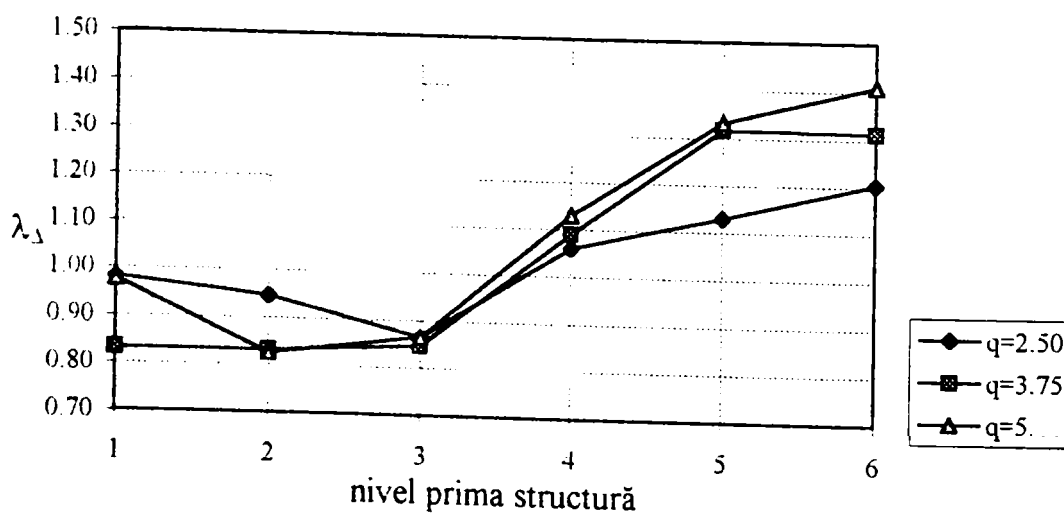


Figura 3.28. Valorile λ_Δ la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură având 3 nivele, funcție de mărimea factorului q .

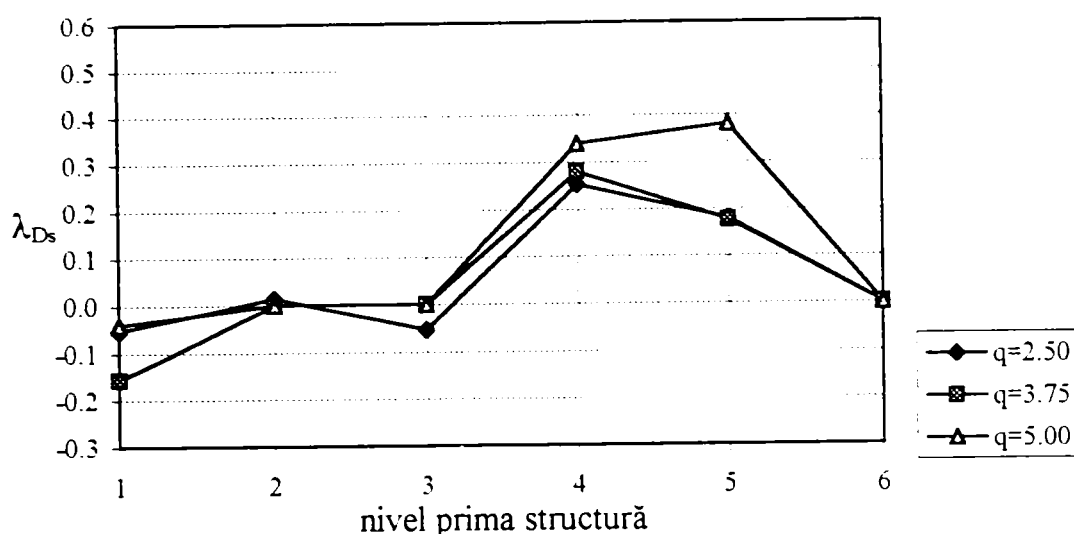


Figura 3.29. Valorile λ_{Ds} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură având 3 nivele, funcție de mărimea factorului q .

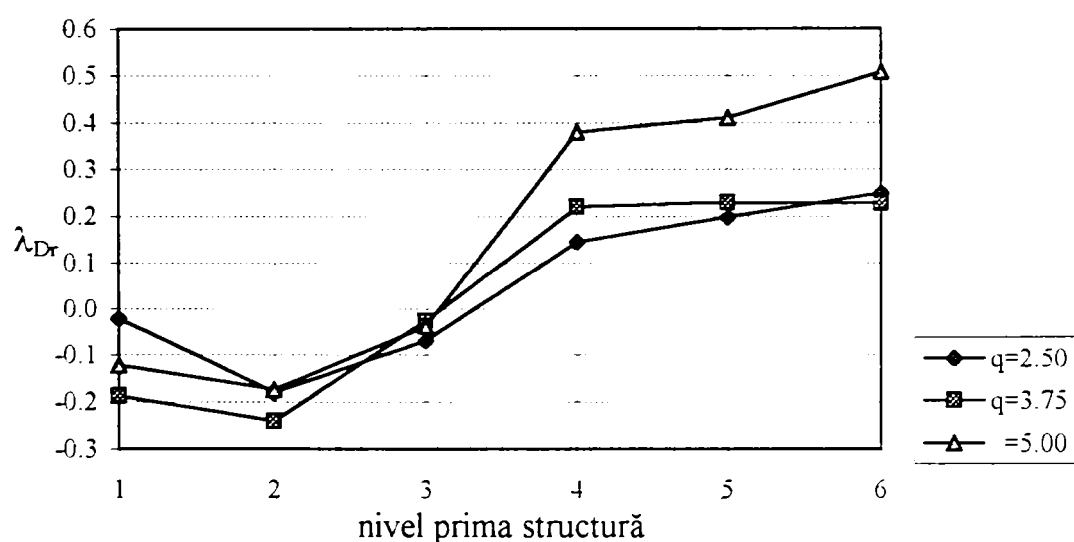


Figura 3.30. Valorile λ_{Dr} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură având 3 nivele, funcție de mărimea factorului q .

3.4.3. Impact între mai multe tronsoane de construcții învecinate

Problema comportării clădirilor aflate într-un șir a fost deasemenea studiată, în cazul a 4 structuri situate în poziții relative diferite una față de cealaltă (Figura 3.7) și în cazul a 3 structuri (Figura 3.8). Situații de acest fel apar la construcțiile existente, vechi sau la realizarea unor noi clădiri atunci când trebuie adoptată cea mai bună soluție de situare a acestora.

3.4.3.1. Impact între 4 tronsoane de clădiri, având diferite poziții relative

Cele 4 tronsoane de clădiri s-au presupus a fi dispuse în moduri diferite (Figura 3.7 - cazul A, B și C) unul relativ la cealaltă în scopul determinării celei mai periculoase și a celei mai bune soluții de așezare din punct de vedere al comportării structurale la impact între construcțiile adiacente.

Între clădiri s-a presupus că există un rost seismic de 0,25 cm, adică structuri foarte apropiate una de cealaltă.

Este cunoscut faptul că tronsoanele de construcții situate la extremitățile unui șir sunt sollicitate cel mai puternic datorită coliziunii.

Prin prezentul studiu s-a analizat comportarea tronsonului mai înalt, cu 6 nivele, amplasat diferit într-un șir de clădiri. Diagramele de variație a parametrilor studiați - λ - sunt prezentate pentru fiecare nivel al structurii și pentru diferite poziții relative ale tronsoanelor: cazul A1 și cazul A2 - două poziții diferite ale structurii cu 6 nivele în cazul A; cazul B - cea mai problematică poziționare a structurii cu 6 nivele (valori λ maxime); cazul C - cea mai favorabilă poziționare a structurii cu 6 nivele (valori λ minime).

Comportarea globală analizată prin variația deplasărilor orizontale maxime este prezentată în Figura 3.31.

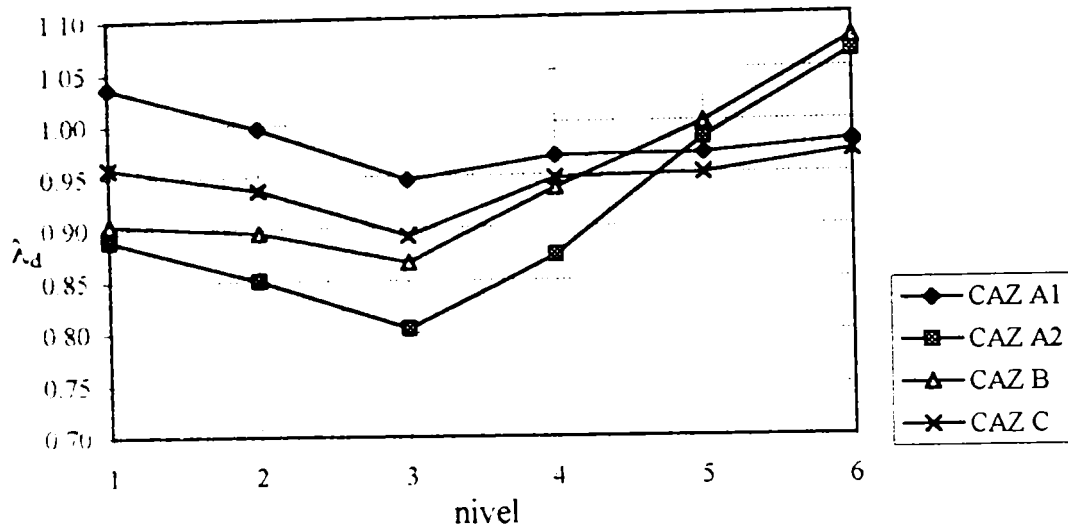


Figura 3.31. Valorile λ_d la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele funcție de poziția sa într-un șir de 4 clădiri.

Se observă că deplasările la nivelele inferioare descresc ($\lambda_d < 1$) indiferent de poziția clădirii. Deplasările ultimului nivel cresc ($\lambda_d > 1$) în cazul A2 și B și descresc ($\lambda_d < 1$) în cazul A1 și C.

Rezultatele privind comportarea locală sunt prezentate în Figura 3.32 - deplasări relative maxime de nivel, Figura 3.33 - ductilitate maximă necesară pentru stâlpi și Figura 3.34 - ductilitate maximă necesară pentru rigle.

Așa cum Figura 3.32 arată, deasupra zonei de contact (nivelul 3) cu tronsonul având 3 nivele, deplasarea relativă de nivel crește la impact în toate cazurile studiate. Cele mai mari valori λ_Δ apar în cazul B și A2. În cazul C valorile λ_Δ sunt apropiate de valoarea 1.

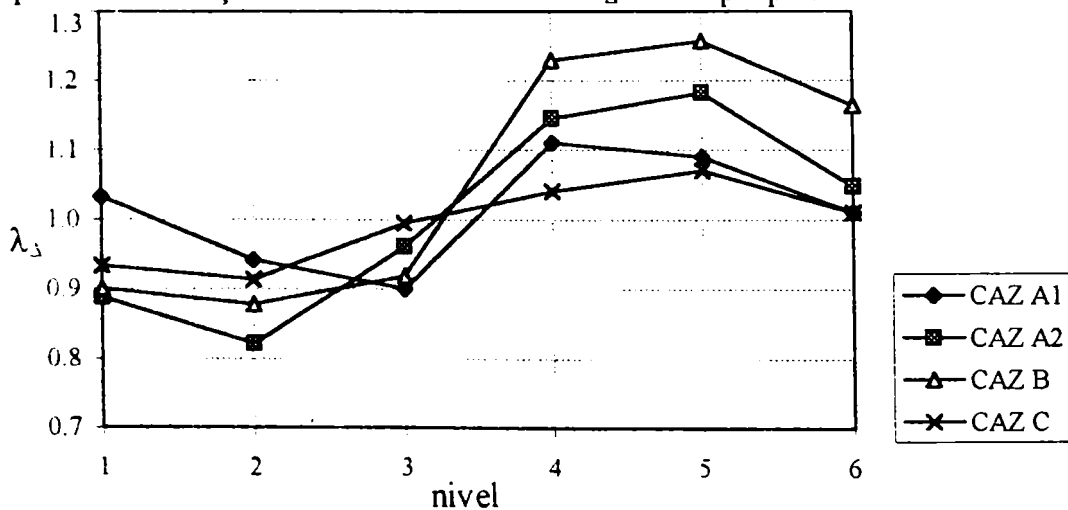


Figura 3.32. Valorile λ_Δ la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele funcție de poziția sa într-un șir de 4 clădiri.

Figura 3.33 arată că creșterea ductilității maxime necesară pentru stâlpi ($\lambda_{Ds} > 1$) este foarte mare la nivelul 3, chiar sub zona de contact, și la nivelul 4, chiar deasupra zonei de contact cu tronsonul de 3 nivele. Această creștere este până la valori de +64% (cazul A2) din ductilitatea necesară inițial. Valori mai mici ale lui λ_{Ds} apar în cazul C.

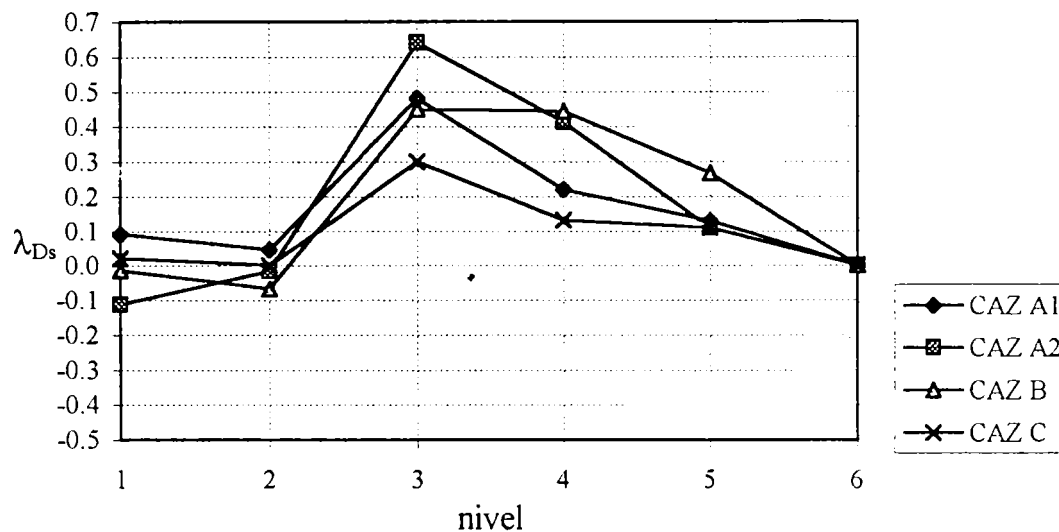


Figura 3.33. Valorile λ_{Ds} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele funcție de poziția sa într-un șir de 4 clădiri.

În privința ductilității maxime necesară pentru rigle (Figura 3.34), aceeași tendință ca la stâlpi se poate observa: $\lambda_{Dr} > 1$ începând cu nivelul 3 în toate cazurile studiate: valori mai mici λ_{Dr} se obțin în cazul C.

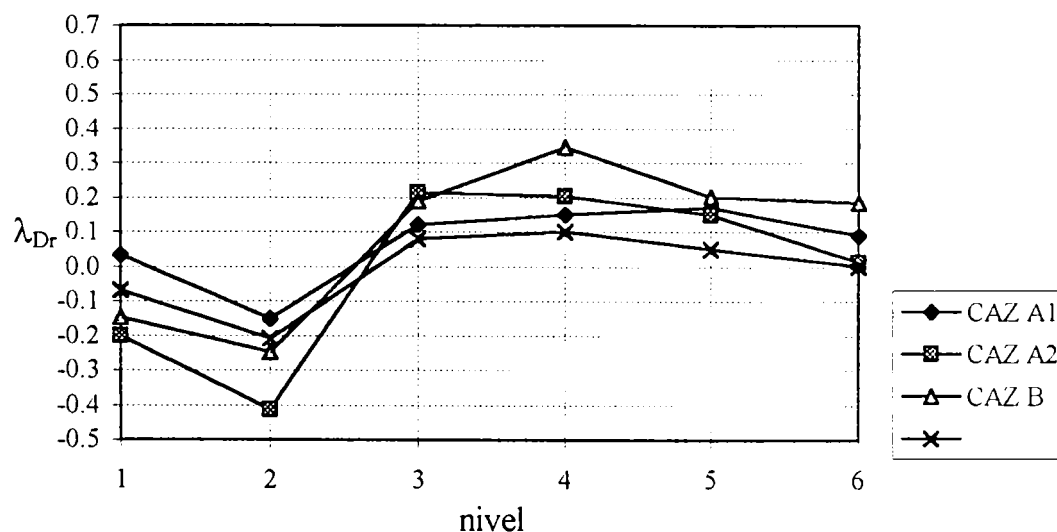


Figura 3.34. Valorile λ_{Dr} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele funcție de poziția sa într-un șir de 4 clădiri.

Deci, în această situație a existenței mai multor tronsoane de clădiri într-un șir, poziția lor are o influență importantă asupra comportării structurale la posibila coliziune dintre ele.

Cea mai defavorabilă poziționare a celor 4 tronsoane este în cazul A2 și B, fapt scos în evidență de variația deplasărilor orizontale globale (Figura 3.31). Această tendință generală este susținută și de modul de variație a parametrilor de comportare locală (deplasări relative de nivel - Figura 3.32, ductilitate maximă necesară pentru stâlpi - Figura 3.33, și respectiv rigle - Figura 3.34): λ la nivelele superioare crește la valori mai mari în cazul A și B decât în cazul C.

Astfel, modul de amplasare al clădirii cu 6 nivele analizată este cel mai puțin periculos în cazul C. Se poate concluziona că cea mai bună soluție de poziționare a celor 4 tronsoane studiate este cu structura de 6 nivele la interiorul șirului, cazul C - Figura 3.7.

3.4.3.2. Impact între 3 tronsoane de clădiri cu înălțimi diferite

Ultimul exemplu analizat a fost un șir de 3 clădiri de înălțimi diferite (Figura 3.8). În acest caz, s-a studiat comportarea structurii cu 4 nivele situată între o structură mai înaltă, de 6 nivele, și o structură mai joasă, de 2 nivele.

Figura 3.35 prezintă variația ductilității maxime necesare pentru stâlpi, caracteristică strâns legată de deplasarea relativă maximă de nivel și de ductilitatea maximă necesară pentru rigle. Rezultatele sunt prezentate la nivelele superioare (3 și 4), deasupra zonei de contact cu tronsonul de 2 nivele, funcție de mărimi diferite ale rostului dintre construcții.

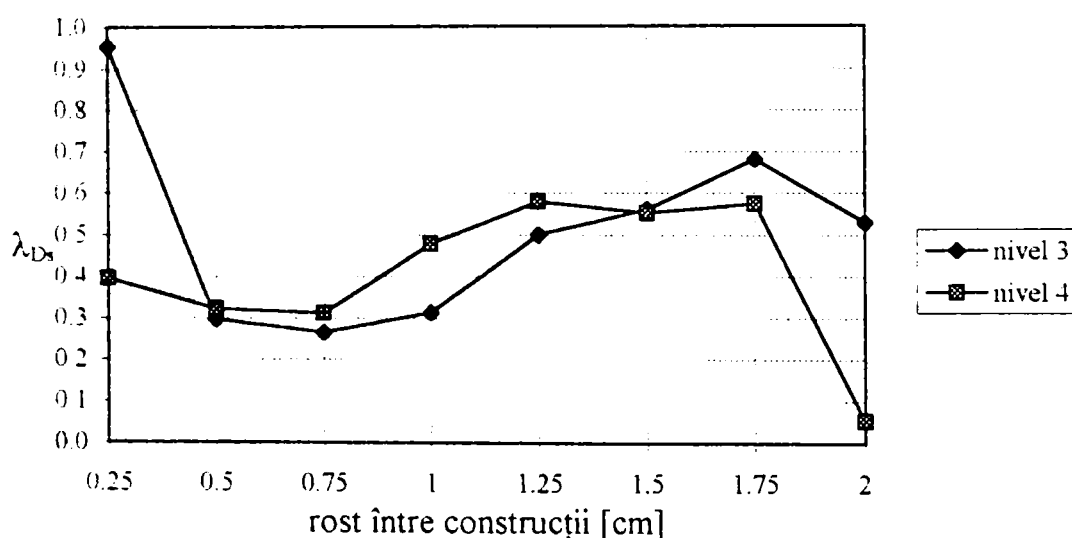


Figura 3.35. Valorile λ_{Ds} la nivelele 3 și 4 ale structurii cu 4 nivele, impact între 3 clădiri dintr-un șir, funcție de mărimea rostului dintre clădiri.

La nivelele inferioare valorile λ_{Ds} nu au fost prezentate, fiind mai mici decât 1, ceea ce înseamnă că tronsonul de 4 nivele este susținut de tronsonul de 2 nivele.

Așa cum se poate observa din Figura 3.35, situația unui șir de clădiri de înălțimi diferite este foarte periculoasă pentru structura situată la mijlocul șirului. Creșterea ductilității maxime necesare la anumite nivele este de până la 60 - 70 %. În cazurile speciale când rostul dintre structuri are valori foarte mici (0,25 cm) această creștere la nivelul 3 (chiar deasupra zonei de contact cu tronsonul de 2 nivele) este de 95%. Aceste valori foarte mari scot în evidență cazul studiat ca deosebit de periculos.

3.5. Concluzii

Impactul dintre construcțiile adiacente poate fi corect abordat așa cum s-a prezentat în lucrare, printr-un calcul dinamic neliniar la acțiuni seismice reprezentate prin accelerorame naturale sau generate artificial, luând în considerare comportarea elasto-plastică a materialelor (beton armat). Vizualizarea grafică în timp real a răspunsului structural a arătat o simulare realistă a efectelor impactului asupra structurii.

Această metodologie de studiu poate fi folositoare când nu este posibilă evitarea fenomenului de coliziune, pentru o mai bună proiectare și evaluare a efectelor rezultante.

Pentru clădirile existente, vechi, care pot fi afectate din impact, se pot astfel oferi soluții de mărire a capacității portante prin reparare sau consolidare.

În studiile de coliziune dintre structuri învecinate cel mai important factor este comportarea dinamică, de fapt diferențele dintre frecvențele naturale proprii clădirilor adiacente.

Una dintre cele mai periculoase situații de impact dintre două clădiri apare când raportul dintre frecvențele naturale de vibrație are o valoare apropiată de 2. În acest caz, în timp ce una dintre structuri efectuează o jumătate de ciclu de vibrație, cealaltă structură efectuează un ciclu întreg. Deplasarea orizontală a structurilor este în sensuri opuse, una spre cealaltă, rezultând o coliziune cu efecte distrugătoare puternice.

În cazul impactului cu o clădire având frecvențe naturale de vibrație superioare, efectele sunt favorabile pentru structura cu frecvențe naturale de vibrație inferioare care este susținută de către prima. Ciocnirile dintre cele două construcții au loc mai frecvent, fără efecte distrugătoare.

Dacă coliziunea are loc între clădiri de înălțimi diferite, cea mai mică dintre ele va fi, în mod normal, avariata. Totuși și structura mai înaltă este deteriorată local, în special la nivelul de contact cu structura mai joasă. Studiile prezente au scos în evidență faptul că deasupra zonei de contact apare o creștere importantă a deplasărilor relative de nivel, și în consecință a ductilității maxime necesare pentru stâlpi și rigle. În aceste zone trebuie prevăzută o armare specială la structurile noi proiectate, sau mărimea capacității portante în cazul structurilor vechi.

Sub nivelul de contact se pot observa efecte pozitive.

Deplasările orizontale la ultimul nivel al construcției mai înalte rămân nemodificate în urma impactului. Pentru a compensa reducerea deplasărilor de la nivelele inferioare, susținute de structura mai joasă, are loc o creștere importantă a deplasărilor relative la nivelele superioare și în consecință o creștere a ductilității necesare pentru stâlpi și rigle - efecte locale defavorabile.

Cazurile de coliziune a unor tronsoane de construcții separate de rosturi necorespunzătoare au impus atenției, în special pentru acțiuni seismice caracterizate prin perioade predominante lungi, necesitatea unei concepții de ansamblu corespunzătoare, privind atât regulile de dispunere a rosturilor, cât și condițiile de dimensionare a lor. Corecta rezolvare a acestei probleme este condiționată în primul rând de evaluarea corespunzătoare a deplasărilor reale, asupra căreia s-a atras atenția anterior.

Deci, cel mai important parametru în prevenirea efectelor negative ale impactului este mărimea rostului dintre clădirile adiacente. Pentru evaluarea acestei mărimi trebuie efectuată o analiză dinamică neliniară prin care să rezulte deplasările orizontale maxime postelastice.

Prezentul studiu conduce la concluzia că rostul seismic trebuie să fie mai mare sau egal ca media pătratică a deplasărilor orizontale maxime ale celor două structuri adiacente și nu este necesar să fie mai mare decât suma acestora.

Dacă rosturile dintre construcții au valori inferioare celor prescrise pentru evitarea coliziunii dintre tronsoanele de clădiri învecinate, trebuie determinate printr-un calcul dinamic, similar celui prezentat în lucrare, forțele de impact și efectul structural al lor. Aceste aspecte trebuie luate în considerare la proiectarea structurilor.

Un alt parametru important este factorul de proiectare q care ține cont de ductilitatea structurii conform EUROCODE 8. Dacă cerințele de ductilitate ale structurii sunt ridicate, cazul unui factor q superior, rezultă o creștere a sensibilității structurale datorită procentelor scăzute de armare ale stâlpilor și riglelor și deci efecte mai periculoase la impactul cu construcții învecinate.

O situație destul de frecventă în marile orașe este cea a tronsoanelor de clădiri situate într-un șir. Din punct de vedere al coliziunii dintre construcții aceasta este o amplasare foarte periculoasă. Structurile cele mai afectate în acest caz sunt cele poziționate la exteriorul șirului.

Când este posibilă apariția impactului între mai multe clădiri situate într-un șir, cea mai bună soluție de amplasare a lor este cea cu structurile cele mai înalte la interiorul șirului. Astfel, ele se vor susține una pe cealaltă diminuându-se efectele impactului. Alte soluții de poziționare - cele mai înalte tronsoane la capete sau alternate cu tronsoane mai joase - sunt mai periculoase.

Privitor la aceeași problemă a construcțiilor situate într-un șir, în cazul a 3 tronsoane de înălțimi diferite, structura din mijloc, situată între un tronson mai înalt și unul mai jos, va fi foarte afectată din impact.

Pe de-o parte, nivelele inferioare ale structurii interioare sunt susținute de tronsonul mai jos iar la nivelele superioare apar efecte negative datorită coliziunii. Pe de altă parte, impactul cu tronsonul mai înalt amplifică aceste efecte negative, ceea ce poate duce la colapsul structurii.

Aceste considerente explică o serie de probleme ce au apărut la cutremurul din Vrancea 1977. Astfel, existența unor construcții învecinate a avut drept urmare influențe reciproce importante, defavorabile, sau favorabile, după caz. Aceasta a depins de un ansamblu de factori, ca distanța dintre construcții, diferența dintre caracteristicile dinamice, înălțimile de etaj, etc. În cazurile în care au existat construcții apropiate cu caracteristici dinamice sensibil diferite, separate prin rosturi reduse, s-au înregistrat coliziuni intense, care au condus la avarieri locale importante ale stâlpilor, în special în cazurile când nodurile stâlpilor nu se situează la același nivel.

În cazurile când construcțiile învecinate erau de înălțimi apropiate, iar rosturile erau practic inexistente, construcțiile au fost obligate de regulă să oscileze solidar. Această situație a putut să vină în avantajul construcțiilor mai slabe, care au urmărit construcțiile învecinate, mai rezistente. În astfel de situații, construcțiile sau tronsoanele de capăt, neobligate să oscileze solidar și, de regulă, mai defavorabil solicitate, au fost avariate mai puternic.

Pentru soluționarea problemei coliziunii dintre construcții învecinate, prezentele studii ar trebui completate cu cercetări privind impactul dintre clădiri multietajate având înălțimi de nivel diferite, situație extrem de periculoasă așa cum s-a observat și din efectele distrugătoare ale evenimentelor seismice trecute.

4. CORELAȚIA DURABILITATE - CAPACITATE PORTANTĂ LA CADRELE DE BETON ARMAT

4.1. Considerații privind comportarea structurilor din beton armat existente la acțiuni seismice

Evaluarea nivelului de protecție a construcțiilor, în general, și a celor de beton armat în special a devenit o preocupare constantă a tuturor specialiștilor implicați în proiectarea, execuția și monitorizarea construcțiilor. Pentru realizarea acestui deziderat este necesară aprecierea cantitativă a doi parametri: siguranța și durabilitatea, componente principale ale durabilității construcțiilor.

4.1.1. Prevederile normativului P100-92

În conformitate cu normativul P100-92 "Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale" [4.1] și cu completările și modificările capitolului 11 și 12 din normativ [4.2] evaluarea nivelului de asigurare a construcțiilor existente se face în raport cu nivelul de asigurare prevăzut în normativ pentru construcții noi.

În acest scop, expertizarea tehnică a construcțiilor existente urmărește:

- evaluarea nivelului de asigurare la acțiuni seismice acționând concomitent cu încărcările gravitaționale și alte acțiuni cu intensități semnificative (gruparea specială a încărcărilor);
- fundamentarea și propunerea deciziei de intervenție.

Metodele de investigare utilizate pentru evaluarea nivelului de asigurare la acțiuni seismice se clasifică astfel:

- E_1 - metode de evaluare calitativă;
- E_2 - metode de evaluare analitică (prin calcul) de trei categorii:
 - E_{2a} - metode de calcul curente la încărcări seismice convenționale;
 - E_{2b} - metode de calcul static post-elastic;
 - E_{2c} - metode de calcul dinamic post-elastic.

Utilizarea împreună a metodei de evaluare calitativă E_1 și a metodei curente de calcul E_{2a} este, de regulă, obligatorie.

La construcțiile existente la care nu se cunosc caracteristicile de rezistență și deformabilitate ale materialelor sau ale terenului de fundare sau la care se are în vedere identificarea unor zone în care s-au creat discontinuități, degradări sau legături necontrolate, expertul va aprecia necesitatea și va decide efectuarea unor **încercări nedistructive**.

Încercările nedistructive pot furniza informații atât pentru evaluarea calitativă (E_1) cât și pentru cea analitică (E_2).

Metodele de calcul de complexitate superioară E_{2b} și E_{2c} se recomandă să fie folosite la construcțiile la care se dispune de date suficiente, precizate prin proiect, referitoare la caracteristicile structurii în ansamblu și în detaliu în situațiile în care pot furniza informații suplimentare semnificative față de metoda curentă E_{2a} .

4.1.1.1. Evaluarea analitică

Metoda curentă de calcul E_{2a}

Evaluarea analitică are obiective mult mai largi decât simpla demonstrație a **necesității** efectuării unor lucrări de intervenție, ea fiind un instrument puternic în fundamentarea **deciziei de intervenție**.

Evaluarea analitică prin metoda curentă de calcul E_{2a} are ca scop:

- determinarea încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} a construcției analizate;
- identificarea elementelor / zonelor cu vulnerabilitate ridicată ale structurii;
- verificarea îndeplinirii criteriilor de **ductilitate** și de **evitare a ruperilor casante**;
- determinarea rigidității structurii la deplasări laterale.

Evaluarea încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} (forța tăietoare seismică de bază) urmărește metodologia de calcul a structurilor noi pe baza încărcărilor seismice convenționale (metoda A descrisă în Normativul P100-92 [4.1]) adaptată pentru cazul structurilor existente.

Încărcarea seismică convențională capabilă S_{cap} se consideră ca fiind acea valoare a încărcării seismice care, împreună cu încărcările gravitaționale, conduce la atingerea capacității de rezistență în secțiunile (zonele) critice ale sistemului structural.

Pentru rezistențele materialelor se adoptă următoarele valori:

- valorile **de calcul** determinate conform reglementărilor în vigoare - în situațiile când se cunosc datele din proiecte și dacă se apreciază că la execuția lucrării s-au respectat prevederile proiectului inițial, iar structura nu a suferit degradări semnificative în timp;
- valorile obținute pe baza rezultatelor încercărilor nedistructive prelucrate conform metodologiei în vigoare pentru determinarea **rezistențelor de calcul** ale materialelor în celelalte situații.

Condițiile prealabile minimale pentru determinarea lui S_{cap} sunt:

- (1) Identificarea sistemului structural (suprstructura, infrastructura, teren de fundare) și precizarea caracteristicilor sale geometrice și mecanice (deschideri, travei, înălțimi, secțiuni, rezistențe, moduli de deformație);
- (2) Stabilirea încărcărilor gravitaționale pe fiecare componentă a sistemului structural precum și masele de nivel.

Odată indentificat sistemul structural, pași pentru determinarea lui S_{cap} sunt în general următorii [4.3]:

(i) Calculul eforturilor sub încărcări gravitaționale normate (M_g , N_g , Q_g).

(ii) Calculul eforturilor sub încărcări orizontale, distribuite similar încărcărilor seismice, considerate pentru modul fundamental de vibrație. Mărimea acestor încărcări "seismice" ar putea fi arbitrară, însă pentru a reduce numărul de operații de corecție necesare determinării cât mai corecte a momentelor capabile ale secțiunilor comprimate / întinse excentric, este recomandabil ca ele să aibă mărimi cât mai apropiate de cele ale încărcărilor seismice capabile ale structurii. Un mod de a satisface acest deziderat este de a utiliza ca încărcări "seismice" S_0 cele prevăzute de normele din perioada în care a fost proiectată construcția.

Astfel se determină, pentru toate secțiunile semnificative, valorile M_s , N_s , Q_s .

(iii) Calculul eforturilor capabile ale secțiunilor semnificative. Se iau **valori de calcul** ale rezistențelor deduse din prelucrarea încercărilor nedistructive sau estimate de către inginerul expert.

(iv) Se calculează pentru secțiunile semnificative (capete de bare, secțiunea de bază a pereților, etc.) rapoartele:

$$\gamma = \frac{\text{efort dat de } S_0}{\text{efort capabil} \pm \text{efort gravitațional}} \quad (4.1)$$

(v) Se selectează pentru secțiunile semnificative cele mai mari valori γ obținute în pasul anterior. În secțiunile corespunzătoare acestora este cel mai probabil a se atinge starea limită ultimă. Valorile cele mai mari ale lui γ indică și natura efortului care va provoca această stare limită.

Dintre secțiunile cu cele mai mari valori γ se alege cea "critică" adică cea care prin rupere poate produce avarii periculoase structurii.

Fie "j" secțiunea critică și γ_j valoarea corespunzătoare.

(vi) Se determină prin proporționalitate valoarea forței seismice totale care provoacă ruperea secțiunii "j". Aceasta este **forța seismică capabilă** a structurii.

$$S_{cap} = \frac{1}{\gamma_j} S_0 \quad (4.2)$$

La determinarea valorii S_{cap} se vor avea în vedere următoarele:

- când se determină solicitările capabile ale secțiunilor se ține cont de natura ruperii pe care o provoacă depășirea capacității portante.

- se vor selecta secțiunile și zonele critice, ale căror rupere periclitează stabilitatea și rezistența construcției. Valoarea forței seismice capabile S_{cap} trebuie asociată cu ruperea acestor zone critice și nu cu cea a unor elemente secundare.

Determinarea lui S_{cap} conform celor arătate anterior are în vedere, în primul rând, structurile la care diafragma (șaiaba) orizontală asigură coordonarea deplasărilor componentelor structurale verticale.

Pe baza încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} se determină gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice "R" cu relația:

$$R = \frac{S_{cap}}{S_{necesar}} \quad (4.3)$$

în care S_{cap} reprezintă încărcarea seismică convențională capabilă a construcției (forța tăietoare seismică de bază);

$S_{necesar}$ reprezintă încărcarea seismică convențională (forța tăietoare seismică de bază) determinată simplificat considerând construcția existentă ca o construcție nouă.

Mărimea R constituie un criteriu cu caracter orientativ pentru estimarea vulnerabilității construcției la acțiuni seismice și pentru stabilirea (împreună cu alte criterii) a deciziei de intervenție.

Calculul încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} pune în evidență elementele / zonele cu vulnerabilitate ridicată, prin compararea capacităților de rezistență oferite de structură cu cerințele.

Metoda de calcul static post-elastic E_{2b}

Această metodă se situează la un nivel intermediar de complexitate între metoda de calcul static echivalent E_{2a} și cea de calcul dinamic post-elastic E_{2c} .

Aplicarea metodei se recomandă în cazul structurilor cu alcătuire mai puțin ordonată sau cu regimul de înălțime superior celui obișnuit, în completarea calculelor ingineresti obligatorii care le presupune metoda curentă de calcul E_{2a} .

Metoda constă într-un calcul biografic considerând încărcările gravitaționale constante, iar încărcările orizontale aplicate static și monoton crescătoare, distribuite după mai multe legi posibile care vor avea în vedere ponderi diferite ale modurilor proprii de vibrație.

Metoda evidențiază, pentru această ipoteză de încărcare, succesiunea formării articulațiilor (zonelor) plastice, deplasările capabile ale structurii și forțele orizontale asociate.

O variantă a metodei este aceea în care se investighează direct echilibrul la limită (considerând valorile momentelor de plastificare în secțiunile plastice potențiale) pentru structura în întregime sau pentru părți ale acesteia.

Succesiunea operațiilor la metodele de tip E_{2b} (calcul static post-elastic) este cea descrisă în metoda curentă de calcul E_{2a} cu deosebirea că pașii (i)...(vi) se reiau succesiv, în condițiile precizate de observația de la pasul (vi), introducând la fiecare reluare articulații plastice în secțiunile în care se realizează γ_{max} . Dacă se urmărește ca, prin această metodă, să se determine și încărcarea seismică capabilă S_{cap} , eforturile capabile ale secțiunilor critice vor fi calculate cu rezistențe de calcul ale materialelor chiar dacă acestea alterează, în oarecare măsură, sensul fizic al modelului de calcul.

Metoda de calcul dinamic post-elastic E_{2c}

Această metodă, ca și cea prezentată anterior, reprezintă o metodă de verificare în sensul că se aplică unor structuri la care capacitățile secționale de rezistență și de deformare pot fi evaluate. În evaluarea acestor caracteristici se utilizează valori ale rezistențelor materialelor apropiate de valorile medii (de exemplu, pentru beton armat conforme cu prevederile din STAS 10107/0-90).

Metoda de calcul dinamic post-elastic, bazată pe integrarea ecuațiilor de echilibru dinamic exprimat la pași de timp suficient de mici, admite caracteristicile de rigiditate ale structurii constante pe durata fiecărui interval de timp, dar variabile de la un pas de timp la altul, în concordanță cu dezvoltarea deformațiilor plastice și a degradărilor structurale.

Obiectivul acestei metode este determinarea răspunsului structurii, ținând cont de proprietățile ei de deformare post-elastică, la un cutremur definit prin accelerograma sa. Prin acest calcul se stabilesc, pentru fiecare moment de timp, forțele de inerție, solicitările în secțiunile caracteristice ale structurii, deplasările nodurilor structurii, succesiunea formării articulațiilor plastice, mărimea deformațiilor dezvoltate în articulațiile plastice ("cerințele de ductilitate secțională"), precum și alte caracteristici ale răspunsului structural. Evaluarea acestor mărimi permite a se face estimări ale degradărilor produse de un anumit cutremur (raportate, eventual, la degradările efectiv înregistrate), ale siguranței structurale în raport cu diferite stadii de de comportare, etc.

Metoda reprezintă un instrument prin intermediul căruia se poate dirija dezvoltarea unui mecanism structural de plastificare favorabil.

Aplicarea metodei presupune cunoscute relația efort-deplasare pentru fiecare element al structurii (legile constitutive ale elementelor) precum și legea de mișcare a bazei. Indicații pentru stabilirea acestor date de bază se dau în instrucțiuni de calcul specifice (Anexa G la Normativul P100-92: Proiectarea antiseismică bazată pe metode de calcul dinamic neliniar [4.4]).

Obiectivul acestei proiectări constă în aprofundarea cunoașterii performanțelor seismice ale structurilor analizate prin metodele de calcul de complexitate mai redusă, enumerate anterior, aplicarea cărora precede metoda de calcul dinamic neliniar.

În cazul construcțiilor existente, obiectivul propus se realizează prin:

a) Determinarea răspunsului seismic al structurii și pe baza acestuia a nivelului de asigurare al construcției;

Identificarea mecanismului de colaps se obține prin majorarea treptată cu ajutorul factorului de scală " s " a intensității accelerogramelor de proiectare definite prin normativ [4.4]. Pentru fiecare nivel de intensitate se analizează principalele cerințe ale ale răspunsului seismic care condiționează producerea colapsului respectiv: deplasări superioare capacității de deplasare laterală a elementelor verticale, apariția mecanismului de cedare de etaj, depășirea capacității de ductilitate la rotire, depășirea presiunilor maxime pe teren, răsturnarea construcției, etc.

b) Identificarea unor măsuri de intervenție care să permită dirijarea prin proiectare a răspunsului seismic structural a construcției consolidate către satisfacerea cât mai completă a unor criterii specifice comportării post-elastice.

Metodele de calcul dinamic neliniar (DNL) se bazează pe comportarea elasto-plastică a elementelor structurale, ele permit determinarea cu ajutorul programelor de calcul a următoarelor caracteristici ale sistemului structural supus acțiunii seismice reprezentate prin valorile lor maxime și după caz prin istoria lor în timp:

a) **cerințele** de efort secțional, deplasare, ductilitate, absorbție și disipare de energie care caracterizează răspunsul seismic structural;

b) **cerințele** de forțe de inerție maxime de nivel (F_m);

c) **configurațiile** articulațiilor plastice ale "Mecanismelor de Disipare a Energiei" (MDE).

Analiza antiseismică bazată pe metodele DNL este precedată de aplicarea metodelor de calcul liniar static și dinamic prezentate anterior. Astfel calculele dinamice neliniare sunt precedate de:

a) calculul caracteristicilor modale;

b) calculul încărcărilor seismice convenționale;

c) dimensionarea (construcții noi) sau verificarea (construcții existente) pe baza încărcărilor seismice convenționale a elementelor structurale;

d) calcule statice efectuate pe modelul DNL corespunzătoare ipotezei de încărcare gravitațională. Starea de efort și deformație rezultată din aceste calcule reprezintă "starea inițială" a structurii din analiza DNL.

Structura trebuie să satisfacă în întregime exigențele proiectării sau verificării bazate pe încărcările seismice convenționale determinate conform Normativului P100-92.

Modelarea acțiunii seismice se face prin accelerogramele mișcării terenului. Accelerogramele de proiectare care definesc acțiunea seismică trebuie să satisfacă următoarele condiții:

- să fie reprezentative pentru teren și semnificative pentru structură;

- să fie scalate astfel încât:

$$a_t = \alpha k_s g \quad (4.4a)$$

$$S_a = \geq \beta(T) a_t \quad (4.4b)$$

unde: a_t = accelerația maximă a mișcării terenului;

T = perioada fundamentală a structurii care se calculează;

S_a = ordonata spectrului de accelerații corespunzătoare perioadei fundamentale T .

Principalii parametri care caracterizează accelerograma de calcul sunt:

a) accelerația maximă a mișcării terenului - a_t . Aceasta se stabilește pe baza relației (4.4a) prin scalarea accelerogramei selectate cu factorul de scală s :

$$s = \frac{a_t}{a_{max}} \quad (4.5)$$

unde: a_{max} = accelerația maximă a accelerogramei selectate;

b) conținutul de frecvențe definit prin spectrul de putere - S_p . În cazurile în care se cunosc date despre caracteristicile geodinamice ale amplasamentului se recomandă corelarea acestor date cu conținutul de frecvențe de calcul prin intermediul spectrului de putere.

Conținutul de frecvențe determină poziția și mărimea vârfurilor spectrelor de accelerații. În consecință la selectarea accelerogramelor de proiectare se va avea în vedere ca aceste vârfuri să se situeze în intervalul de perioade proprii ale structurii.

c) durata mișcării seismice. Acesta crește în majoritatea cazurilor cu intensitatea seismului. Durata semnificativă reprezintă intervalul din accelerogramă care plasticizează structura.

Se recomandă ca ori de câte ori este posibil să se ia în considerare accelerograme înregistrate în zona seismică corespunzătoare amplasamentului și care conduc la cele mai defavorabile răspunsuri spectrale. În scopul identificării acestor accelerograme pentru o structură dată se pot consulta cataloage [4.8] care conțin prelucrări spectrale (Spectre Seismice de Răspuns Elastic și Inelastic - SSRE și SSRI) ale accelerogramelor înregistrate pe amplasamente corespunzătoare zonelor seismice A ÷ F din România.

Cu ajutorul metodelor DNL se va analiza sensibilitatea structurii la variația parametrilor de intrare ai mișcării seismice prin considerarea a minimum trei accelerograme de proiectare diferite în primul rând prin conținutul lor de frecvențe.

Modelarea sistemului structural sau Modelul de Calcul Structural (MCS) trebuie să satisfacă ipotezele și caracteristicile modelului adoptat de programul de calcul care va fi utilizat. Principalele programe de calcul folosite sunt ANELISE [4.9] și DRAIN 2D [3.2], pentru calcule plane, și DRAIN 3DX și ABACUS, pentru calcule spațiale.

Cu toate că atât acțiunea cât și răspunsul seismic structural au un caracter spațial se admite utilizarea unor modele structurale plane. În acest caz calculele sunt conduse separat pentru cel puțin două direcții orizontale - de regulă ortogonale - de-a lungul cărora sunt dispuse majoritatea subsistemelor verticale rezistente la seism și care conlucrează prin intermediul planșelor. Modelul plan trebuie să fie astfel alcătuit încât să aibă toate caracteristicile cât mai apropiate de cele ale modelului spațial. Un criteriu aproximativ de validare a modelului plan îl constituie compararea caracteristicilor modale (perioade și vectori proprii) obținute pe baza acestui model cu cele rezultate din calcule elastice spațiale.

Se recomandă ca MCS adoptat să fie caracterizat atât prin neliniaritate fizică cât și geometrică. În unele cazuri, cum ar fi cel al prezenței unor mase importante în zona superioară a construcției, efectul "P - Δ" pus în evidență numai printr-un calcul geometric neliniar poate conduce la dezvoltarea unor cerințe importante de încovoiere în elementele verticale și/sau de răsturnare a construcției.

Se admite utilizarea unor programe de calcul bazate pe modele plane, la care comportarea inelastică a elementelor structurale este idealizată sub forma unor articulații plastice punctuale situate la extremitatea fiecărui element. Relația **moment - rotire** este definită la nivel de element și reprezentată printr-o curbă histeretică biliniară cu sau fără consolidare și/sau degradare de rigiditate. Programul ANELISE se bazează pe modelul de calcul structural descris. Programele DRAIN 2D, DRAIN 3DX, ABACUS, etc. acceptă și alte modele histeretice definite de fibră, secțiune, element sau subansamblu. Pentru cazul panourilor de zidărie înglobate în ochiurile cadrelor, curbele histeretice **forță tăietoare de etaj - deplasare relativă** se definesc la nivel de subansamblu (etaj).

Caracteristicile de rezistență ale MCS care definesc curbele histeretice **moment - rotire** și **forță tăietoare de etaj - deplasare relativă** se calculează pe baza rezistențelor medii ale materialelor în proiectarea construcțiilor noi sau pe baza rezistențelor de calcul obținute în urma încercărilor nedistructive în verificare construcțiilor existente.

Răspunsul seismic structural se determină cu ajutorul metodelor DNL și a programelor de calcul corespunzătoare acestor metode și trebuie să satisfacă cerințele specificate anterior.

Valorile cerințelor răspunsului structural permit stabilirea măsurii în care sunt satisfăcute **criteriile de proiectare sau verificare** antiseismice bazate pe metode DNL. Aceste criterii se exprimă prin caracteristici cantitative sau calitative. Aprecierea satisfacerii criteriilor de proiectare sau verificare se face prin compararea cerințelor răspunsului seismic cu capacitățile oferite de structură.

4.1.1.2. Prevederi referitoare la măsurile de intervenție asupra construcțiilor existente

Măsurile de intervenție se fundamentează prin analiza detaliată, de către expertul tehnic, a performanțelor seismice ale construcției și a implicațiilor tehnice, funcționale și economice ale lucrărilor de intervenție. Se vor avea în vedere:

a) criteriile de evaluare a performanțelor seismice ale construcției existente: concepția generală de proiectare, calitatea execuției, valoarea **gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R** determinată conform prevederilor Normativului P100-92 revizuit [4.2], rigiditatea la deplasări orizontale, pericolul ruperii fragile a unor elemente structurale vitale, ductilitatea locală și de ansamblu, etc.;

b) natura și gravitatea degradărilor și avariilor produse de acțiunile care au solicitat construcția respectivă în exploatare - acțiuni seismice, tasări ale terenului de fundare, variații de temperatură, suprasarcini, coroziune, condens, explozii, incendii, etc.;

c) durata de exploatare a construcției, ulterioară intervenției, propusă de către expertul tehnic și acceptată de către beneficiar / proprietar;

d) implicațiile unor avarii potențiale grave, în caz de cutremur, asupra mediului învecinat;

e) clasa de importanță a construcției;

f) rezultatele analizei economice;

g) implicațiile măsurilor de intervenție preconizate asupra confortului și funcționalității construcției, precum și asupra modului ei de încadrare în mediul ambiant;

h) alte exigențe formulate de către proprietar (schimbarea parțială sau totală a funcțiunii, retehnologizarea și reechiparea proceselor de producție, etc.).

Stabilirea măsurilor de intervenție asupra structurilor existente și prioritatea realizării ansamblului lucrărilor de intervenție (proiectare și execuție) se hotărăște în funcție de **clasa de risc seismic** și de **clasa de importanță** a construcției respective, conform prevederilor din Normativul P100-92 [4.1] și completările la normativ [4.2], și de alte criterii semnificative.

La fundamentarea și propunerea deciziei de intervenție se au în vedere, de regulă, două soluții: una **minimală** și una **maximală**.

Soluția minimală are în vedere evitarea prăbușirii construcției (a **colapsului**) precum și a altor fenomene ce pot genera răniri grave sau pierderi de vieți omenești în cazul producerii unui cutremur cu caracteristicile celui considerat în proiectarea antiseismică conform Normativului P100-92. În acest scop, soluția de intervenție prevede luarea tuturor măsurilor menite să prevină prăbușirea, totală sau parțială a construcției precum și ridicarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice al construcției. Valori minime recomandate pentru gradul minimal de asigurare la acțiuni seismice R_{min} sunt date în Tabelul 4.1, conform Normativului P100-92:

Tabelul 4.1

Valori minime recomandate pentru gradul minimal de asigurare la acțiuni seismice R_{min}

Clasa de importanță a construcției	I	II	III	IV
R_{min}	0,70	0,60	0,50	0,50

Soluția maximală are în vedere satisfacerea, în cât mai mare măsură, a principiilor și cerințelor formulate în Normativul P100-92 și precizate la începutul paragrafului 4.1.1.2.

4.2. Posibilități de determinare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R

Pentru evidențierea posibilităților de determinare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** conform relației (4.3) și în special a încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} conform [4.3], s-au analizat exemple de aplicare și exemple de construcții existente cu structura în cadre de beton armat.

4.2.1. Exemplu de aplicare

Construcția studiată s-a considerat proiectată și executată în anul 1970 cu structură în cadre de beton armat monolite. Structura este regulată, astfel studiindu-se cadrul transversal cu 3 nivele și 3 deschideri prezentat în Figura 4.1. Travea construcției este de 4,00 m.

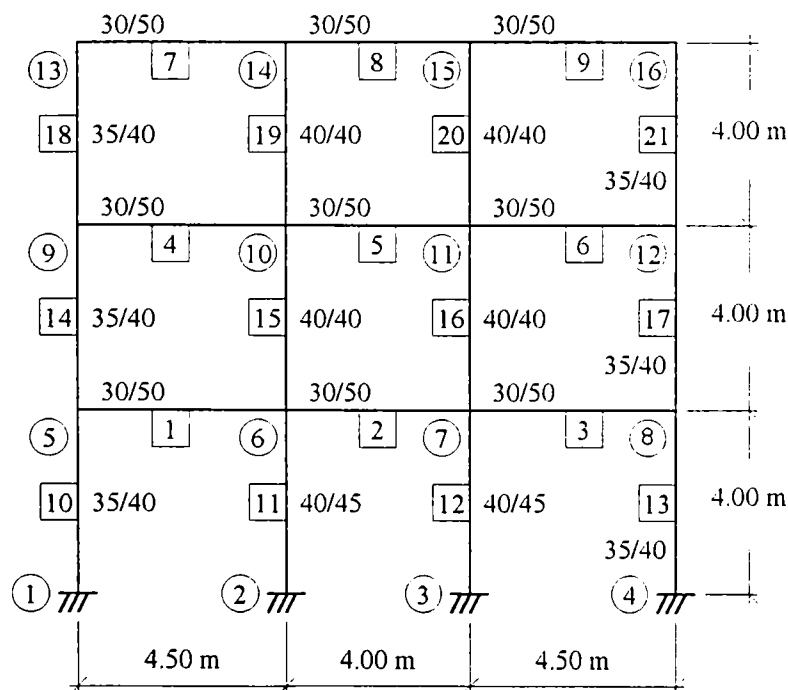


Figura 4.1. Cadrul transversal al structurii studiate.

Pentru a cunoaște dimensiunile elementelor structurale (rigle și stâlpi) din beton armat s-a proiectat structura conform prevederilor legale din anul 1970.

S-au luat în considerare ca acțiuni asupra structurii următoarele încărcări, grupate pe ipoteze de încărcare:

- ipoteza 1 - încărcări permanente date de greutatea proprie a: elementelor de rezistență ale structurii (plăci de planșee, grinzi, stâlpi); elementelor de finisaj (pardoseli, tencuieli); pereții de zidărie de închidere și compartimentare; straturile componente ale acoperișului tip terasă;
- ipoteza 2 - încărcări utile pe planșeele structurii funcție de destinația spațiilor existente;
- ipoteza 3 - încărcarea seismică s-a evaluat conform Normativului P.13-70 "Normativ pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice" [4.5], pentru structura studiată având clasa de importanță a unei construcții obișnuite și fiind amplasată în Timișoara.

Conform Normativului P.13-70 determinarea încărcărilor seismice orizontale corespunzătoare fiecărui mod propriu de vibrație al structurii se face cu relația

$$S = c Q \quad (4.6)$$

în care c este coeficientul seismic global:

$$c = k_s \beta \psi \phi \varepsilon \quad (4.7)$$

și Q rezultanta încărcărilor gravitaționale.

S-au calculat acești coeficienți pentru modul propriu de vibrație 1 al structurii studiate, în care se obțin forțele seismice orizontale cele mai importante, rezultând:

- $k_s = 0,03$ pentru zona de grad de intensitate seismică 7 (Timișoara) și clasa de importanță II (construcții obișnuite);
- $\beta = 0,8 / T = 1,481$ pentru modul propriu de vibrație 1 al structurii cu perioada $T = 0,54 \text{ sec.}$;
- $\psi = 1,0$ pentru construcții cu structura în cadre;
- $\phi = 1,0$ pentru teren de fundare normal;
- $\varepsilon = 0,8528$ coeficient de echivalență între sistemul cu mai multe grade de libertate și sistemul cu un grad de libertate, corespunzător modului propriu de vibrație 1 ;
- $c = 0,0379$;
- $S = 93,48 \text{ kN} = S_0$.

Calculul perioadelor proprii de vibrație ale cadrului transversal (Figura 4.1) și a coeficienților de echivalență ε s-a făcut automat pe calculator folosind programul, bazat pe metoda elementelor finite, CADGRAF - Analiza statică și seismică a cadrelor plane - produs de IPCT București, versiunea 1994 [4.6].

Cu aceste ipoteze de încărcare, multiplicat cu coeficienții încărcărilor corespunzători, s-au realizat combinații de încărcări în gruparea fundamentală și specială conform Tabel 4.2:

Tabel 4.2

Ipoteze și combinații de încărcări pentru calculul static al cadrului

Combinații	Ipoteze	Ipoteza 1 Permanentă	Ipoteza 2 Utilă	Ipoteza 3 Seism
Încărcări gravitaționale normate	1.	1,0	0,6	0,0
Încărcări seismice orizontale	2.	0,0	0,0	1,0
	3.	0,0	0,0	-1,0
Gruparea fundamentală	4.	1,2	1,2	0,0
Gruparea specială	5.	1,0	0,6	1,0
	6.	1,0	0,6	-1,0

Încărcând structura cu forța seismică orizontală S_0 determinată conform Normativului P.13-70 în vigoare la data proiectării construcției se asigură calculul momentelor capabile ale secțiunilor comprimate / întinse excentric (stâlpi), rezultatele fiind apropiate de cele ale încărcărilor seismice capabile ale structurii. Această modalitate de determinare a eforturilor secționale capabile este prevăzută în metoda curentă de calcul E_{2a} prezentată anterior [4.3].

Analiza statică s-a realizat cu programul CADGRAF, modelarea în elemente finite a cadrului transversal (dicretizarea în noduri și bare) fiind cea prezentată în Figura 4.1.

Programul CADGRAF, care se bazează pe Metoda Elementelor Finite, oferă principala facilitate de analiză seismică prin metoda simplificată de proiectare curentă admisă de Normativul P100 - 92. Această metodă constă într-un calcul în domeniul liniar la acțiunea forțelor seismice orizontale determinate din încărcările gravitaționale de pe structură. Forțele seismice orizontale sunt evaluate automat prin programul CADGRAF.

Au rezultat eforturile secționale de dimensionare pentru riglele și stâlpii structurii, eforturi prezentate în Tabelele 4.3 și 4.4 pentru jumătate din structură, aceasta fiind simetrică. Tabelele prezintă momentele încovoietoare pentru rigle respectiv forțele axiale și momentele încovoietoare pentru stâlpi din încărcări gravitaționale normate (M_g), din încărcarea seismică orizontală S_0 (M_{S_0}) și din gruparea specială a încărcărilor (N_{gS_0} , M_{gS_0}).

Tabelul 4.3

Momente încovoietoare în riglele cadrului din Figura 4.1 conform P.13-70

Nivel	Riglă	Secțiune	M_g [kNm]	M_{S_0} [kNm]	M_{gS_0} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
1	marginală stânga	stânga	-48,25	-43,46	-91,71	-96,30	0,905
		dreapta	-54,63	-40,91	-95,55	-100,33	0,895
	centrală	stânga	-41,80	-43,28	-85,08	-89,33	0,911
2	marginală stânga	stânga	-51,73	-33,47	-85,20	-89,46	0,887
		dreapta	-52,85	-31,96	-84,82	-89,06	0,883
	centrală	stânga	-41,16	-34,58	-75,74	-79,53	0,901
3	marginală stânga	stânga	-30,91	-15,76	-46,67	-49,00	0,871
		dreapta	-35,22	-14,51	-49,73	-52,22	0,854
	centrală	stânga	-27,94	-15,47	-43,41	-45,58	0,877
							$\gamma_{max} = 0,911$

Tabelul 4.4

Eforturi secționale în stâlpii cadrului din Figura 4.1 conform P.13-70

Stâlp	Nivel	Secțiune	M_g [kNm]	M_{S_0} [kNm]	M_{gS_0} [kNm]	N_{gS_0} [kN]	M_{cap,S_0} [kNm]	γ
marginal	parter	inferioară	10,14	52,82	62,97	-537,46	88,56	0,674
	etaj 1	superioară	25,29	30,04	55,33	-321,24	78,06	0,569
	etaj 2	superioară	30,91	15,76	46,67	-108,05	49,85	0,832
central	parter	inferioară	2,58	74,17	76,75	-722,76	109,06	0,697
	etaj 1	superioară	5,76	51,90	57,66	-445,60	79,82	0,701
	etaj 2	superioară	7,28	29,98	37,26	-169,48	43,63	0,825
								$\gamma_{max} = 0,832$

S-au dimensionat riglele structurii la solicitările de încovoiere și tăiere iar stâlpii la compresiune excentrică și tăiere rezultând secțiunile de beton și armările acestor elemente.

Folosind armăturile dispuse efectiv s-au calculat eforturile capabile la capete de rigle (M_{cap}) și stâlpi ($M_{cap,So}$), prezentate în Tabelele 4.3 și 4.4, adoptându-se pentru rezistențele de calcul ale materialelor valori de calcul determinate conform reglementărilor în vigoare din 1970, valabile conform [4.2] în situațiile când se consideră că la execuția lucrării s-au respectat prevederile de proiectare inițiale, iar structura nu a suferit degradări semnificative în timp.

Conform [4.3] s-au calculat rapoartele γ la capete de bare folosind relația (4.1) care pentru solicitarea de încovoiere, considerată factorul principal în pierderea capacității portante și distrugerea structurilor în cadre existente, devine:

$$\gamma = \frac{M_{S_0}}{M_{cap} \pm M_g} \quad (4.1a)$$

Valorile rapoartelor γ la capete de bare și valorile γ_{max} sunt cuprinse în Tabelele 4.3 și 4.4. Se observă valorile $\gamma < 1$ ($M_{cap} > M_{gSo}$) pentru structura considerată, respectându-se prevederile de proiectare inițiale, iar construcția nu a suferit degradări semnificative în timp.

Folosind valorile $\gamma = \gamma_{max}$ (pentru rigle respectiv stâlpi) a rezultat forța seismică capabilă S_{cap} a structurii dată de relația (4.2), mărimi prezentate în Tabelul 4.5.

Determinarea încărcării seismice convenționale $S_{necesar}$ s-a făcut conform prevederilor Normativului P100-92 considerând construcția existentă ca o construcție nouă.

Pentru exemplul studiat a rezultat în modul propriu de vibrație 1 :

- $\alpha = 1,0$ pentru clasa de importanță III (construcții de importanță normală);
- $k_s = 0,16$ pentru zona seismică de calcul D (Timișoara);
- $\beta = 2,5$ pentru modul propriu de vibrație 1 al structurii cu perioada $T = 0,54$ sec. $< T_c = 1,0$ sec. (perioada de colț pentru Timișoara);
- $\psi = 0,2$ pentru construcții cu structura în cadre etajate;
- $\varepsilon = 0,8528$ coeficient de echivalență între sistemul cu mai multe grade de libertate și sistemul cu un grad de libertate, corespunzător modului propriu de vibrație 1 ;
- $c = \alpha k_s \beta \psi \varepsilon = 0,0682$;
- $S_{necesar} = S = c G = 167,77$ kN , unde G este rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru întreaga structură.

Conform relației (4.3) a rezultat gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice R , valorile acestuia fiind prezentate în Tabelul 4.5.

Tabelul 4.5

Calculul gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R

	Calcul la S_0 - dată de P.13-70 [4.5]		Calcul la S - dată de P100-92 [4.1]	
	presupunând cedarea riglelor	presupunând cedarea stâlpilor	presupunând cedarea riglelor	presupunând cedarea stâlpilor
γ_{max}	0,911 (Tabelul 4.3)	0,832 (Tabelul 4.4)	1,635 (Tabelul 4.6)	1,487 (Tabelul 4.7)
S_{cap} [kN]	102,61	112,36	102,61	112,82
$S_{necesar}$ [kN]	167,77	167,77	167,77	167,77
R	0,61	0,67	0,61	0,67

Acest mod de evaluare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** pentru construcțiile existente corespunde prevederilor în vigoare la ora actuală [4.2].

Calculul prezintă un dezavantaj major privind determinarea forței seismice capabile S_{cap} a structurii. Dezavantajul constă în folosirea, pentru obținerea unui rezultat cât mai corect, a încărcării "seismice" S_0 , prevăzută de normele din perioada în care a fost proiectată construcția. Cerința aceasta este greu de rezolvat de către inginerul constructor expert, uneori devenind aproape imposibilă în cazul construcțiilor foarte vechi (vârstă între 30 și 40 de ani) ținând cont că primul normativ românesc de proiectare antisismică a construcțiilor datează din anul 1963: Normativ P.13-63 - "Normativ condiționat pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice" [4.7].

În scopul rezolvării acestei probleme și pentru simplificarea lucrărilor curente de expertizare s-a studiat posibilitatea determinării forței seismice capabile S_{cap} a structurii prin încărcarea acesteia cu acțiunea seismică S determinată conform normelor actuale - Normativul P100-92 [4.1], posibilitate accesibilă oricărui inginer expert.

Studiul s-a făcut pe structura prezentată anterior (Figura 4.1), realizându-se analiza statică cu același program CADGRAF. Au rezultat eforturile secționale pentru riglele și stâlpii structurii, eforturi prezentate în Tabelele 4.6 și 4.7. Tabelele prezintă momentele încovoietoare pentru rigle respectiv forțele axiale și momentele încovoietoare pentru stâlpi din încărcări gravitaționale normate (M_g), din încărcarea seismică orizontală S (M_s) și din gruparea specială a încărcărilor (N_{gs} , M_{gs}).

Tabelul 4.6

Momente încovoietoare în riglele cadrului din Figura 4.1 conform P100-92

Nivel	Riglă	Secțiune	M_g [kNm]	M_s [kNm]	M_{gs} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
1	marginală stânga	stânga	-48,25	-78,02	-126,27	-96,30	1,624
		dreapta	-54,63	-73,45	-128,08	-100,33	1,607
	centrală	stânga	-41,80	-77,70	-119,50	-89,33	1,635
2	marginală stânga	stânga	-51,73	-60,09	-111,82	-89,46	1,593
		dreapta	-52,85	-57,39	-110,24	-89,06	1,585
	centrală	stânga	-41,16	-62,09	-103,25	-79,53	1,618
3	marginală stânga	stânga	-30,91	-28,29	-59,20	-49,00	1,564
		dreapta	-35,22	-26,05	-61,27	-52,22	1,533
	centrală	stânga	-27,94	-27,77	-55,72	-45,58	1,574
							$\gamma_{max} = 1,635$

Tabelul 4.7

Eforturi secționale în stâlpii cadrului din Figura 4.1 conform P100-92

Stâlp	Nivel	Secțiune	M_g [kNm]	M_s [kNm]	M_{gs} [kNm]	N_{gs} [kN]	$M_{cap.S}$ [kNm]	γ
marginal	parter	inferioară	10,14	94,83	104,97	-569,28	88,72	1,207
	etaj 1	superioară	25,29	53,92	79,21	-338,15	79,48	0,995
	etaj 2	superioară	30,91	28,29	59,20	-113,40	50,73	1,428
central	parter	inferioară	2,58	133,15	135,73	-717,47	109,04	1,251
	etaj 1	superioară	5,76	93,18	98,94	-442,62	79,64	1,261
	etaj 2	superioară	7,28	53,83	61,11	-168,67	43,49	1,487
								$\gamma_{max} = 1,487$

Folosind armăturile dispuse efectiv, rezultate din dimensionarea inițială, s-au calculat momentele încovoietoare capabile la capete de rigle (M_{cap}) și stâlpi ($M_{cap,S}$), prezentate în Tabelele 4.6 și 4.7.

Prin compararea eforturilor secționale din Tabelele 4.4 și 4.7 se observă că forțele axiale din stâlpi diferă, dar nu semnificativ, datorită calcului static la încărcări seismice diferite S_0 respectiv S . Valorile momentelor capabile pentru stâlpi (M_{cap,S_0} respectiv $M_{cap,S}$) sunt apropiate, influența forței axiale asupra lor fiind redusă.

În ceea ce privește momentele capabile (M_{cap}) ale riglelor (Tabelele 4.3 și 4.6) acestea rămân identice depinzând numai de armarea efectivă.

S-au calculat rapoartele γ la capete de bare pentru solicitarea de încovoiere, folosind relația (4.1) în care s-au introdus momentele încovoietoare (M_S) din încărcarea seismică S :

$$\gamma = \frac{M_S}{M_{cap} \pm M_g} \quad (4.1b)$$

Valorile rapoartelor γ la capete de bare și valorile γ_{max} sunt cuprinse în Tabelele 4.6 și 4.7. Se observă valorile $\gamma > 1$ ($M_S > M_{S_0} \cong M_{cap} \pm M_g$) pentru structura proiectată la încărcări seismice $S_0 < S$.

Folosind valorile $\gamma = \gamma_{max}$ (pentru rigle respectiv stâlpi) a rezultat forța seismică capabilă S_{cap} a structurii dată de relația (4.2) modificată prin introducerea încărcării seismice S în locul valorii S_0 , astfel:

$$S_{cap} = \frac{1}{\gamma} S \quad (4.2a)$$

Aceste noi valori S_{cap} sunt prezentate în Tabelul 4.5, precum și valorile recalculate ale gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R .

Se poate observa din Tabelul 4.5 că rezultatele privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice R obținut prin calculul conform prescripțiilor în vigoare [4.2], folosind ca încărcări seismice S_0 cele prevăzute de normele din perioada în care a fost proiectată construcția, și prin calculul mai simplu propus anterior, folosind ca încărcări seismice S determinate conform normelor actuale, sunt foarte apropiate. Astfel, se poate adopta pentru evaluarea lui R metoda mai simplă în care se lucrează cu încărcări seismice determinate conform Normativului P100-92.

Modalitatea prevăzută de Normativul P100-92 și completările sale pentru stabilirea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R , problemă dezbătută și detaliată anterior, se referă la comportarea globală a structurilor studiate precum și la fundamentarea deciziei de intervenție asupra construcțiilor studiate.

În practica expertizării construcțiilor această verificare globală a valorii R se completează cu verificări secționale în diferite zone ale structurii importante pentru comportarea de ansamblu. Pot exista situații când este verificată valoarea $R \geq R_{min}$ conform Tabelului 4.1 [4.1] și totuși există elemente structurale sau secțiuni ale acestora în care capacitatea portantă capabilă este mică în comparație cu capacitatea portantă necesară, situație care indică inginerului expert necesitatea remedierilor și/sau consolidărilor locale.

Aceste verificări locale pentru diferite elemente și secțiuni au fost făcute pe structura în cadre de beton armat din Figura 4.1. S-au calculat valorile **R** secționale la capete de rigle și stâlpi pentru solicitarea de încovoiere folosindu-se relația generală

$$R = \frac{M_{cap}}{M_{nec}} \quad (4.8)$$

derivată din relația (4.3) pentru determinarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** global [4.2].

Pentru a lua în considerare numai acțiunea seismică relația (4.8) devine:

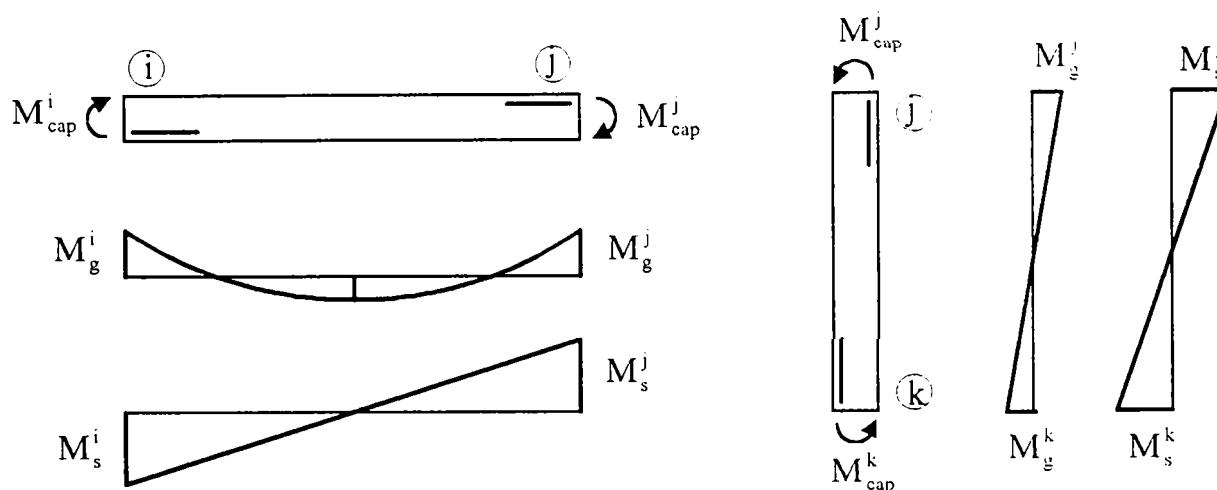
$$R_s = \frac{M_{cap} \pm M_g}{M_s} \quad (4.9)$$

Proiectarea structurilor se face la combinații de încărcări (fundamentale și speciale) și nu la ipoteze de încărcare (gravitaționale și orizontale - seism), capacitatea portantă fiind în directă legătură cu eforturile secționale date de combinațiile de încărcări. Este posibil ca inginerii experți să determine **R** secțional în combinațiile din gruparea specială de încărcări - încărcări gravitaționale normate plus acțiunea seismică. Utilizarea acestei modalități de calcul a lui **R** și rezultatele obținute au fost comparate cu situația determinării lui **R** numai din încărcări seismice.

Determinarea lui **R** secțional în gruparea specială a încărcărilor s-a făcut cu relația:

$$R_{gS} = \frac{M_{cap}}{M_{gS}} \quad (4.10)$$

Acest mod de calcul precum și starea de solicitare la momente încovoietoare a riglelor respectiv stâlpilor unui cadru de beton armat sunt prezentate în Figura 4.2.



$$R = \frac{M_{cap}}{M_{nec}} = \frac{M_{cap}}{M_g^{nec} \pm M_s^{nec}}$$

Figura 4.2. Determinarea lui **R**_{gS} secțional pentru rigle și stâlpi.

Aplicarea acestor relații la riglele structurii din Figura 4.1 a condus la rezultatele prezentate în Tabelul 4.8, adică valorile gradului de asigurare în diferite secțiuni calculat din acțiuni seismice R_s respectiv în gruparea specială de încărcări R_{gs} precum și diferența procentuală $\Delta\% = \frac{R_{gs} - R_s}{R_s} \times 100$ dintre aceste mărimi. S-au folosit valorile momentelor încovoietoare capabile (M_{cap}) și cele rezultate din calculul static (M_g , M_s și M_{gs}) din Tabelul 4.6.

Tabelul 4.8

Valorile gradului nominal de asigurare R calculate în diferite ipoteze pentru riglele cadrului din Figura 4.1

Nivel	Riglă	Secțiune	R_s	R_{gs}	Δ [%]
1	marginală stânga	stânga	0,62	0,76	24 %
		dreapta	0,62	0,78	26 %
	centrală	stânga	0,61	0,75	22 %
2	marginală stânga	stânga	0,63	0,80	27 %
		dreapta	0,63	0,81	28 %
	centrală	stânga	0,62	0,77	25 %
3	marginală stânga	stânga	0,64	0,83	29 %
		dreapta	0,65	0,85	31 %
	centrală	stânga	0,64	0,81	29 %
			$R_{s, \min} = 0,61$	$R_{gs, \min} = 0,75$	$\Delta_{\max} = 31 \%$

Din Tabelul 4.8 se observă că diferențele nu sunt foarte mari între cele două moduri de determinare a coeficientului R secțional.

În ceea ce privește stâlpii cadrului studiat s-a calculat gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice R în diferite secțiuni cu relația (4.9) pentru acțiunea seismică respectiv (4.10) pentru gruparea specială. Pentru a lua în considerare momentul încovoietor capabil al stâlpilor determinat la acțiunea încărcării seismice S_0 - dată de Normativul P.13-70 [4.5] - respectiv la S - dată de Normativul P100-92 [4.1] - relațiile pentru calculul lui R s-au modificat astfel:

$$R_{s0} = \frac{M_{cap, S_0} \pm M_g}{M_s}, \quad R_s = \frac{M_{cap, S} \pm M_g}{M_s} \quad (4.9a), (4.9b)$$

$$R_{gs0} = \frac{M_{cap, S_0}}{M_{gs}}, \quad R_{gs} = \frac{M_{cap, S}}{M_{gs}} \quad (4.10a), (4.10b)$$

Aplicarea acestor relații la stâlpii structurii din Figura 4.1 a condus la rezultatele prezentate în Tabelul 4.9, adică valorile gradului de asigurare în diferite secțiuni calculat din acțiuni seismice R_{s0} , R_s respectiv în gruparea specială de încărcări R_{gs0} , R_{gs} precum și diferențele procentuale $\Delta_{s0}\% = \frac{R_{gs0} - R_{s0}}{R_{s0}} \times 100$ respectiv $\Delta_s\% = \frac{R_{gs} - R_s}{R_s} \times 100$ dintre aceste mărimi. S-au folosit valorile momentelor încovoietoare capabile (M_{cap, S_0} , $M_{cap, S}$) și cele rezultate din calculul static (M_g , M_s și M_{gs}) din Tabelele 4.4 și 4.7.

Tabelul 4.9

Valorile gradului nominal de asigurare R calculate în diferite ipoteze pentru stâlpii cadrului din Figura 4.1

Stâlp	Nivel	Secțiune	R_{S_0}	R_S	R_{gS_0}	R_{gS}	Δ_{S_0} [%]	Δ_S [%]
marginal	parter	inferioară	0,83	0,83	0,84	0,85	2 %	2 %
	etaj 1	superioară	0,98	1,00	0,99	1,00	1 %	0 %
	etaj 2	superioară	0,67	0,70	0,84	0,86	26 %	22 %
central	parter	inferioară	0,80	0,80	0,80	0,80	0 %	0 %
	etaj 1	superioară	0,80	0,79	0,81	0,80	2 %	2 %
	etaj 2	superioară	0,68	* 0,67	0,71	0,71	6 %	6 %
			$R_{S_0,min} =$ 0,67	$R_{S,min} =$ 0,67	$R_{gS_0,min} =$ 0,71	$R_{gS,min} =$ 0,71	$\Delta_{S_0,max} =$ 26 %	$\Delta_{S,max} =$ 22 %

Din Tabelul 4.9 se poate observa, în primul rând, că valorile R_{S_0} și R_S respectiv R_{gS_0} și R_{gS} sunt aproape identice. Concluzia este că se poate lucra la evaluarea lui R secțional fie cu încărcarea seismică S_0 fie, mai accesibil, cu încărcarea seismică S . Aceași concluzie s-a desprins și din studiul anterior asupra determinării lui R global.

Deasemenea se observă că diferențele Δ_{S_0} respectiv Δ_S nu sunt foarte mari deci ar fi posibilă determinare, în diferite condiții, a coeficientului R secțional în gruparea specială a încărcărilor, calcul mai apropiat de modul de proiectare structurală.

4.2.2. Concluzii privind posibilitățile de determinare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R

Introducerea raportului γ , prin revizuirea Normativului P100-92, prezintă o importanță deosebită sub mai multe aspecte:

- este decisiv pentru evaluarea forței seismice capabile S_{cap} a structurii și a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R ;
- alegerea valorilor γ critice și implicit a secțiunilor critice trebuie să aibă în vedere faptul că, plastificarea (sau chiar ruperea unor elemente) nu înseamnă întotdeauna un pericol pentru structură, în totalitatea ei. Inginerul expert trebuie să aprecieze care dintre secțiunile în care au rezultat valori mari ale coeficientului γ (deci care sunt primele care se vor plastifica) reprezintă secțiuni cu adevărat vitale ale structurii;
- selectarea lui γ să reprezinte cedarea stâlpilor și nu a riglelor, deoarece valori γ mari în stâlpi reprezintă o situație periculoasă pentru întreaga structură;
- calculul lui R global, pentru întreaga structură, folosind rapoartele γ include concluziile date de calculul lui R secțional. Secțiunile în care s-au obținut cele mai mari valori γ sunt aceleași cu secțiunile în care R secțional are valori minime, deci cele mai periculoase. Valorile γ_{max} indică secțiunile cele mai periculoase unde ar trebui intervenit prin reparații: remedieri, consolidări.

În urma studiilor prezentate anterior se fac și următoarele propuneri:

1. Calculul lui R secțional să se facă în gruparea specială, folosind formula (4.10) respectiv (4.10b), întrucât vine în sprijinul experților și proiectanților, prin efectuarea unor calcule mai simple. Cum această apreciere este, în anumite situații, mai dezavantajoasă față de prevederile Normativului P100-92 revizuit se propune să fie eventual majorat R_{min} cu 10 % și să fie diferențiat pe tipuri de elemente conform Tabelului 4.1. Prin această propunere se elimină posibilitatea supraaprecierii capacității de rezistență a unei construcții existente, eventualitate ce ar putea să existe atunci când unii experți ar folosi pentru calculul lui R gruparea specială.

Tabelul 4.10

Valori propuse pentru gradul minimal de asigurare la acțiuni seismice R_{min} secțional

Clasa de importanța a construcției	I	II	III	IV
R_{min} pentru rigle	0,80	0,70	0,60	0,50
R_{min} pentru stâlpi	0,90	0,80	0,70	0,60

2. În condițiile în care această propunere nu este viabilă se consideră ca avantajoasă folosirea în calcule a încărcării seismice S dată de Normativul P100-92, în locul încărcării seismice S_0 dată de normativele din perioada în care a fost proiectată construcția, deoarece:

- calculul lui R , (folosind încărcarea seismică S dată de P100-92) - relația (4.9) respectiv (4.9b) - este de preferat în locul lui R_{S_0} - relația (4.9a) - (calcul la încărcarea seismică S_0 dată de normativele din perioada în care a fost proiectată construcția);
- calculul rapoartelor γ cu relația (4.1b) și S_{cap} cu relația (4.2a) - calcul la încărcarea seismică S - este de preferat calculului cu relațiile (4.1) respectiv (4.2) - calcul la încărcarea seismică S_0 .

4.3. Comportarea în timp a construcțiilor existente

Comportarea în timp presupune definirea durabilității construcțiilor, care reprezintă, așa cum s-a arătat anterior, intervalul de timp în care construcția își păstrează toate caracteristicile necesare funcționării ei normale. Pentru a pune în evidență efectul tuturor acțiunilor posibile - cu caracter monoton și a celor excepționale - asupra siguranței construcțiilor, în Figura 4.3 este reprezentată variația ipotetică, în timp, a încărcării seismice convenționale a construcției. Prin schema reprezentată sunt luate în considerare nu numai acțiunile permanente, variabile și excepționale, dar și cele ale factorilor de mediu (Figura 4.4), care introduc mai complet efectul parametrului timp.

Alte considerente care dau caracterul orientativ al determinării gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R sunt:

- secțiunile transversale ale elementelor alese pentru calculul valorii S_{cap} nu sunt întotdeauna suficiente;
- prin normativul P100-92 se indică pentru determinarea calității materialelor din elementele structurale doar metodele nedistructive care nu în toate situațiile permit aprecierea stării reale a rezistenței elementelor;
- calculul indicat este determinist ceea ce poate conduce la supraevaluări ale lui S_{cap} , un calcul mai sigur fiind obținut prin introducerea fractilului S_p' .

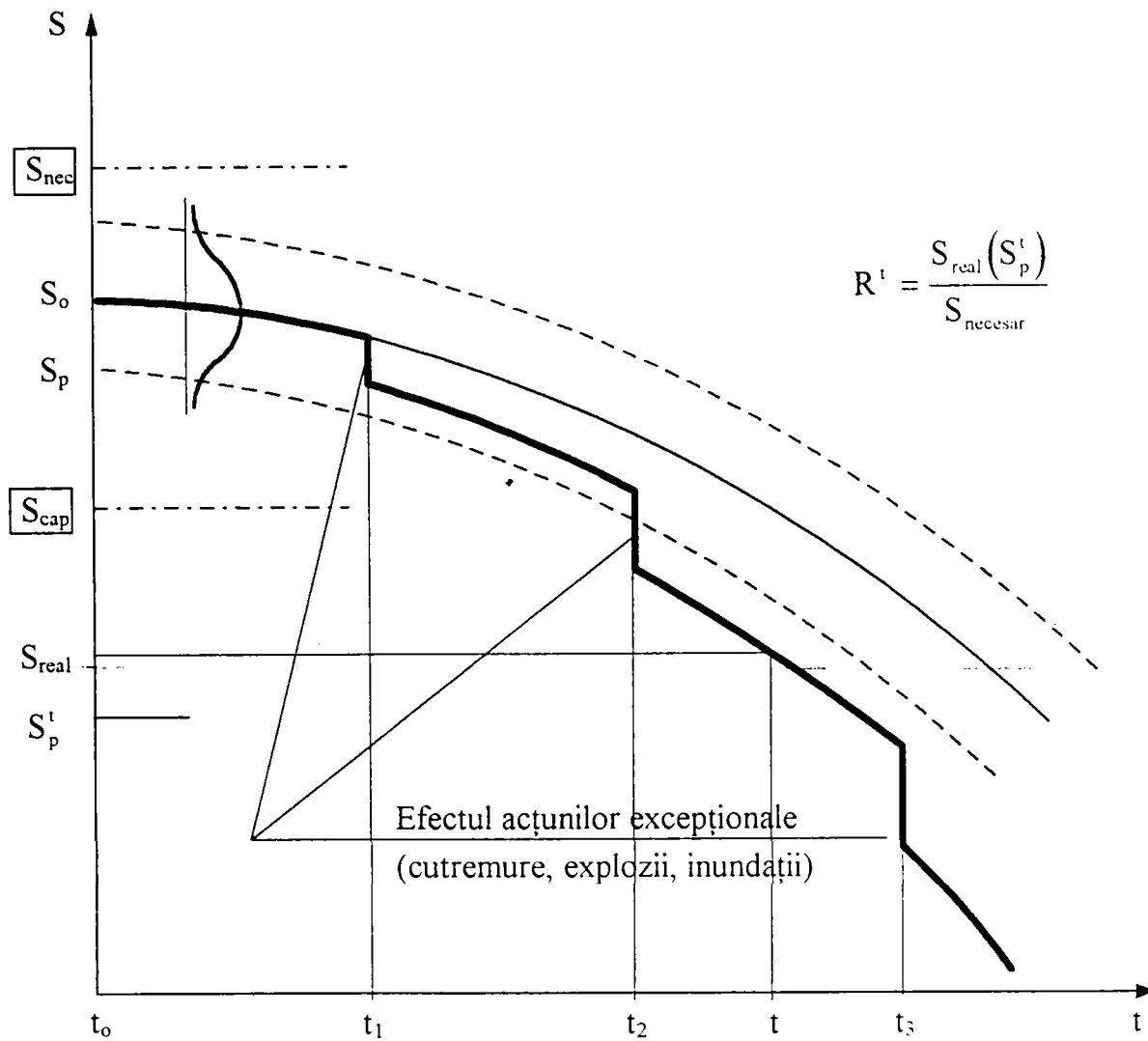


Figura 4.3. Efectul acțiunilor monotone și excepționale asupra siguranței construcțiilor.

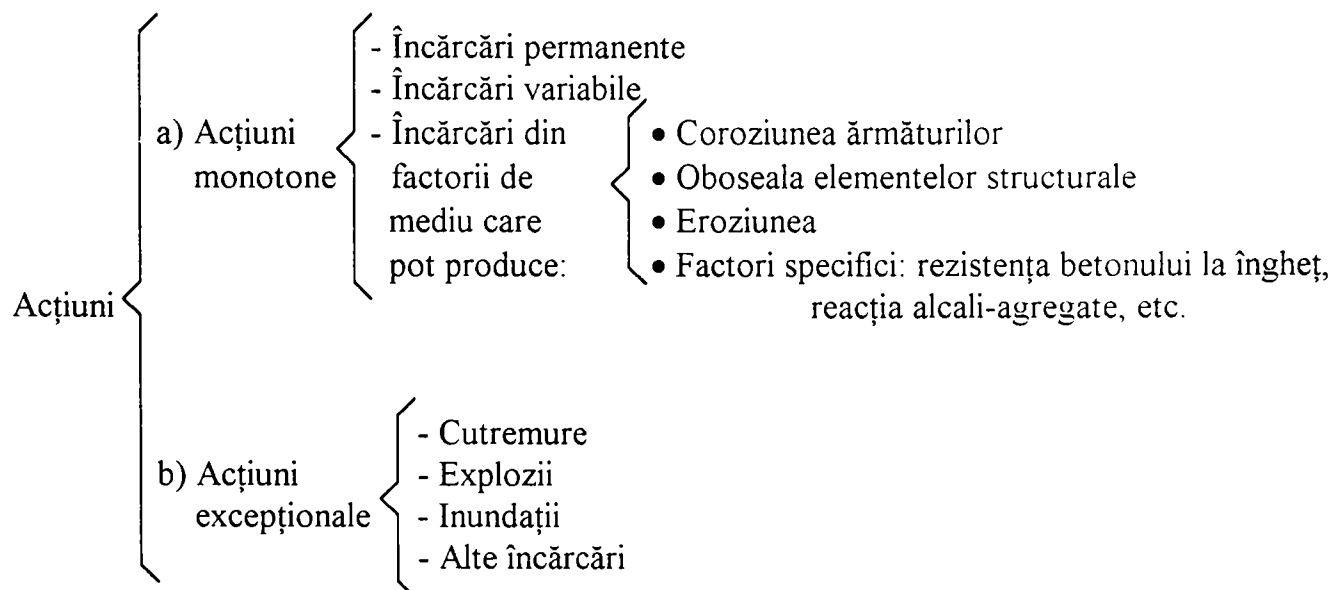


Figura 4.4. Tipuri de acțiuni.

Luând în considerare cele prezentate se presupune că în aprecierea gradului nominal de asigurare la toate acțiunile posibile este necesar a se calcula raportul R^t , indicat în Figura 4.3.

4.3.1. Efectul factorilor din mediul înconjurător

Necesitatea re-proiectării construcțiilor în general și a celor de beton armat, în special, apare ca urmare a acțiunilor care solicită în decursul timpului elementele structurilor de rezistență, ceea ce conduce la diminuarea, în diferite grade, a capacității portante a respectivelor structuri.

În acest scop se prezintă scheme originale pentru a pune în evidență efectul în timp al diferitelor acțiuni asupra rezervei de rezistență a unei structuri de beton armat.

Astfel se urmărește stabilirea unor procedee adecvate de calcul, care să fie capabile a introduce modificările care apar în timp în ceea ce privește proprietățile mecanice, fizice și geometrice.

Pentru stabilirea capacității de rezistență a unei structuri de beton armat după o anumită durată de exploatare în vederea consolidării acesteia, se propun și se analizează și două procedee de abordare ale problemei:

- **procedeul articulațiilor plastice;**
- **procedeul modificării modulului de rigiditate.**

Procedeele de analiză propuse au fost testate pentru unele structuri și programe de calcul existente.

4.3.1.1. Procedeul articulațiilor plastice

Pentru a răspunde la întrebarea "în ce mod influențează degradarea, în timp, a unor secțiuni ale elementelor structurale asupra gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice?" a fost analizată structura în cadre ilustrată în Figura 4.1. Alcătuirea acesteia, încărcările, ipotezele și combinațiile de încărcări sunt cele prezentate anterior, la paragraful 4.2.1.

S-a presupus că la 1/2 sau 1/4 din deschiderile riglelor apar articulații plastice care modifică schema statică a structurii. O astfel de presupunere este cât se poate de reală și a fost întâlnită la mai multe structuri de beton armat expertizate.

Astfel, s-a constatat că în anumite încăperi ale unor construcții civile și industriale, unde există o umiditate peste cea normală interiorului unei clădiri (grupuri sanitare, dușuri, laboratoare, etc.) apare, în mod inevitabil, coroziunea armăturilor transversale și longitudinale de rezistență.

Cele mai expuse secțiuni ale elementelor de rezistență sunt câmpurile riglelor structurilor în cadre deoarece sunt cele mai puțin protejate atât la procesul de carbonatare a betonului cât și la cel de coroziune propriu-zisă a armăturilor; la noduri pardoseala și placa reprezintă "bariere" redutabile împotriva procesului de coroziune al armăturilor de rezistență de la partea superioară, în timp ce armătura inferioară este mai puțin expusă decât cea din câmpuri datorită prezenței stâlpului și a unor eventuale panouri din beton sau zidărie.

Determinarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R s-a făcut conform prevederilor Normativului P100-92 revizuit [4.2] prevederi prezentate anterior. S-au determinat valorile rapoartelor γ date de relația (4.1) respectiv (4.1b), pentru solicitarea de încovoiere, adoptată în concordanță cu concluziile prezentate la paragraful 4.2.2:

$$\gamma = \frac{M_s}{M_{cap} \pm M_g} \quad (4.1b)$$

S-a făcut analiza secțională a acestui parametru pentru fiecare element component al structurii din Figura 4.1. Cu aceste valori s-a calculat S_{cap} și valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R . Acesta reprezintă o valoare globală, R global, calculată pentru întreaga structură.

Pentru a răspunde la întrebarea pusă mai sus s-a proiectat structura studiată în conformitate cu Normativul P100-92 considerându-se ca fiind amplasată în zona seismică A și respectiv în zona seismică D.

S-a presupus că la capetele tuturor barelor ariile de armătură calculate nu s-au degradat în timp.

În câmpul grinzilor, la 1/2 sau 1/4 din deschideri, momentele încovoietoare capabile M_p sunt reduse datorită coroziunii în timp a armăturilor inferioare, întinse, astfel:

$$M_{p_1} = 0 ; M_{p_2} = M_{cap}/2 ; M_{p_3} = 2M_{cap}/3 \quad (4.11)$$

în care M_{cap} reprezintă momentul încovoietor capabil inițial.

În secțiunile grinzilor în care momentul încovoietor rezultat din calculul static depășește valoarea M_p s-a considerat că apar articulații plastice în care acționează momentul încovoietor cu valoarea M_p . Localizarea acestor articulații plastice pentru structura studiată este descrisă în Figura 4.5.

S-a considerat apariția articulațiilor plastice din încărcările seismice și din gruparea specială a încărcărilor, două situații diferite după cum se observă din Figura 4.5.

Studiul parametric al valorilor lui R este prezentat în graficele din Figurile 4.6 și 4.7. S-a studiat influența apariției articulațiilor plastice în diferite poziții pe deschiderea grinzilor în Figura 4.6 și influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor (diminuarea momentelor încovoietoare capabile M_p) în Figura 4.7.

Calculul valorilor γ și R conform Normativului P100-92 revizuit s-a făcut considerând apariția articulațiilor plastice numai din încărcarea seismică (vezi Figura 4.5).

Valorile R s-au determinat separat în situațiile de cedare a grinzilor respectiv stâlpilor.

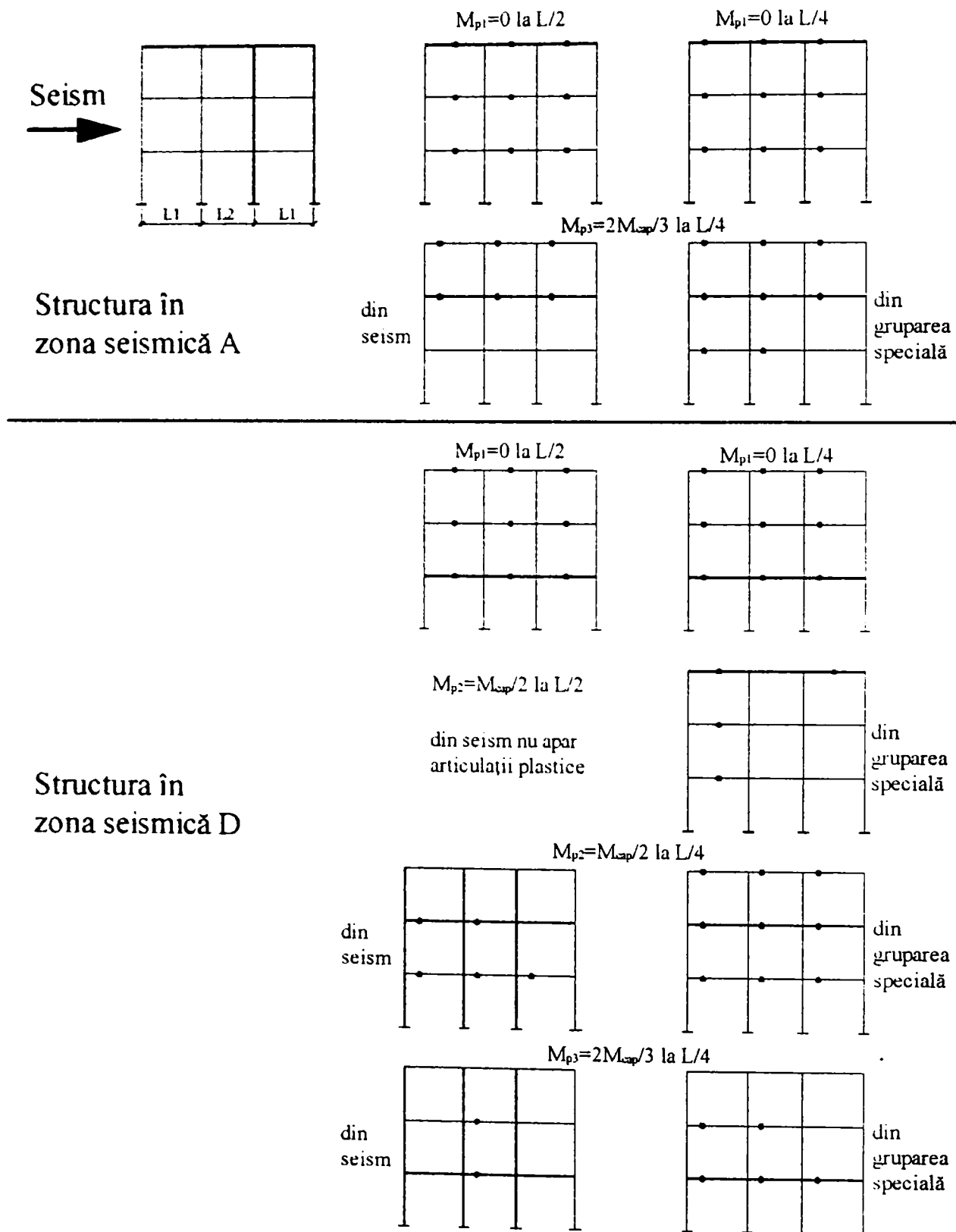


Figura 4.5. Localizarea articulațiilor plastice pentru structura studiată.

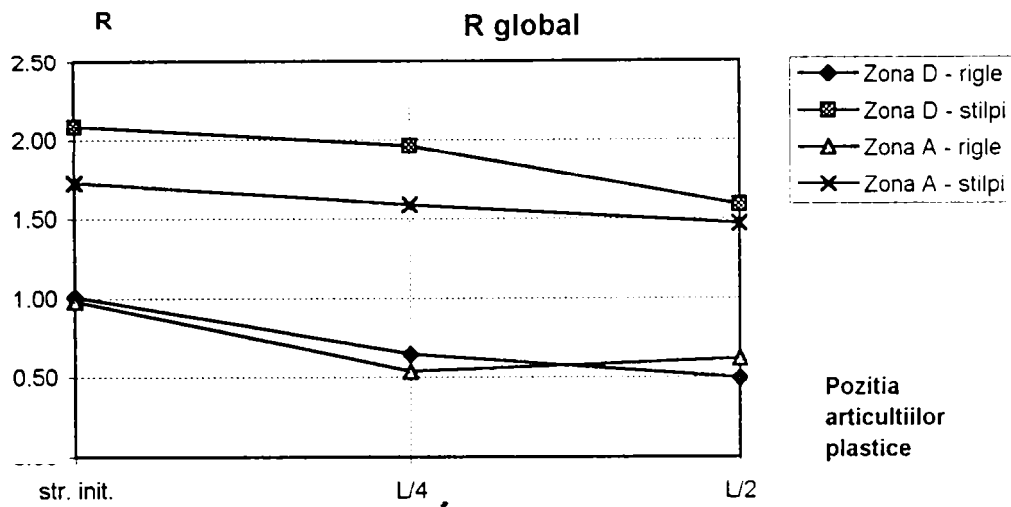


Figura 4.6. Influența apariției articulațiilor plastice, în diferite poziții pe deschiderea grinzilor, asupra lui R global.

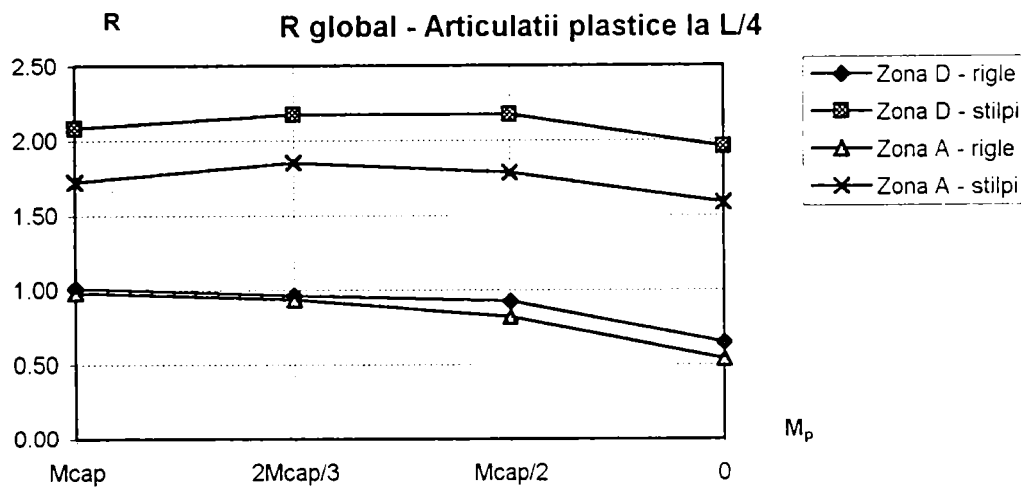


Figura 4.7. Influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor asupra lui R global.

Localizarea articulațiilor plastice este diferită din încărcările seismice și din gruparea specială a încărcărilor (Figura 4.5). Situația din gruparea specială este mai periculoasă, articulațiile plastice fiind mai numeroase datorită influenței defavorabile a încărcărilor gravitaționale asupra depășirii capacității portante în secțiunile grinzilor cu armături corodate.

Pentru evidențierea acestui aspect s-au determinat valorile lui R din secțiunile caracteristice (capete de rigle și stâlpi) în gruparea specială a încărcărilor, în conformitate cu Figura 4.2 și relațiile (4.8) și (4.10) stabilite anterior:

$$R_{gS} = \frac{M_{cap}}{M_{gS}} \quad (4.10)$$

Rezultatele determinărilor reprezintă R secțional și sunt prezentate în graficele din Figurile 4.8 și 4.9. Se prezintă valorile minime R_{min} obținute pentru grinzile și respectiv stâlpii structurii. S-a studiat influența apariției articulațiilor plastice în diferite poziții pe deschiderea grinzilor - Figura 4.8, și influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor (diminuarea momentelor încovoietoare capabile M_p) - Figura 4.9.

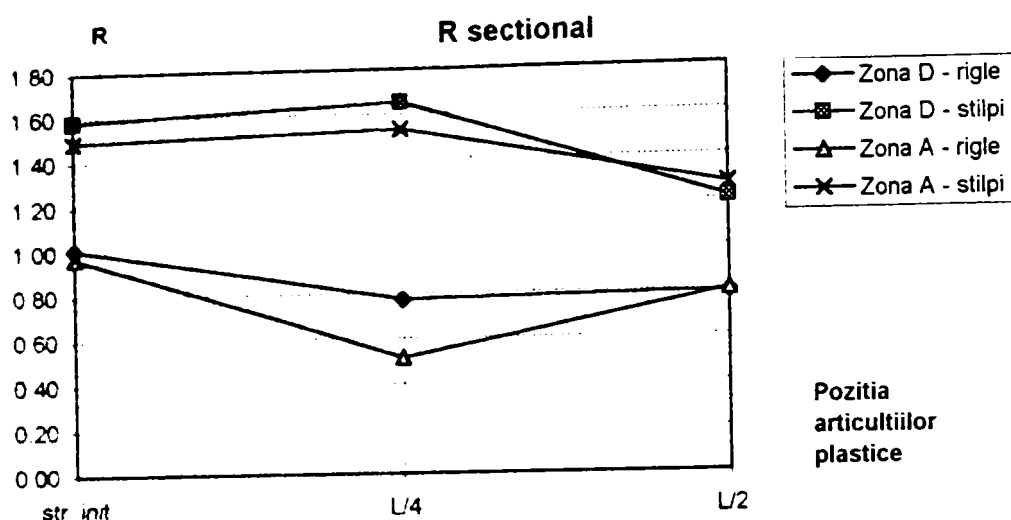


Figura 4.8. Influența apariției articulațiilor plastice, în diferite poziții pe deschiderea grinzilor, asupra lui R_{min} secțional.

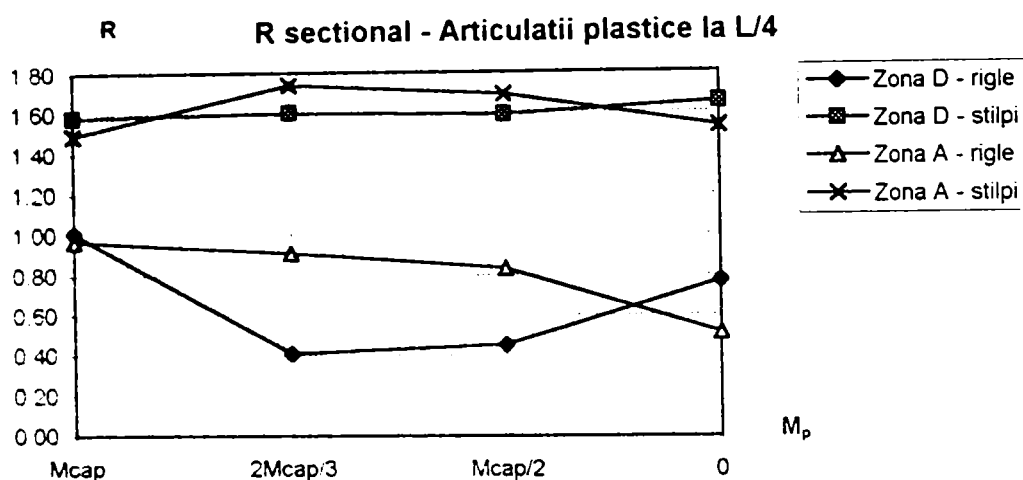


Figura 4.9. Influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor asupra lui R_{min} secțional.

Concluziile acestui studiu sunt:

- diminuarea momentelor încovoietoare capabile M_p duce la la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R . Cea mai mare influență apare în cazul articulației propriu-zise: $M_p = 0$ - armături distruse complet;
- efectul articulațiilor plastice din câmpul grinzilor este semnificativă pentru grinzi, indiferent de zona seismică în care este amplasată structura (Figura 4.7);
- influența asupra stâlpilor nu este foarte mare. Acest lucru este explicat și de modul de proiectare inițială a stâlpilor la eforturi majorate conform Normativului P100-92, spre deosebire de rigle proiectate la eforturi rezultate din calculul static;
- poziția articulațiilor plastice (la 1/2 sau 1/4 din deschiderile grinzilor) nu influențează foarte mult valorile lui R ;
- efectul posibilelor deteriorări din câmpul grinzilor este un fenomen important, reducându-se R sub valorile prescrise de Normativul P100-92;
- aceste concluzii sunt susținute prin ambele modalități de calcul ale lui R : global, conform prevederilor Normativului P100-92; secțional, conform propunerilor anterioare. Aceste modalități de calcul trebuie abordate simultan deoarece localizarea articulațiilor plastice este diferită din încărcările seismice și din gruparea specială a încărcărilor (Figura 4.5). Situația din gruparea specială

este mai periculoasă, articulațiile plastice fiind mai numeroase datorită influenței defavorabile a încărcărilor gravitaționale asupra depășirii capacității portante în secțiunile grinzilor cu armături corodate, ceea ce se poate observa și din valorile lui R determinate în cele două ipoteze de calcul.

Procedul de calcul prezentat, prin care se iau în considerare degradările structurale în timp, reprezintă o variantă a metodei de calcul static post-elastic E_{2b} conform Normativului P100-92. Astfel, se consideră valorile momentelor de plastificare în secțiunile plastice potențiale pentru structura în întregime sau pentru părți ale acesteia, în zonele (secțiunile) afectate datorită coroziunii armăturilor din beton.

Analiza statică a cadrelor de beton armat se face simplificat în stadiul elastic, considerând apariția articulațiilor plastice în diferite secțiuni și respectiv momentele încovoietoare capabile.

Metoda adoptată este de complexitate superioară calculului în domeniul elastic. Se pot lua în considerare efectele defavorabile în timp ale degradărilor structurale. Analiza efectuată este simplificată, relativ ușor de utilizat, reprezentând un instrument viabil de abordare a structurilor afectate de problemele de durabilitate.

4.3.1.2. Procedul modificării modulului de rigiditate

În vederea aprecierii capacității portante a unei structuri de beton armat, după o anumită durată de exploatare, în paragraful de față sunt prezentate relațiile pentru determinarea modulului de rigiditate K pentru un element de beton armat cu luarea în considerare a fisurării zonelor întinse de beton și a efectelor de creștere a deformațiilor betonului în timp.

Modulul de rigiditate este preluat din STAS 10107/0-76 [4.10] și se referă la următoarele solicitări:

a) elemente solificate la compresiune excentrică cu excentricitate mică:

$$K = \frac{E_b}{1 + v\bar{\phi}} A_b + E_a \cdot A_a \quad (4.12)$$

în care: v - raportul între solicitarea de exploatare de lungă durată și solicitarea totală de exploatare;

$\bar{\phi}$ - caracteristica deformației în timp a betonului;

A_b - aria zonei maxime de beton având drept centru de greutate punctul de aplicare al forței exterioare N .

b) elemente solificate la întindere centrică sau întindere excentrică cu excentricitate mică:

$$K = \frac{E_a \cdot A_a}{1 - \frac{0,2 - 0,1v}{p}} \quad (4.13)$$

c) elemente solicitate la încovoiere, compresiune excentrică cu excentricitate mare și întindere excentrică cu excentricitate mare:

$$K = \frac{E_a \cdot A_a \beta h_0^2}{1 + \frac{\xi - x_A}{e_0}} \quad (4.14)$$

în care: $\bar{e}_0 = e_{0c}/h_0$ - excentricitatea relativă de calcul a forței N față de centrul de greutate al secțiunii;

$\bar{x}_A = x_A/h_0$ - în care x_A este distanța dintre centrul de greutate al secțiunii și centrul de greutate al armăturii A_a ;

$\xi = z/h_0$

Principalii parametri care intră în modulul de rigiditate sunt: ariile de beton și armătură (A_b și A_a); modulii de elasticitate pentru cele două materiale (E_b și E_a); caracteristica deformației în timp a betonului; raportul între solicitarea de exploatare de lungă durată și solicitarea totală de exploatare; etc.

Acest procedeu este conceput pentru a răspunde la două cerințe esențiale ale re proiectării structurilor:

- introducerea în calcul a modificărilor rezultate în caracteristicile mecanice și dimensiunile geometrice ale structurii ca urmare a acțiunilor propriu-zise sau a celor datorate mediului ambiant;
- utilizarea unor programe de calcul a structurilor existente și utilizate pe scară largă de către proiectanți.

Principiul procedurii este relativ simplu și constă în următoarele modificări față de un calcul obișnuit de proiectare a unei structuri.

Pentru un cadru de beton armat, spre exemplu, se consideră un număr sporit de elemente finite care se obțin prin introducerea unor noduri suplimentare în câmpurile riglelor și eventual stâlpilor; prin aceste noduri se pot delimita, dacă apare necesar, zonele plastice potențiale ale elementelor respective.

Prin aceste delimitări de elemente finite este posibil a se furniza caracteristici fizice, mecanice și eventual geometrice diferite de la element la element introducându-se, astfel, modificările locale care apar în diferite acțiuni. Principalul parametru care se modifică în programul de calcul este modulul de rigiditate K care, așa cum s-a precizat, ia în considerare atât zonele fisurate de beton armat și deformațiile betonului în timp cât și gradul diferit, ca profunzime și loc de producere, a coroziunii armăturilor. Modificările modulului de rigiditate se pot face la orice durată de exploatare fiind posibile măsuri de întreținere și consolidare a structurilor.

Pentru a răspunde la întrebarea "în ce mod influențează degradarea, în timp, a unor zone ale elementelor structurale asupra gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice?" a fost analizată structura în cadre ilustrată în Figura 4.1. Alcătuirea acesteia, încărcările, ipotezele și combinațiile de încărcări sunt cele prezentate anterior, la paragraful 4.2.1.

S-a presupus că în zona centrală a riglelor și/sau stâlpilor armăturile întinse (A_s) s-au degradat în timp reducându-se la $2/3 A_s$ respectiv $1/3 A_s$. Rezultă reducerea proporțională a modurilor de rigiditate K ai elementelor structurale.

Pentru modelarea acestor modificări de arii de armătură respectiv moduli de rigiditate printr-un calcul liniar elastic folosind programele de analiză statică uzuale s-a echivalat reducerea lui K prin reducerea proporțională a modurilor de elasticitate E la valori $2/3 E$ respectiv $1/3 E$ pentru rigle și/sau stâlpi. Aceste ipoteze de calcul sunt ilustrate în Figura 4.10 și Tabelul 4.11 și pentru cadrul de beton armat studiat.

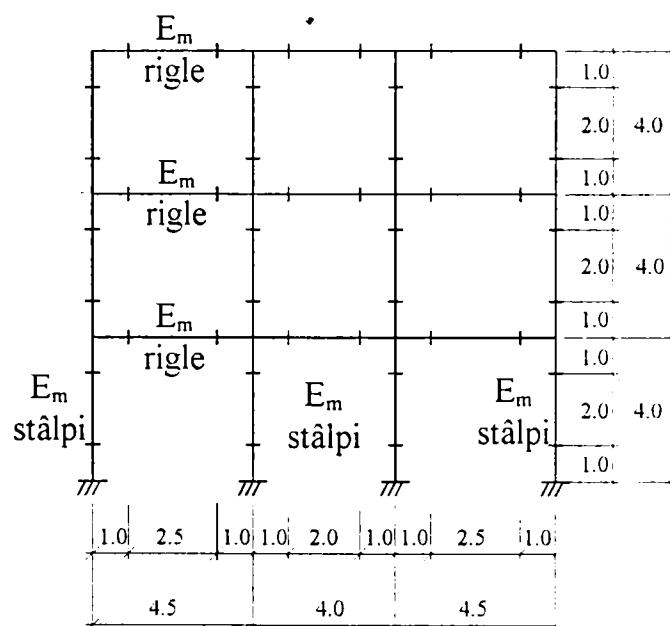


Figura 4.10. Moduli de elasticitate modificați pentru rigle și/sau stâlpi.

Tabelul 4.11

Moduli de elasticitate modificați pentru rigle și/sau stâlpi

Ipoteze de calcul	E modificat pentru rigle	E modificat pentru stâlpi	E modificat pentru rigle și stâlpi
E_m	$2E/3$	$E/3$	$2E/3$ $E/3$

Determinarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R s-a făcut conform prevederilor Normativului P100-92 revizuit [4.2], prevederi prezentate anterior. S-au determinat valorile rapoartelor γ date de relația (4.1) respectiv (4.1b), pentru solicitarea de încovoiere, adoptată în concordanță cu concluziile prezentate la paragraful 4.2.2:

$$\gamma = \frac{M_s}{M_{cap} \pm M_g} \quad (4.1b)$$

S-a făcut analiza secțională a acestui parametru pentru fiecare element component al structurii din Figura 4.10. Cu aceste valori s-a calculat S_{cap} și valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R global.

Structura studiată și proiectată în conformitate cu Normativul P100-92 s-a considerat ca fiind amplasată în zona seismică A și respectiv în zona seismică D.

S-a presupus că la capetele tuturor barelor ariile de armătură calculate nu s-au degradat în timp.

Studiul parametric al valorilor lui R este prezentat în graficele din Figurile 4.11 și 4.12 pentru structura situată în zona seismică A, respectiv Figurile 4.13 și 4.14 pentru structura situată în zona seismică D. S-a studiat influența modificării modului de elasticitate în diferite ipoteze de calcul.

Valorile R s-au determinat separat în situațiile de cedare a grinzilor respectiv stâlpilor.

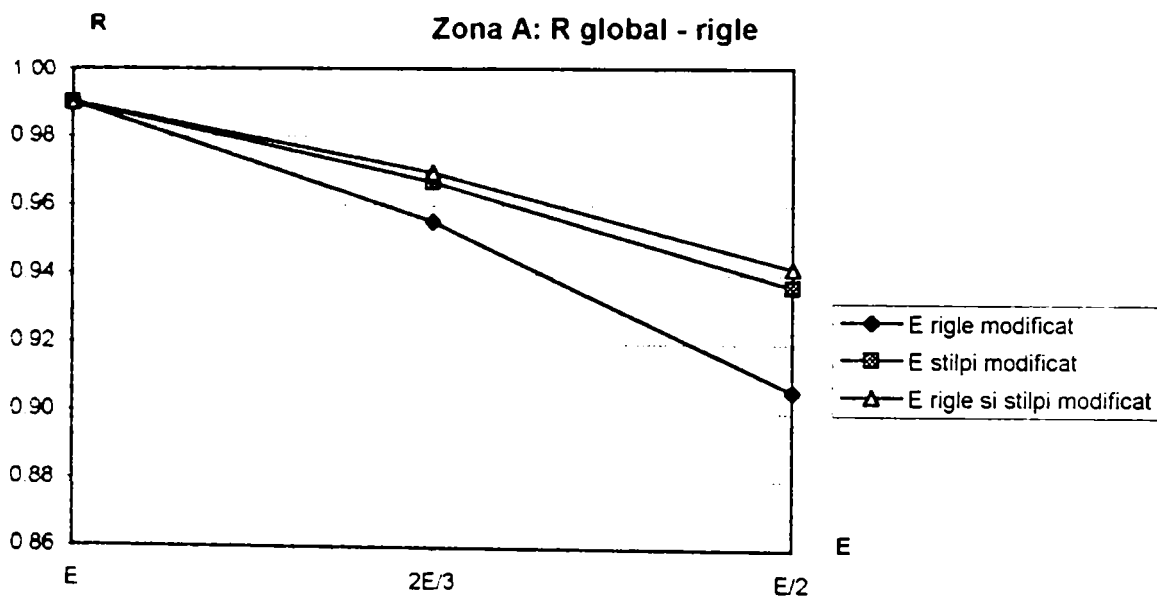


Figura 4.11 Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R global calculat pentru cedarea riglelor structurii amplasate în zona seismică A.

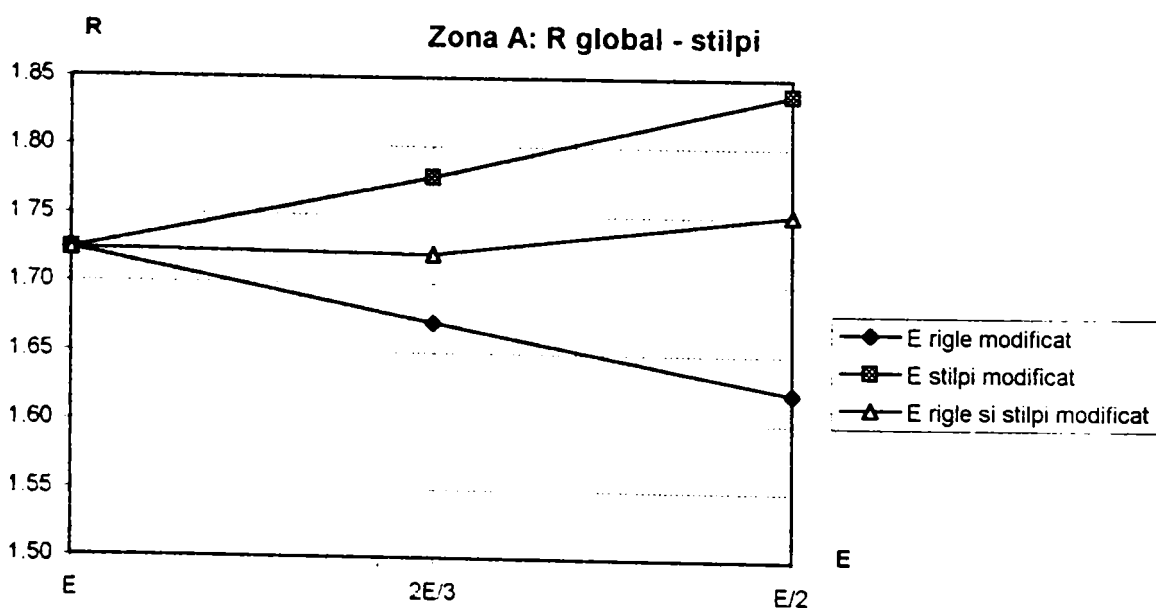


Figura 4.12. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R global calculat pentru cedarea stâlpilor structurii amplasate în zona seismică A.

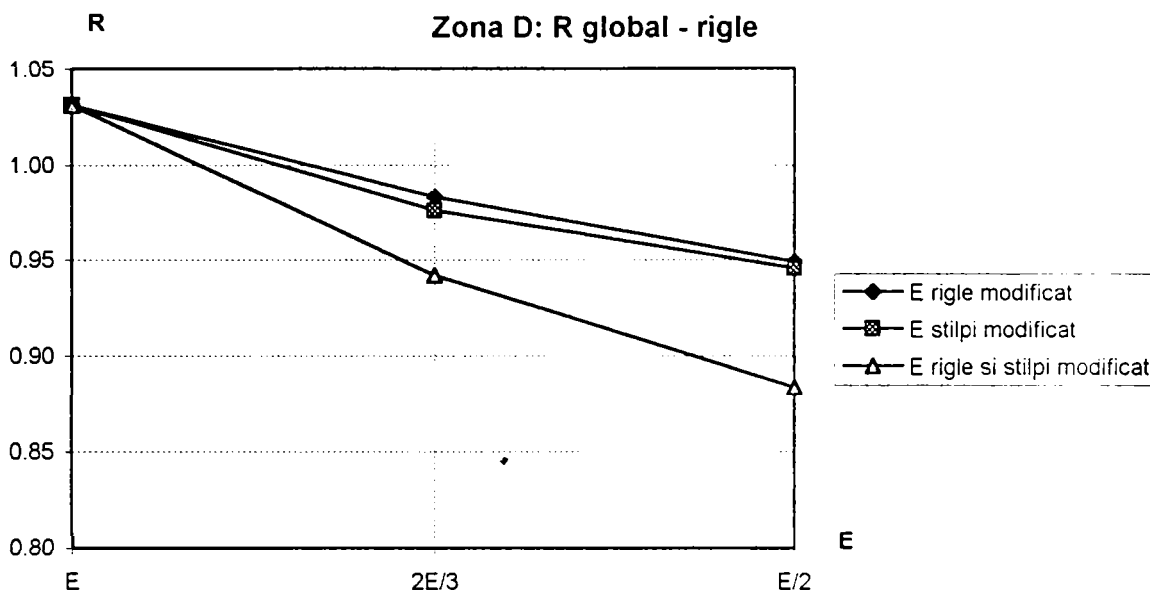


Figura 4.13. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R global calculat pentru cedarea riglelor structurii amplasate în zona seismică D.

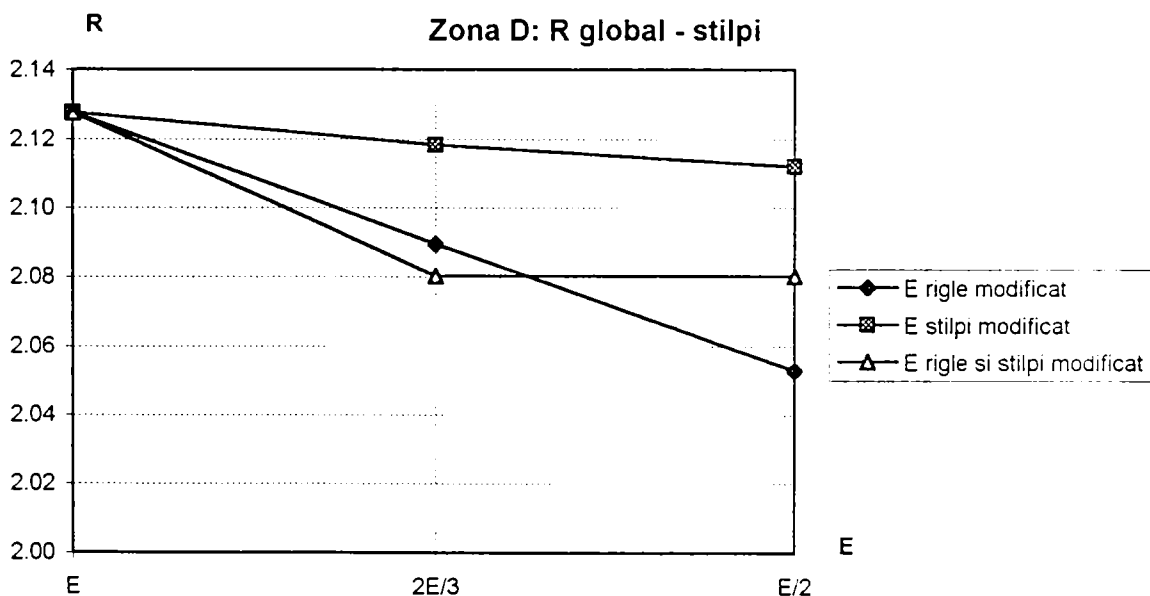


Figura 4.14. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R global calculat pentru cedarea stâlpilor structurii amplasate în zona seismică D.

Deasemenea s-au determinat valorile lui R din secțiunile caracteristice (capete de rigle și stâlpi) în gruparea specială a încărcărilor, în conformitate cu Figura 4.2 și relațiile (4.8) și (4.10) stabilite anterior:

$$R_{gS} = \frac{M_{cap}}{M_{gS}} \quad (4.10)$$

Rezultatele determinărilor reprezintă R secțional și sunt prezentate în graficele din Figurile 4.15 și 4.16 pentru structura situată în zona seismică A, respectiv Figurile 4.17 și 4.18 pentru structura situată în zona seismică D. Se prezintă valorile minime R_{min} obținute pentru grinzile și respectiv stâlpii structurii. S-a studiat influența modificării modului de elasticitate în diferite ipoteze de calcul.

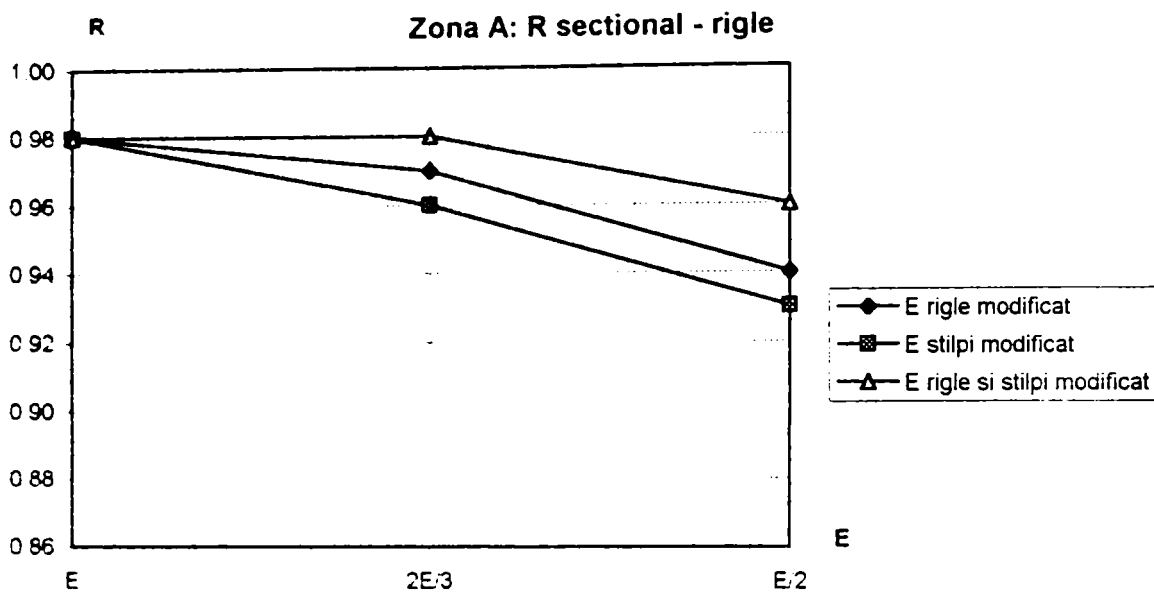


Figura 4.15. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R_{min} secțional calculat pentru cedarea riglelor structurii amplasate în zona seismică A.

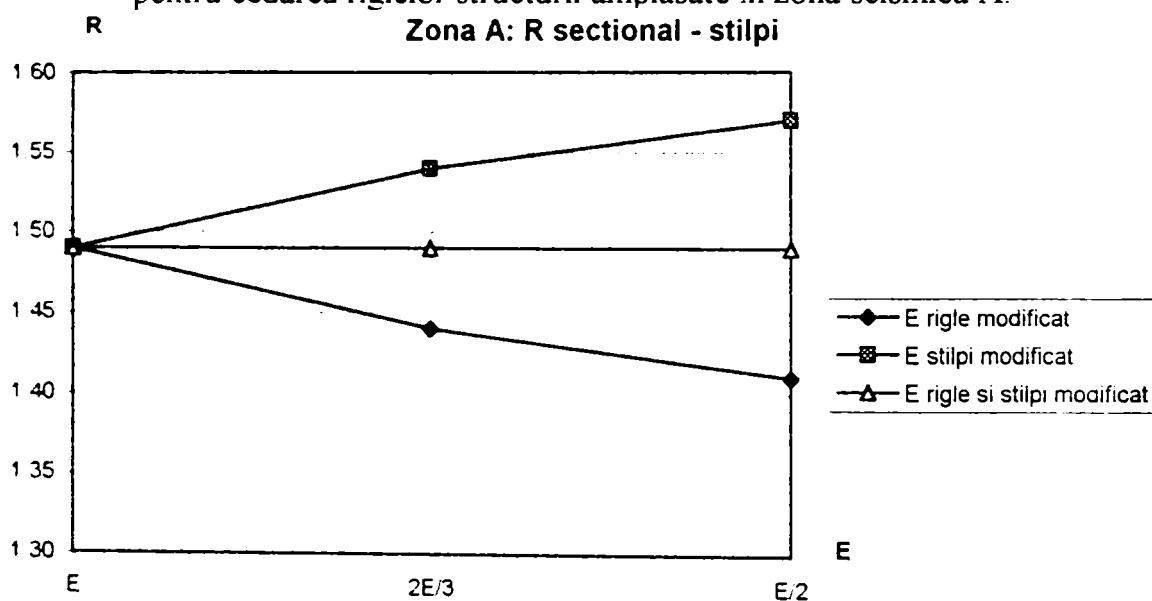


Figura 4.16. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R_{min} secțional calculat pentru cedarea stâlpilor structurii amplasate în zona seismică A.

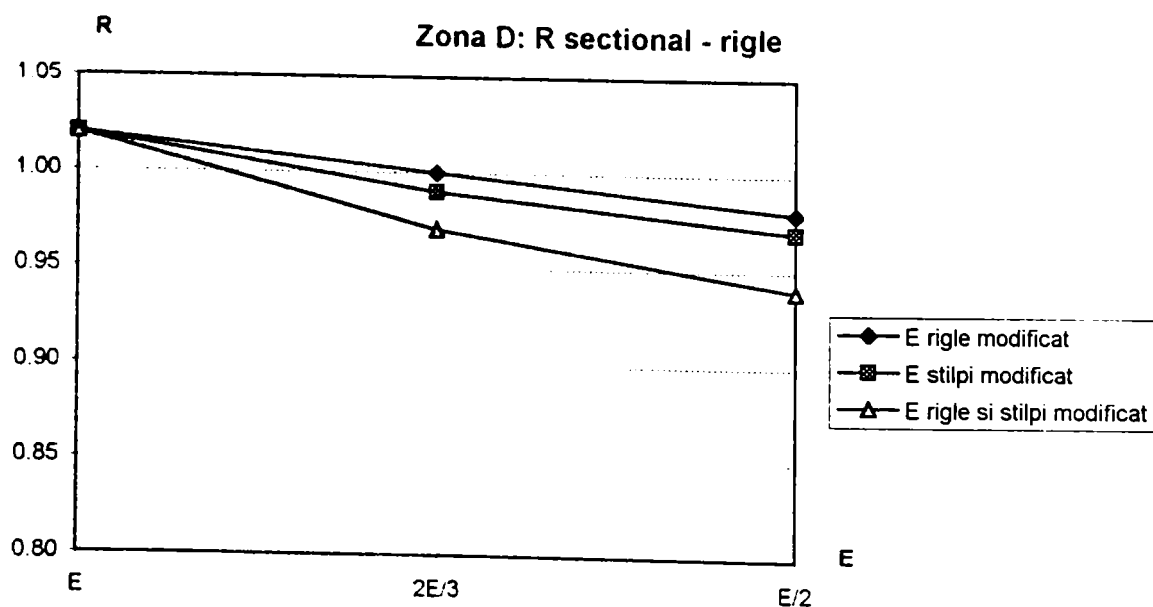


Figura 4.17. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R_{min} secțional calculat pentru cedarea riglelor structurii amplasate în zona seismică D.

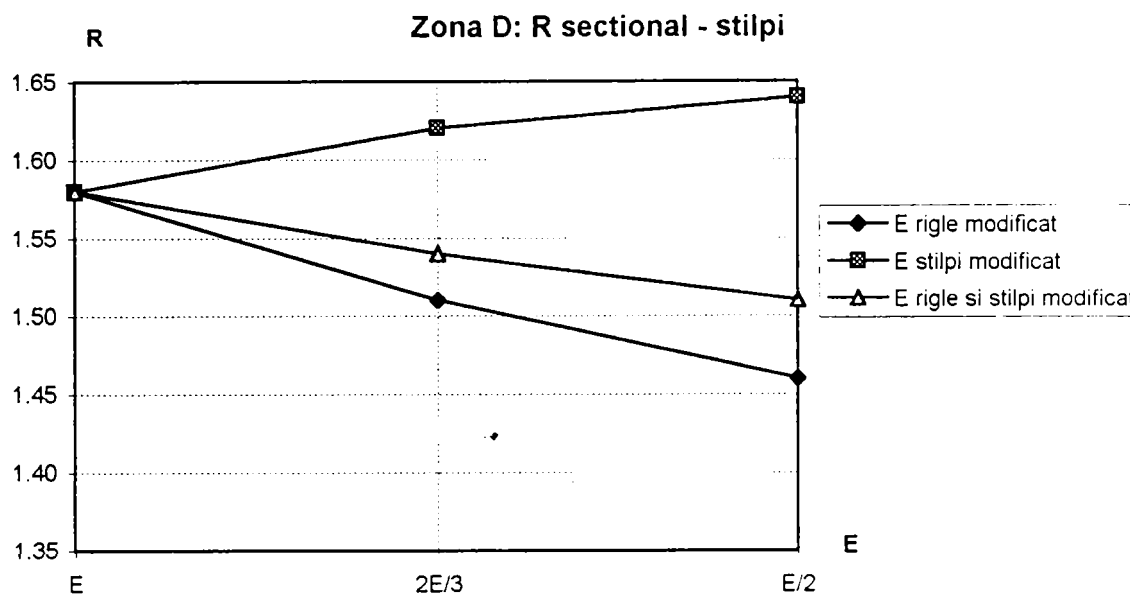


Figura 4.18. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R_{\min} secțional calculat pentru cedarea stâlpilor structurii amplasate în zona seismică D.

Concluziile acestui studiu sunt:

- diminuarea modului de elasticitate E duce în general la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R ;
 - efectul reducerii modului de elasticitate E este semnificativ pentru grinzi, indiferent de zona seismică în care este amplasată structura;
 - influența asupra stâlpilor nu este foarte mare. Acest lucru este explicat și de modul de proiectare inițială a stâlpilor la eforturi majorate conform Normativului P100-92, spre deosebire de rigle proiectate la eforturi rezultate din calculul static;
 - gradul de reducere a modului de elasticitate E (la $2/3$ sau $1/2$ din valoarea inițială) influențează valorile lui R ;
 - aceste concluzii sunt susținute prin ambele modalități de calcul ale lui R : global, conform prevederilor Normativului P100-92; secțional, conform propunerilor anterioare.
- Rezultatele obținute prin cele două procedee de evaluare ale lui R sunt similare.

Procedeele de calcul prezentat, prin care se iau în considerare degradările structurale în timp (reducerea ariilor de armătură), prin reducerea modului de elasticitate E și implicit a modului de rigiditate K a unor zone ale elementelor structurale reprezintă o metodă accesibilă și viabilă de abordare a fenomenului de diminuare a capacității portante a construcțiilor afectate de probleme de durabilitate.

Analiza statică a cadrelor de beton armat se face simplificat în stadiul elastic, considerând moduli de elasticitate modificați pe diferite zone structurale.

4.3.1.3. Metoda de calcul dinamic post-elastic E_{2c}

Aplicarea acestei metode reprezintă o verificare a metodelor simplificate propuse anterior pentru stabilirea capacității de rezistență a unei structuri de beton armat după o anumită durată de exploatare, în speță procedeul articulațiilor plastice și procedeul modificării modulului de rigiditate.

În acest scop s-a utilizat programul de calcul automat ANELISE [4.9] produs de IPCT București, destinat analizei structurilor plane alcătuite din bare (cadre plane de beton armat).

Câteva caracteristici privind utilizarea efectivă a programului ANELISE în studiul problemelor specifice abordate sunt redată în continuare.

Modelele de comportare ale materialelor, beton și oțel, sunt cele prescrise de STAS 10107/0-90 [4 11] și prezentate în Figurile 4.19a și b.

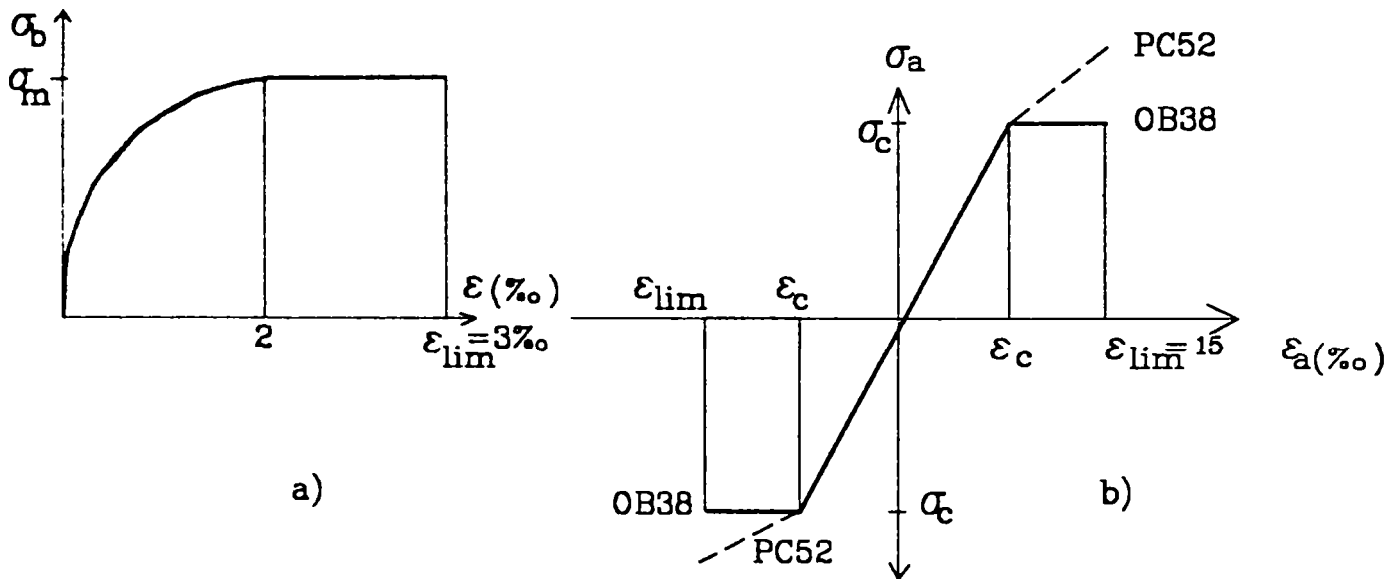


Figura 4.19. Curbe caracteristice pentru beton (a) și armătură (b).

Pentru comportarea elementelor structurale (elemente finite tip bară) din beton armat s-a luat în considerare legea histeretică de deformare moment - rotire definită prin minimum trei valori (Figura 20): rigiditatea inițială $K = (E I)$; momentul de inițiere a curgerii M_p ; panta curbei de consolidare pk . S-a adoptat modelul histeretic biliniar cu consolidare și cu degradare de rigiditate (Figura 20).

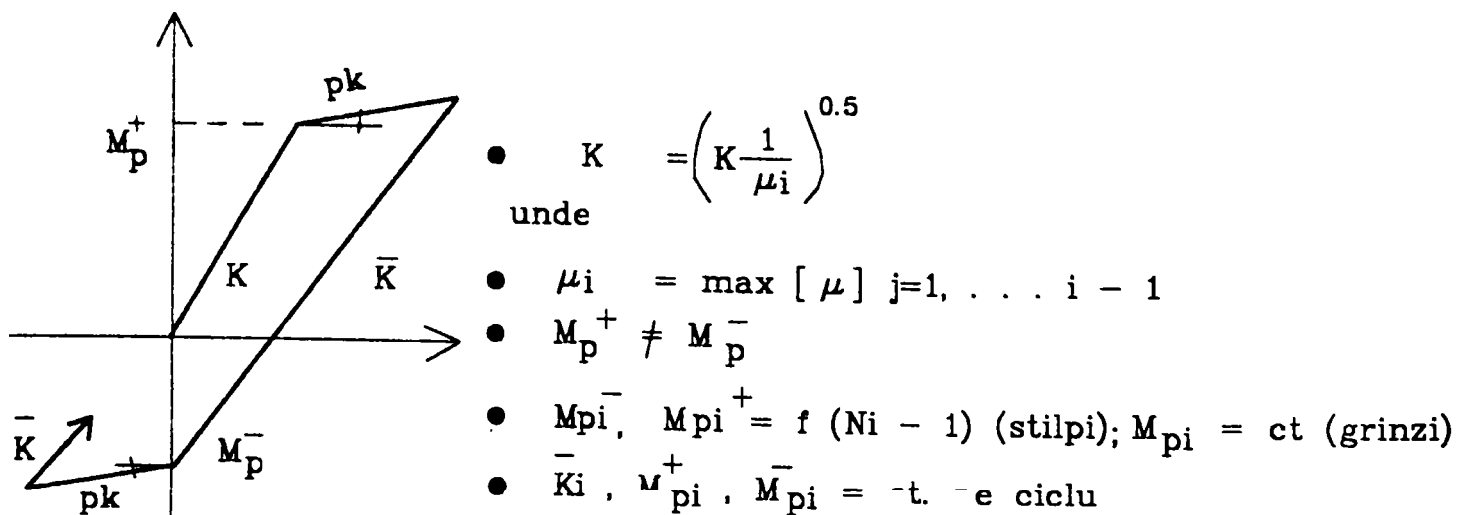


Figura 20. Legea histeretică biliniară de deformare moment - rotire cu consolidare și cu degradare de rigiditate.

Programul de calcul ANELISE ia în considerare calculul de ordinul II inclusiv efectul " P - Δ " .

Deci modelul de calcul structural (MCS) adoptat este caracterizat prin neliniaritate fizică și geometrică.

Modelarea acțiunii seismice se face prin accelerogramele mișcării terenului. Accelerogramele de proiectare care definesc acțiunea seismică trebuie să satisfacă următoarele condiții, prezentate anterior la paragraful 4.1.1.1:

- să fie reprezentative pentru teren și semnificative pentru structură;
- să fie scalate astfel încât:

$$a_t = \alpha k_s g \quad (4.4a)$$

unde: a_t = accelerația maximă a mișcării terenului;

Stabilirea accelerației maxime a mișcării terenului a_t se face pe baza relației (4.4a) prin scalarea accelerogramei selectate cu factorul de scală s :

$$s = \frac{a_t}{a_{\max}} \quad (4.5)$$

unde: a_{\max} = accelerația maximă a accelerogramei selectate.

Pentru structura în cadre plane de beton armat analizată (Figura 4.1) proiectată în zonele seismice A și D s-au ales trei accelerograme scalate conform Tabelului 4.12:

Tabelul 4.12

Scalarea accelerogramelor de calcul pentru structura proiectată în zonele seismice A și D

Accelerograma	a_{\max} [m/s ²]	Structura în zona seismică A		Structura în zona seismică D	
		a_t [m/s ²]	s	a_t [m/s ²]	s
Vrancea N-S	2,175	3,767	1,73	1,570	0,72
El-Centro N-S	3,084		1,22		0,51
București E-V, 1986	1,09		3,46		1,44

Caracteristicile geometrice, fizice și armăturile din rigle și stâlpi ale structurii analizate au fost cele rezultate din proiectarea prin metoda curentă de calcul static liniar la forțe seismice convenționale, conform Normativului P100-92.

Metoda de calcul dinamic post-elastic reprezintă cea mai corectă abordare a structurilor afectate de probleme de durabilitate. Astfel se pot introduce date exacte privind caracteristicile structurale, în general, și ariile de armătură disponibile (după degradarea lor) în secțiunile transversale ale elementelor de beton armat, în special.

Totuși, comparația între calculul dinamic post-elastic și cel liniar elastic este dificil de realizat datorită diferențelor esențiale privind ipotezele de calcul și rezultatele corespunzătoare celor două modalități de analiză structurală.

Din această cauză, rezultatele analizei dinamice post-elastice s-au determinat și comparat între calculul pe structura inițială și structura afectată în timp de probleme de durabilitate.

Astfel s-au determinat valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R din secțiunile caracteristice (capete de rigle și stâlpi) în gruparea specială a încărcărilor, în conformitate relația (4.10) modificată:

$$R = \frac{M_{ini}}{M_{nec}} \quad (4.15)$$

unde - M_{ini} reprezintă momentul încovoietor rezultat din calcul structurii inițiale;
 - M_{nec} reprezintă momentul încovoietor rezultat din calcul structurii degradate în timp datorită problemelor de durabilitate.

S-au studiat două situații diferite care pot apare la structurile existente degradate în timp, situații similare cu cele anterioare:

- **reducerea armăturilor de la partea inferioară a grinzilor în diferite secțiuni;**
- **reducerea armăturilor de la partea inferioară a grinzilor pe anumite zone.**

Reducerea armăturilor de la partea inferioară a grinzilor în diferite secțiuni

În mod similar cu ipotezele de calcul presupuse la paragraful 4.3.1.1 privind aplicarea procedurii articulațiilor plastice, s-au considerat în câmpul grinzilor, la 1/2 sau 1/4 din deschideri, armăturile inferioare reduse datorită coroziunii în timp, la valori:

$$A_{a_1} = 0 ; A_{a_2} = A_a / 2 ; A_{a_3} = 2 A_a / 3 \quad (4.16)$$

unde A_a reprezintă aria de armătură rezultată din proiectarea inițială a structurii.

Ariile de armătură modificate s-au introdus în calculul dinamic post-elastic.

Variația parametrului R determinat cu relația (4.15) este prezentată în graficele din Figurile 4.21 și 4.22. Se prezintă valorile minime R_{min} obținute pentru grinzile și respectiv stâlpii structurii. S-a studiat influența reducerii ariilor de armătură în diferite secțiuni pe deschiderea grinzilor - Figura 4.21, și influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor - Figura 4.22.

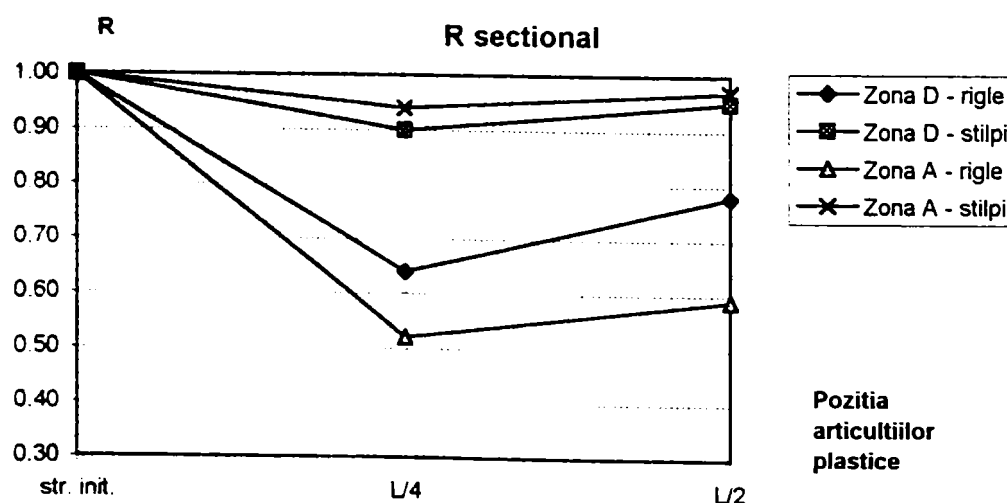


Figura 4.21. Influența reducerii ariilor de armătură inferioare, în diferite secțiuni pe deschiderea grinzilor, asupra lui R_{min} secțional.

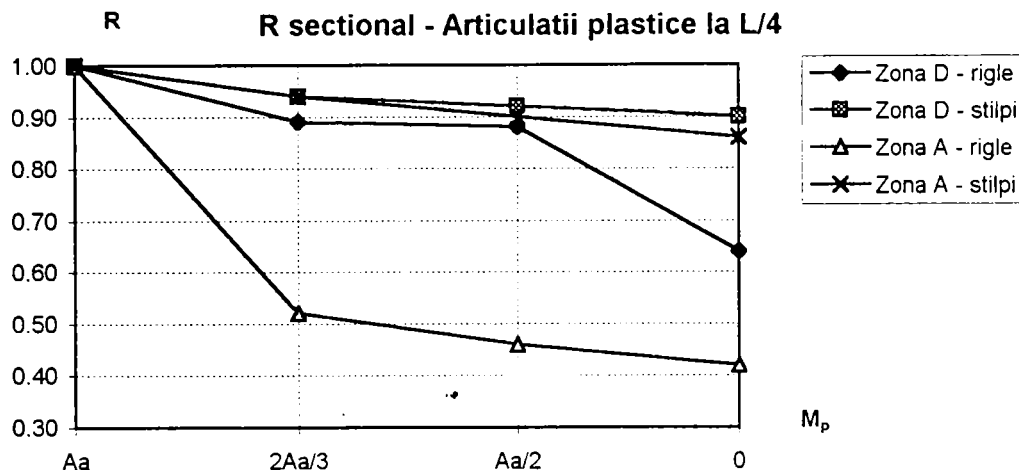


Figura 4.22. Influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor asupra lui R_{\min} sectional.

Concluziile acestui studiu sunt:

- diminuarea ariilor de armătură inferioare în câmpul grinzilor duce la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R . Cea mai mare influență apare în cazul distrugerii totale a armăturilor inferioare $A_a = 0$;
- efectul reducerii ariilor de armătură inferioare din câmpul grinzilor este semnificativ pentru grinzi și stâlpi, indiferent de zona seismică în care este amplasată structura (Figura 4.22);
- poziția secțiunilor în care ariile de armătură sunt reduse (la $1/2$ sau $1/4$ din deschiderile grinzilor) nu influențează foarte mult valorile lui R .

Calculul dinamic post-elastic reprezintă instrumentul cel mai corect pentru studiul structurilor existente luând în considerare coroziunea armăturilor în timp. Concluziile acestei analize sunt similare celor obținute prin aplicarea procedurii articulațiilor plastice reprezentând o validare a acestuia.

Reducerea armăturilor de la partea inferioară a grinzilor pe anumite zone

În mod similar cu ipotezele de calcul presupuse la paragraful 4.3.1.2 privind aplicarea procedurii modificării modului de rigiditate s-a presupus că în zona centrală a riglelor armăturile inferioare (A_a) s-au corodat în timp reducându-se la $2/3 A_a$ respectiv $1/3 A_a$.

Calculul dinamic post-elastic s-a efectuat pe structura din Figura 4.23.

Variația parametrului R determinat cu relația (4.15) sunt prezentată în graficul din Figura 4.24. Se prezintă valorile minime R_{\min} obținute pentru grinzi și respectiv stâlpii structurii. S-a studiat influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor.

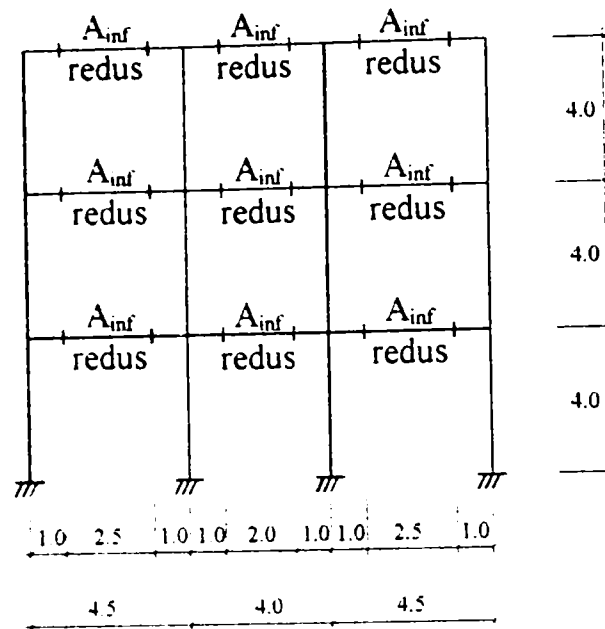


Figura 4.23. Arii de armătură inferioare modificate pentru rigle.

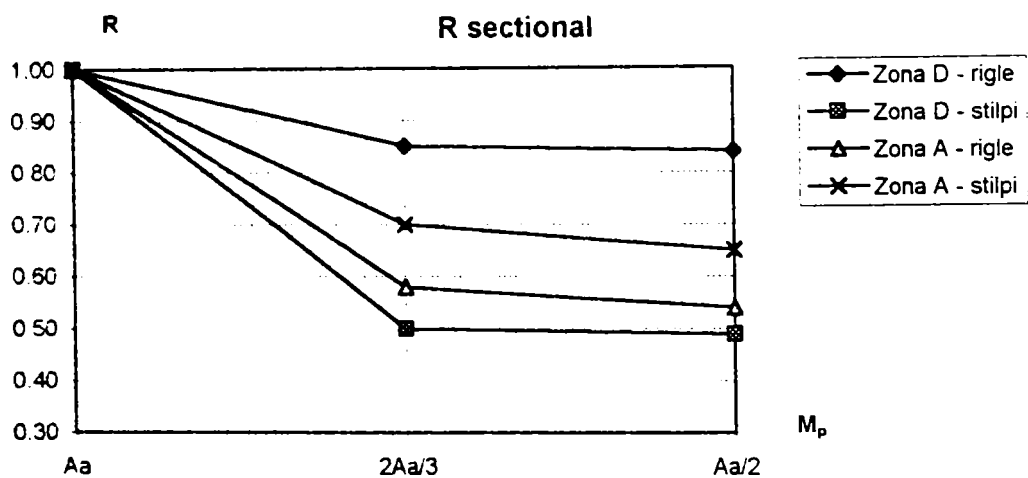


Figura 4.24. Influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor asupra lui R_{min} secțional.

Concluziile acestui studiu sunt:

- reducerea ariilor de armătură inferioare în zona centrală a grinzilor duce în general la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R ;
- efectul reducerii ariilor de armătură inferioare este semnificativ pentru grinzi și stâlpi indiferent de zona seismică în care este amplasată structura;
- gradul de reducere a ariilor de armătură inferioare (la 2/3 sau 1/2 din valoarea inițială) influențează valorile lui R .

Concluziile acestei analize sunt similare celor obținute prin aplicarea procedurii modificării modului de rigiditate reprezentând o validare a acestuia.

4.3.2. Concluzii

Necesitatea re-proiectării construcțiilor în general și a celor de beton armat, în special, apare ca urmare a acțiunilor care solicită în decursul timpului elementele structurilor de rezistență, ceea ce conduce la diminuarea, în diferite grade, a capacității portante a respectivelor structuri.

În acest scop s-au prezentat scheme originale pentru a pune în evidență efectul în timp al diferitelor acțiuni asupra rezervei de rezistență a unei structuri de beton armat.

Astfel s-a urmărit stabilirea unor procedee adecvate de calcul, care să fie capabile a introduce modificările care apar în timp în ceea ce privește proprietățile mecanice, fizice și geometrice.

Pentru stabilirea capacității de rezistență a unei structuri de beton armat după o anumită durată de exploatare în vederea consolidării acesteia, au fost propuse și analizate și două procedee de abordare ale problemei:

- **procedeul articulațiilor plastice;**
- **procedeul modificării modulului de rigiditate.**

Procedeele de analiză propuse au fost testate pentru unele structuri și programe de calcul existente.

Procedeul articulațiilor plastice, prin care se iau în considerare degradările structurale în timp, reprezintă o variantă a metodei de calcul static post-elastic E_{2b} , conform Normativului P100-92. Astfel, se consideră valorile momentelor de plastificare în secțiunile plastice potențiale pentru structura în întregime sau pentru părți ale acesteia, în zonele (secțiunile) afectate datorită coroziunii armăturilor din beton.

Analiza statică a cadrelor de beton armat se face simplificat în stadiul elastic, considerând apariția articulațiilor plastice în diferite secțiuni și respectiv momentele încovoietoare capabile.

Metoda adoptată este de complexitate superioară calculului în domeniul elastic. Se pot lua în considerare efectele defavorabile în timp ale degradărilor structurale. Analiza efectuată este simplificată, relativ ușor de utilizat, reprezentând un instrument viabil de abordare a structurilor afectate de problemele de durabilitate.

Procedeul modificării modulului de rigiditate, prin care se iau în considerare degradările structurale în timp (reducerea ariilor de armătură), prin reducerea modulului de elasticitate E și implicit a modulului de rigiditate K a unor zone ale elementelor structurale reprezintă o metodă accesibilă și viabilă de abordare a fenomenului de diminuare a capacității portante a construcțiilor afectate de probleme de durabilitate.

Analiza statică a cadrelor de beton armat se face simplificat în stadiul elastic, considerând moduli de elasticitate modificați pe diferite zone structurale.

Concluziile utilizării acestor procedee sunt:

- diminuarea ariilor de armătură inferioare în câmpul grinzilor datorită coroziunii acestora duce la la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R și implicit a capacității portante structurale;
- efectul reducerii ariilor de armătură inferioare din câmpul grinzilor este semnificativ pentru grinzi și stâlpi, indiferent de zona seismică în care este amplasată structura.

Rezultatele obținute prin folosirea celor două procedee de analiză a structurilor existente degradate au fost verificate prin **metoda de calcul dinamic post-elastic**.

Acesta reprezintă cea mai corectă abordare a structurilor afectate de probleme de durabilitate. Astfel se pot introduce date exacte privind caracteristicile structurale și ariile de armătură disponibile (după degradarea lor) în secțiunile transversale ale elementelor de beton armat.

Concluziile acestei analize sunt similare celor obținute prin aplicarea procedului articulațiilor plastice sau a procedului modificării modulului de rigiditate reprezentând o validare a acestora.

Alegerea uneia dintre metode pentru analiza structurilor existente depinde de natura degradărilor determinate experimental. Ambele procedee (procedeul articulațiilor plastice și procedeul modificării modulului de rigiditate) sunt de complexitate medie - analiza statică se face în domeniul liniar elastic - fiind accesibile inginerilor experți prin folosirea programelor de analiză structurală obișnuite.

În cazul problemelor de complexitate ridicată, calculul dinamic post-elastic reprezintă modalitatea cea mai corectă de rezolvare a problemelor.

5.

ANALIZA UNEI CONSTRUCȚII EXISTENTE CU STRUCTURA ÎN CADRE DE BETON ARMAT

La solicitarea conducerii Fabricii de Bere "Timișoreana" S.A. din Timișoara, un colectiv de cadre didactice din cadrul Facultății de Construcții, Universitatea "Politehnica" din Timișoara a efectuat expertizarea structurii de rezistență de la hala de fierbere.

5.1. Descrierea construcției

Obiectivul expertizei tehnice de la Fabrica de Bere "Timișoreana" îl reprezintă hala de fierbere prezentată în Figurile 5.1a și 5.1b.

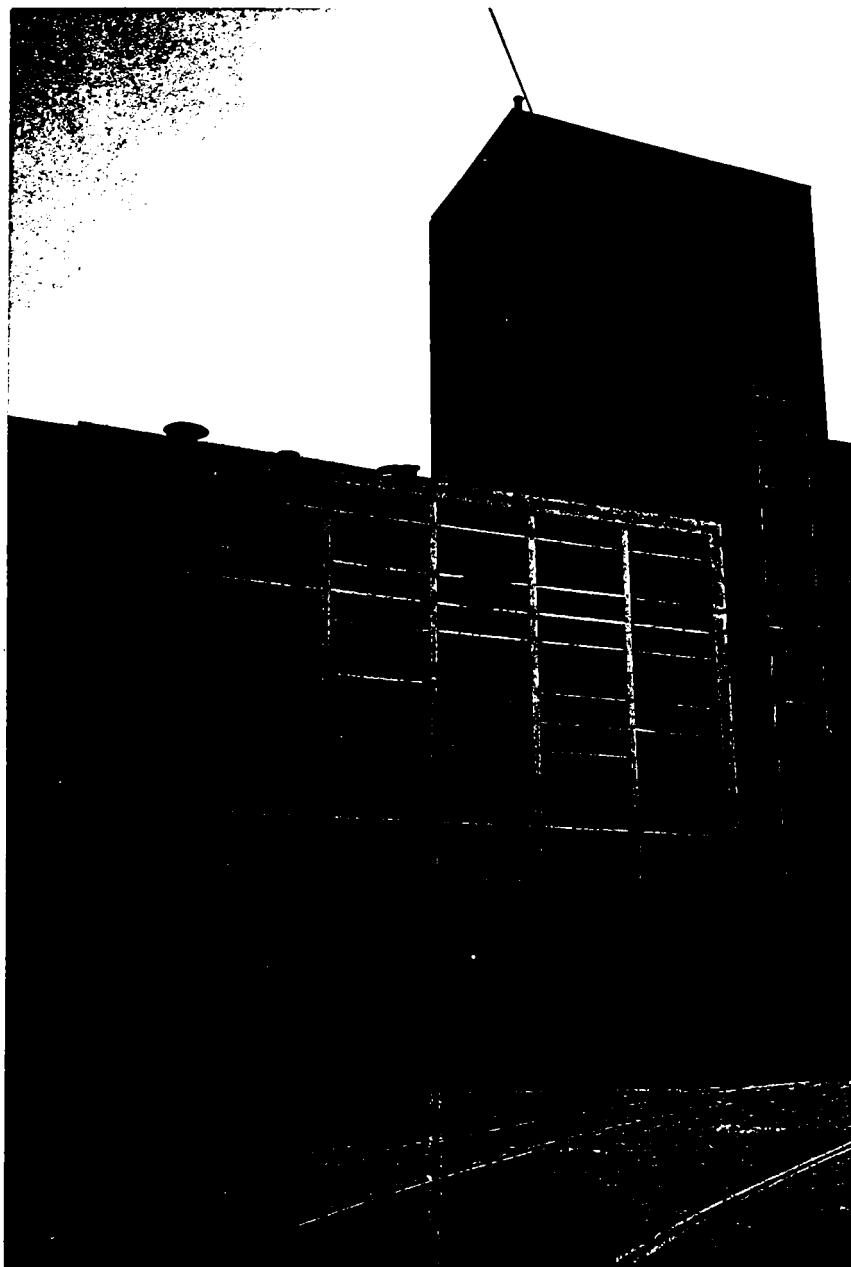


Figura 5.1a. Hala de fierbere - fațada principală.

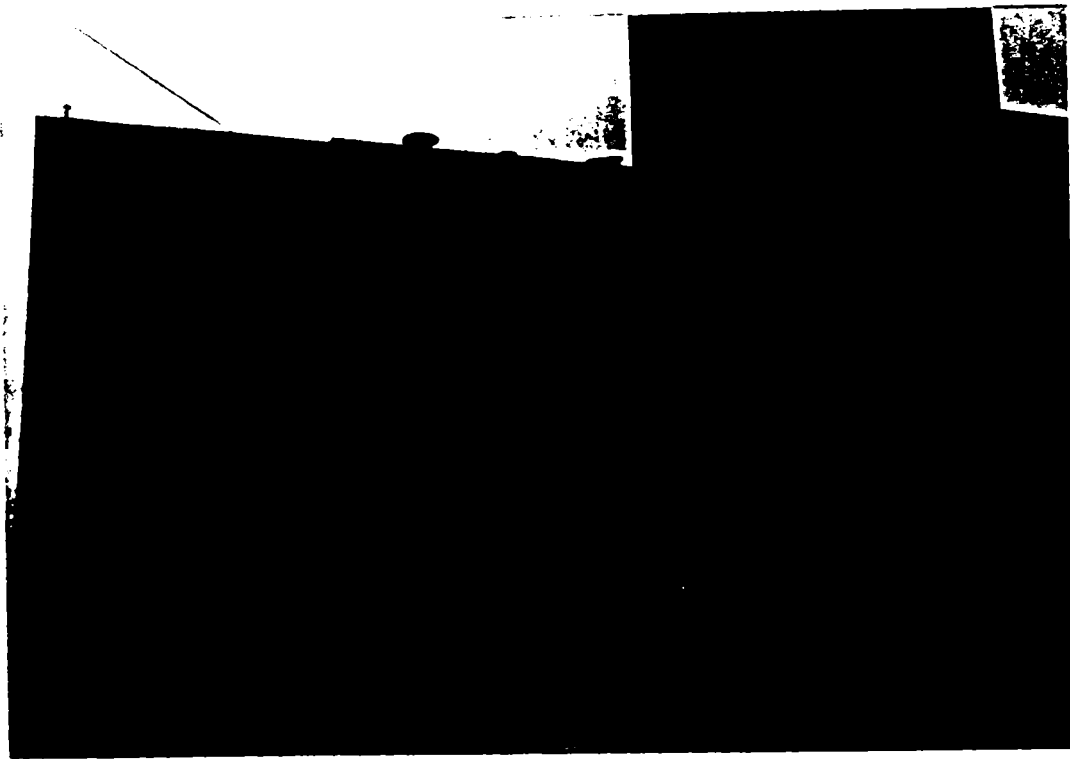


Figura 5.1b. Hala de fierbere - fațada principală.

Această structură este realizată din beton armat turnat monolit conform proiectului 10803/1961 al Institutului de Proiectări pentru Industria Bunurilor de Consum - I.P.I.B.C.

Toate referirile privind alcătuirea halei de fierbere (pozițiile elementelor structurale și nestructurale, de beton armat sau alte materiale, denumirea și notarea lor) sunt în concordanță cu proiectul menționat anterior.

Structura orizontală de rezistență a acestei hale - Figura 5.2 - este un planșeu din beton armat monolit cu două deschideri de 7,50 m (A-B-C) și patru travee, trei de 7,50 m (1-2-3-4) și una de 5,50 m (4-5). Planșeul este format din placă, grinzi secundare (pe direcția longitudinală) și grinzi principale (pe direcția transversală).

Structura verticală de rezistență este realizată în soluția cadre de beton armat monolit dispuse pe direcție transversală - Figura 5.3 - și longitudinală - Figura 5.4.

Hala de fierbere prezintă cinci nivele, parter plus patru etaje, pe care s-au dispus cazane (cota +4,40 m și +6,50 m), rezervoare cu apă (cota +14,60 m), alte utilaje. La cota +6,50 m este prevăzut un planșeu parțial (deschidere A-B, traveele 1-2-3). Deasemenea la cota +2,95 m există un alt planșeu parțial (deschiderile A-A1-A3, traveele 1-2-3). În plus există o structură de susținere a cazanelor de filtrare de la cota +6,50 m, structură realizată din grinzi metalice orizontale (cota +5,25 m) rezemate pe stâlpi de beton ce descărcă direct în fundații.

Hala de fierbere are prevăzut un turn parțial, având o deschidere (axele B-C) și două travee (axele 3-4-5), realizat din considerente tehnologice cu opt nivele, parter plus șapte etaje, turn prevăzut cu casa scârilor, lift și utilaje specifice.

Toată această alcătuire a fost realizată conform procesului tehnologic de producție aferent halei de fierbere

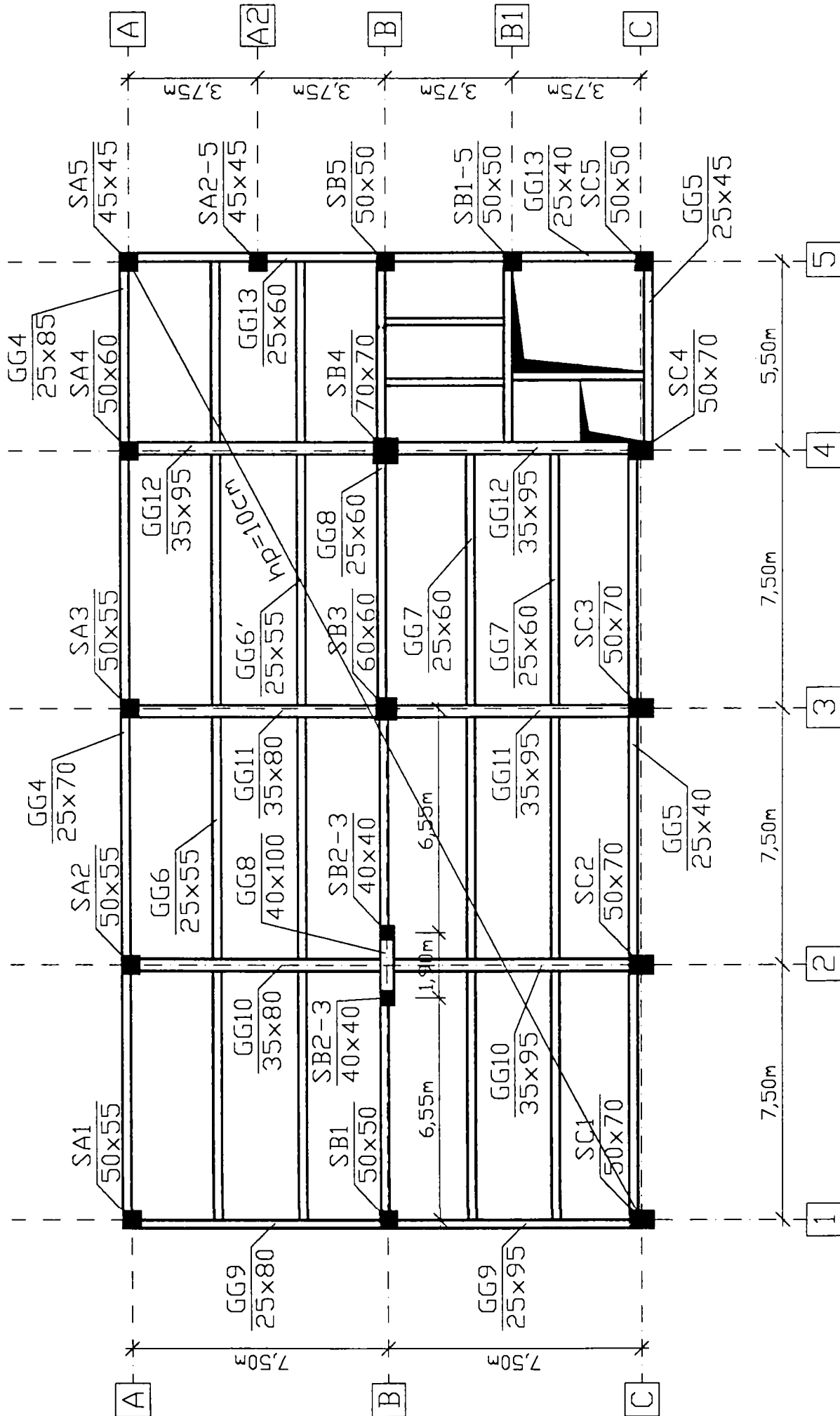


Figura 5.2. Planșeu cota +10,80 m - plan cofraj.

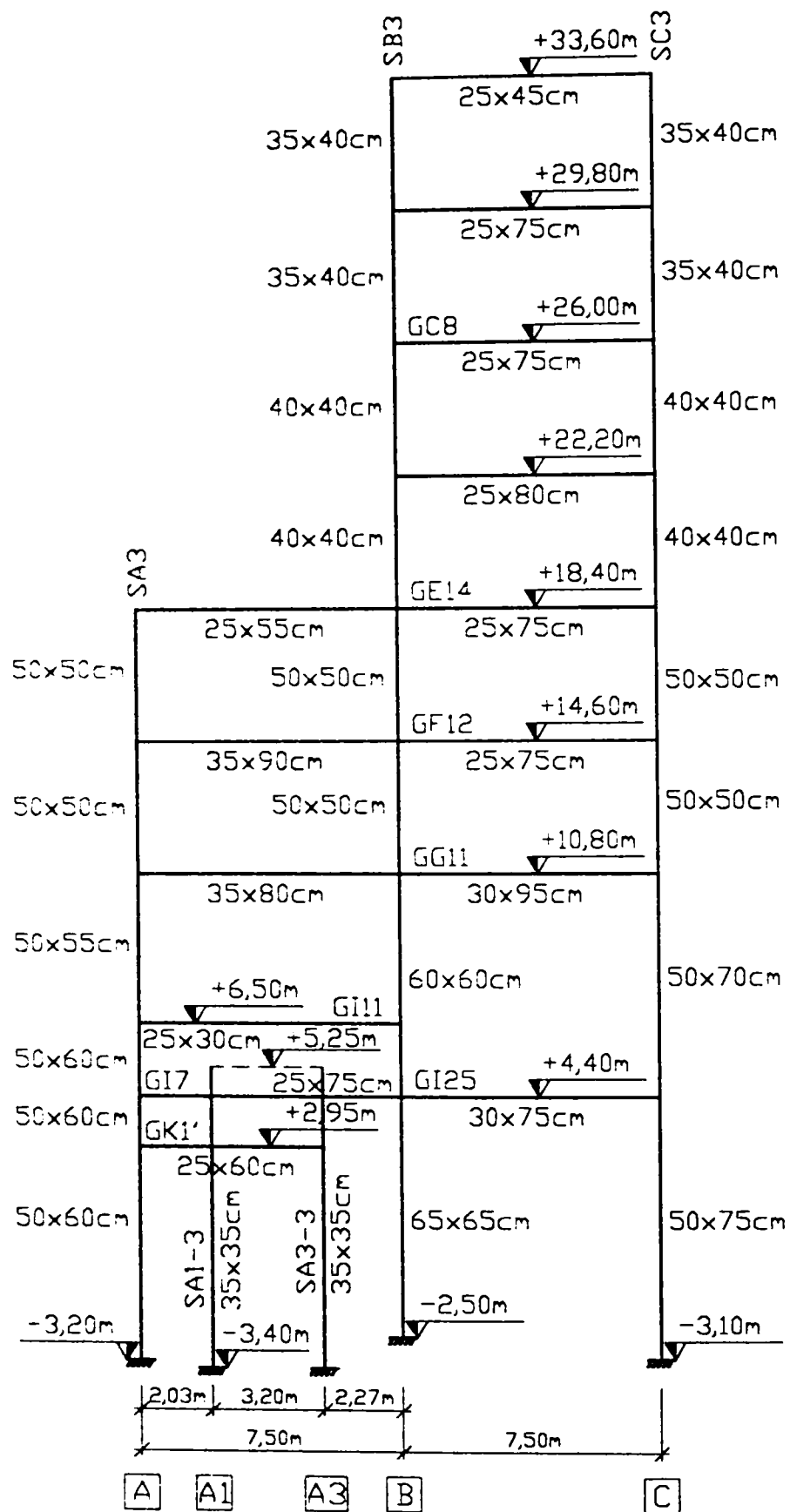


Figura 5.3. Cadrul transversal ax 3-3.

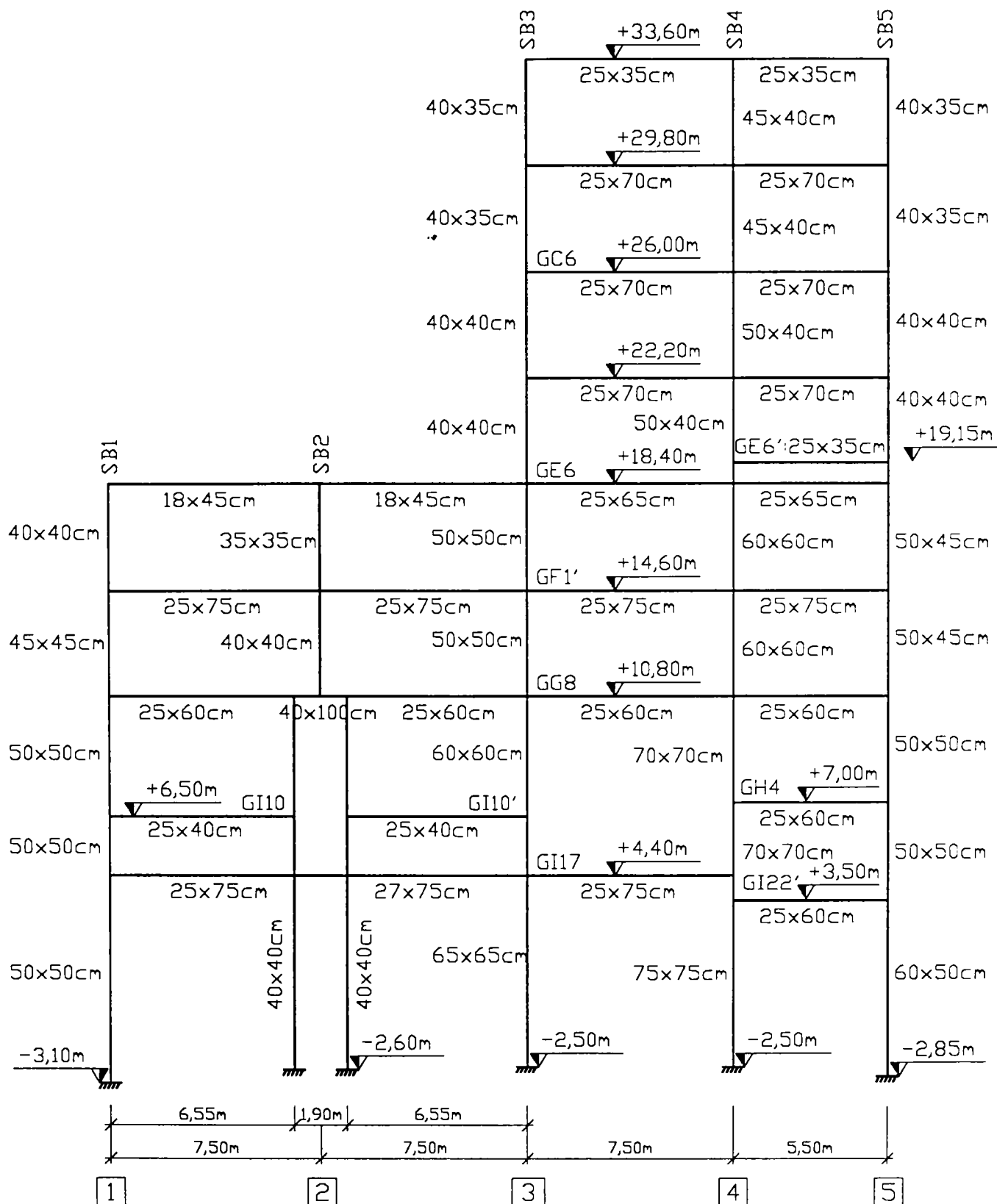


Figura 5.4. Cadrul longitudinal ax B-B.

5.2. Descrierea degradărilor

Observațiile vizuale, efectuate în mai multe etape de către colectivul de expertizare, au scos în evidență degradări locale evidente și deosebit de periculoase pentru elementele cercetate dar și pentru întreaga structură a halei de fierbere. De altfel, la astfel de concluzii au ajuns și Inspekția în Construcții Timiș și conducerea unității, fapt care a condus la emiterea comenzii de expertiză către Universitatea "Politehnica" din Timișoara.

Cele trei tipuri de elemente degradate se caracterizează prin următoarele defecte apărute în timpul exploatării halei:

a) **Grinzile secundare** deteriorate sunt nervura GG6 și grinda longitudinală GG8 de la cota + 10,80 m

Nervura GG6 este elementul cel mai afectat al structurii. Din Figurile 5.5 (a,b,c,d) se constată exfolierea completă a betonului de pe porțiunea centrală, corodarea completă a etrierilor la partea inferioară (5 perechi de etrieri) și corodarea sensibilă a celor cinci armături longitudinale de rezistență dintre care două sunt deja rupte. Această nervură are complet afectată capacitatea portantă în zona centrală și deci nu se mai poate conta pe capacitatea ei de rezistență.

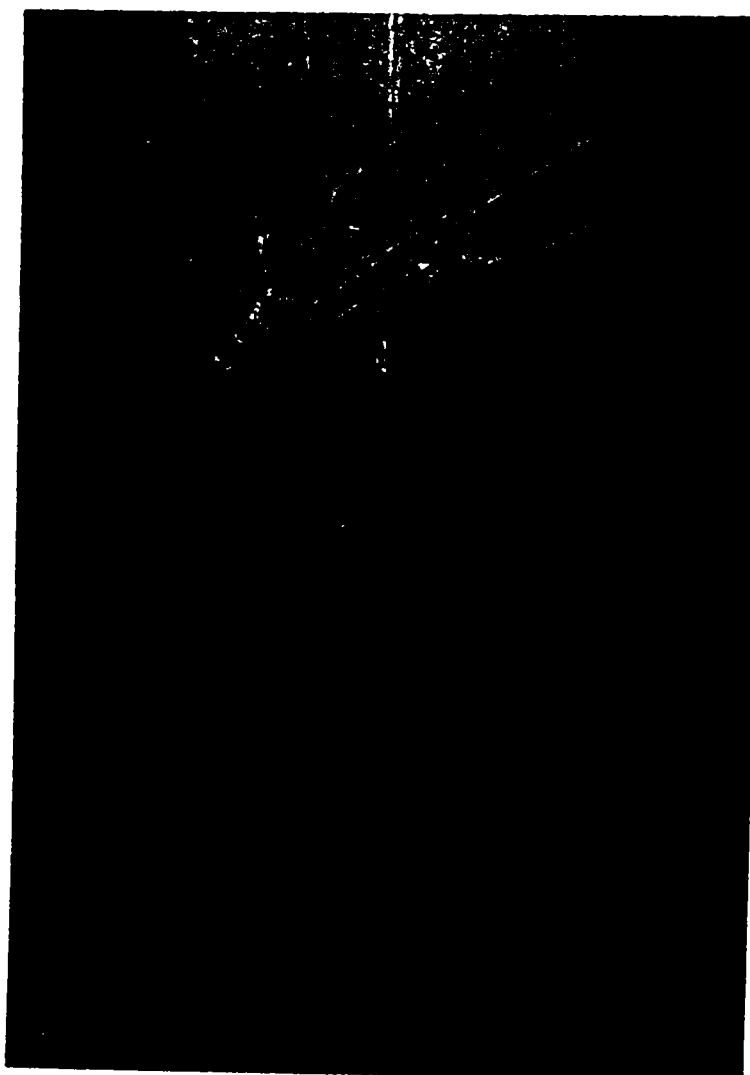


Figura 5.5a.

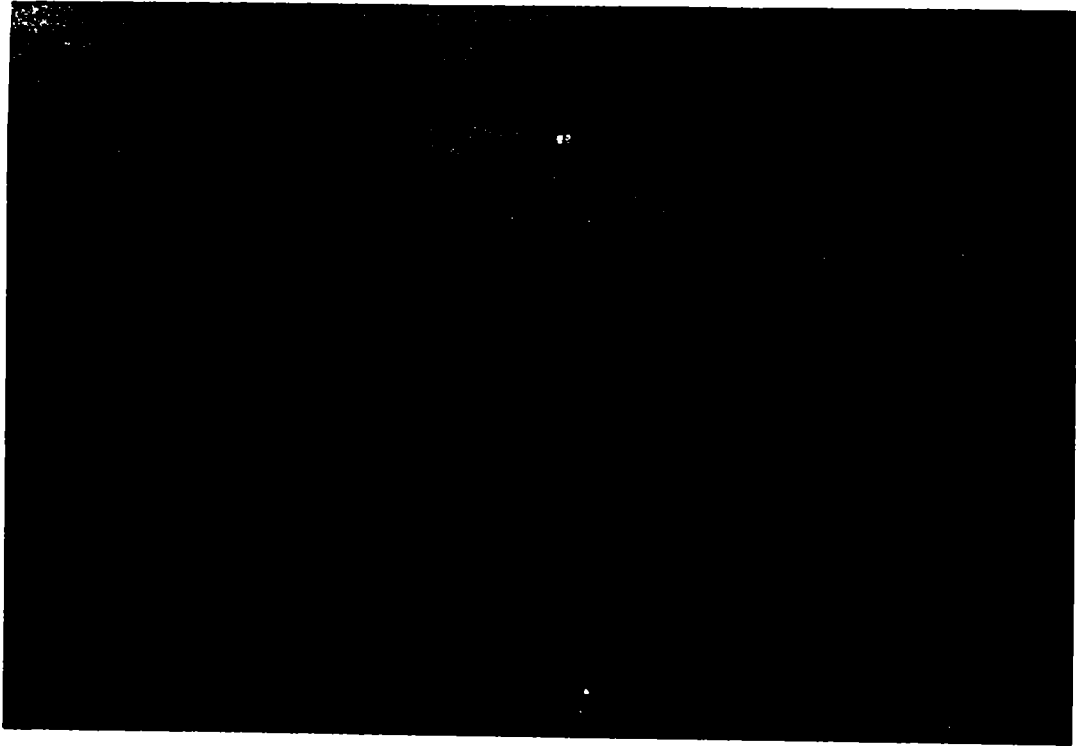


Figura 5.5b.

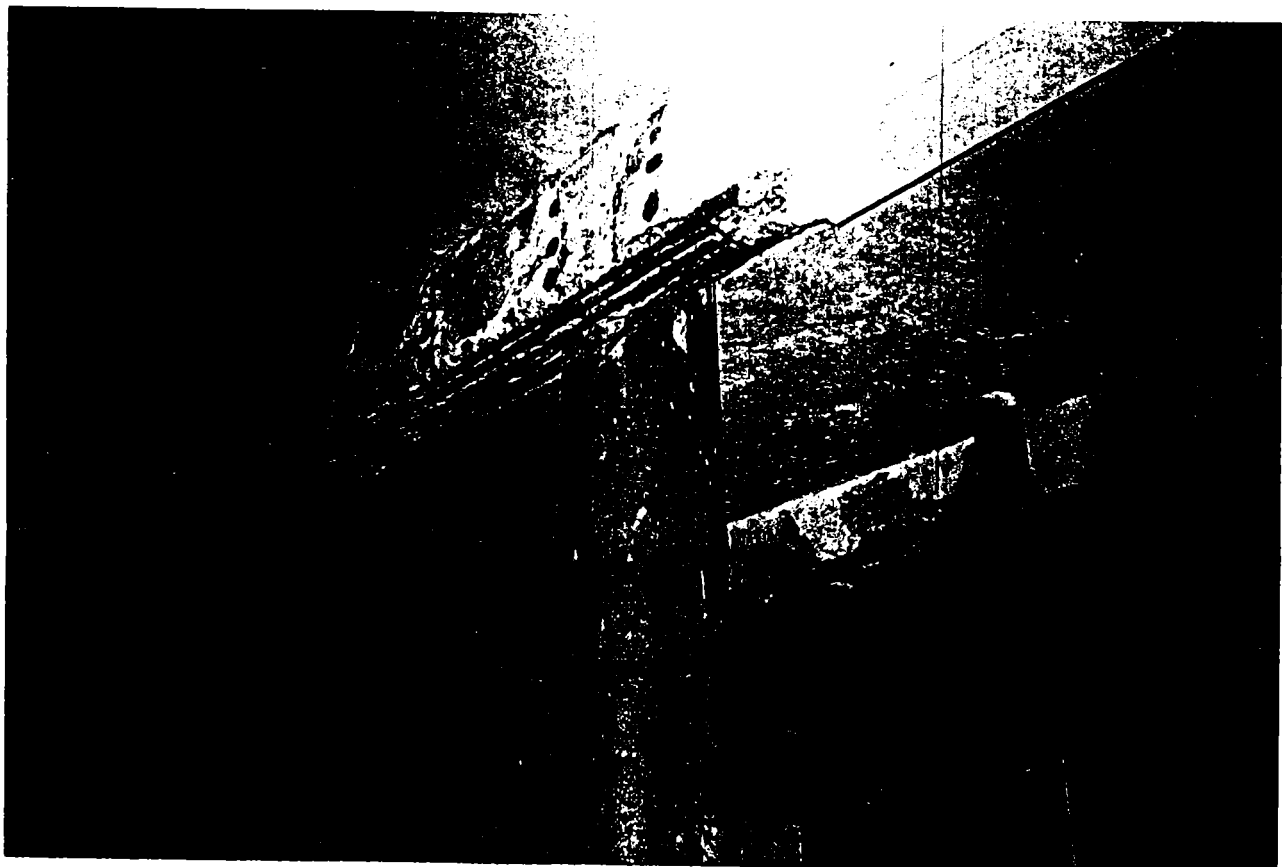


Figura 5.5c.

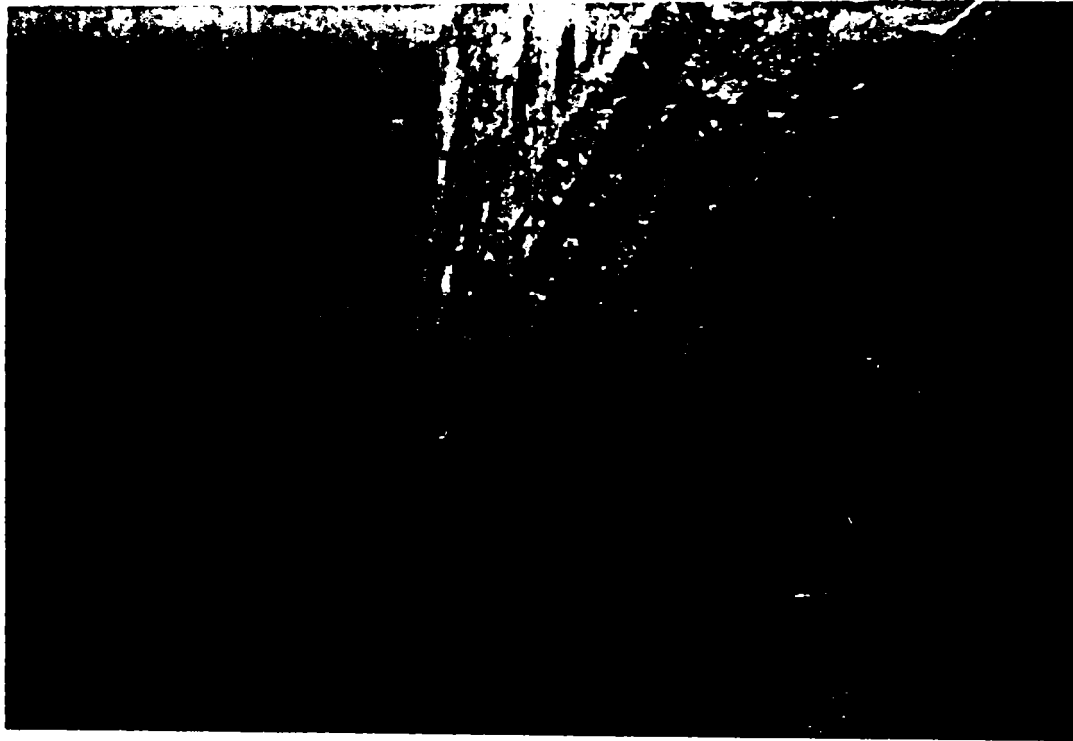


Figura 5.5d.

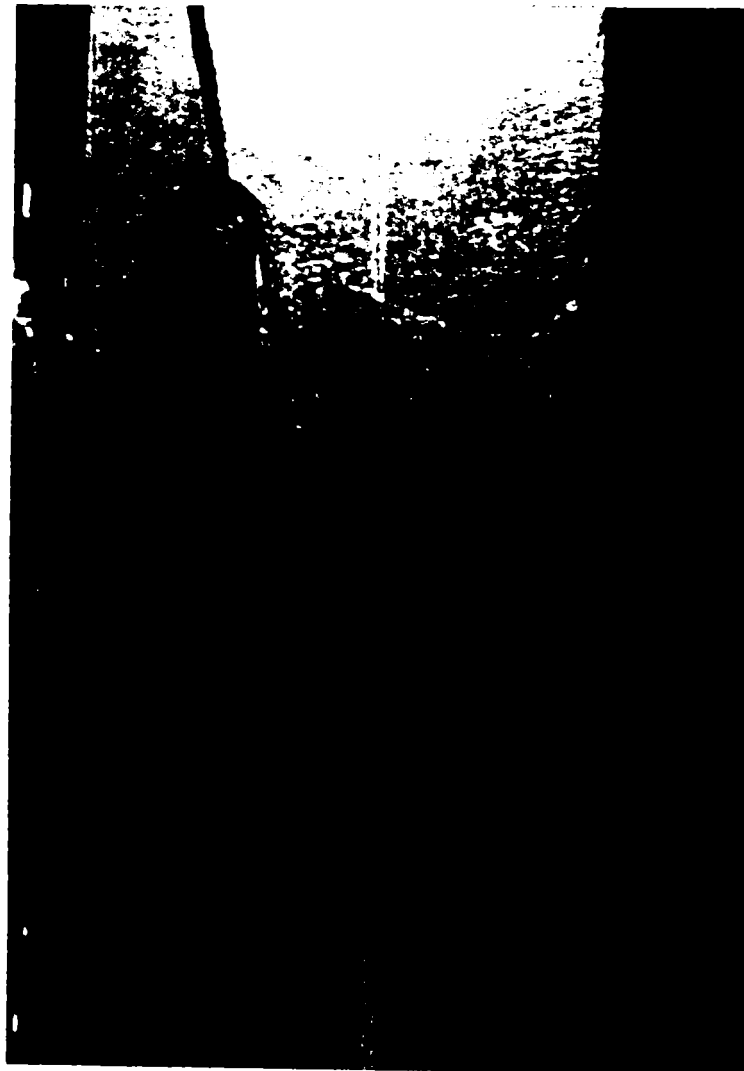


Figura 5.5e.

Grinda longitudinală GG8 este, deasemenea, foarte afectată. Din Figurile 5.5 (a,b,c,e) se observă: exfolierea completă a betonului de pe porțiunea centrală, corodarea completă a trei perechi de etrieri, corodarea sensibilă a armăturilor longitudinale de rezistență. Capacitatea portantă a grinzii este, de asemenea, puternic afectată și prin aceea că se constată fisuri orizontale pe fețele laterale deasupra armăturilor corodate.

b) Grinda principală GG11 de la cota +10,80 m - Figurile 5.6 (a,b,c,d) - este puternic afectată prin: exfolierea betonului în apropierea reazemului, coroziunea puternică a etrierilor și armăturilor longitudinale în aceeași zonă, apariția unor fisuri înclinate în apropierea legăturilor cu stâlpul, beton degradat în aceeași zonă. Având în vedere rolul acestei grinzi în structură cât și apariția degradărilor în zona periculoasă a zonei plastice potențiale se apreciază că rezerva de rezistență a acestei grinzi este sub orice limită admisă.

c) Stâlpul SB3 de între cotele +6,50 m și +10,80 m - Figurile 5.6 (a,b,c) - are un început de degradare cu consecințe periculoase în zona de susținere a grinzilor, deci în secțiunea cu solicitări maxime (momente încovoietoare). Degradările sunt observate prin: fisuri paralele cu armăturile verticale de rezistență, exfolierea betonului și corodarea unor armături verticale, mai vizibil în unul dintre colțurile stâlpului.

Cauzele care au condus la apariția acestor defecte locale ale unor elemente de rezistență sunt datorate acțiunii ionilor de clor care au rezultat din soluțiile de sare ce au existat, o anumită perioadă, pe planșeul respectiv (cota +10,80 m).



Figura 5.6a.

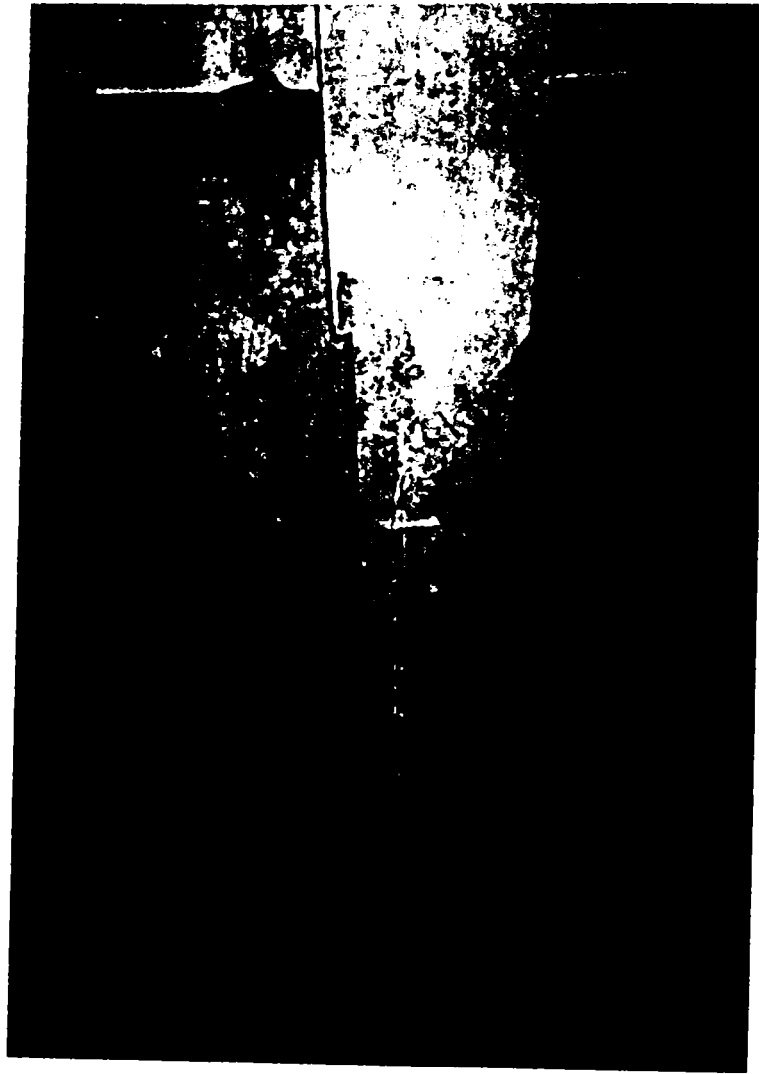


Figura 5.6b.

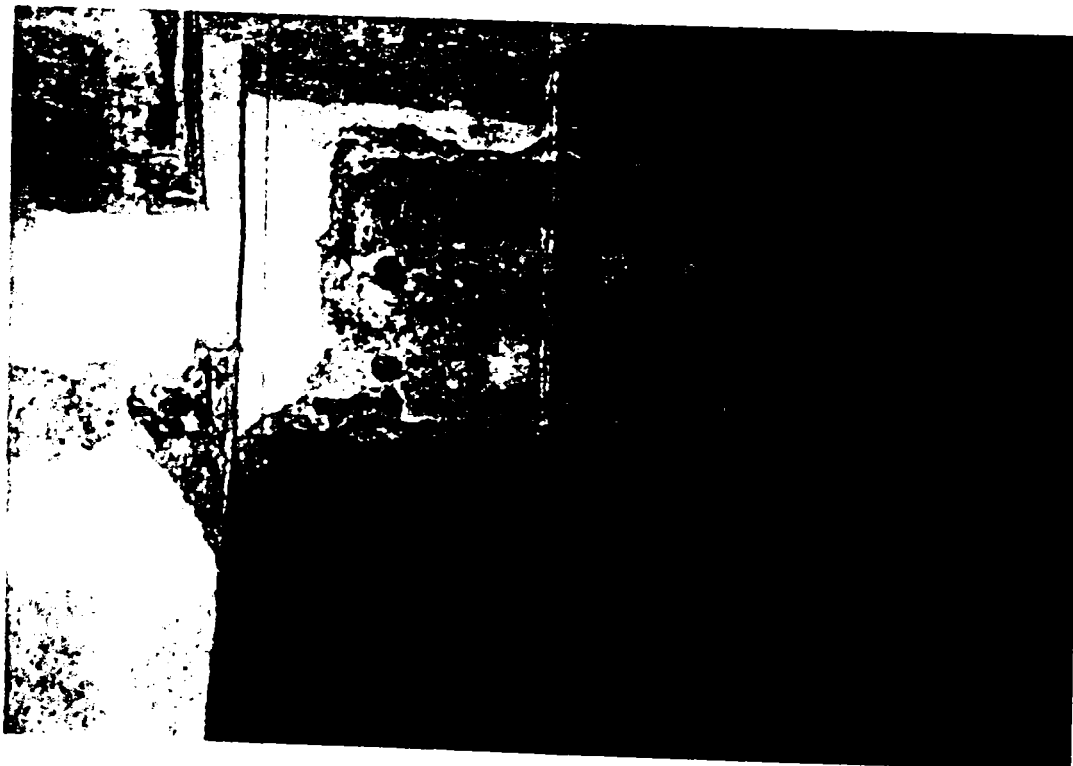


Figura 5.6c.



Figura 5.6d.

5.3. Cauzele degradărilor

Degradările elementelor de rezistență sunt datorate acțiunii ionilor de clor care au rezultat din soluțiile de sare care s-au folosit, o anumită perioadă, în procesul tehnologic.

Procesul de deteriorare în timp a unui element de beton armat este descris pe larg în Capitolul 1 și în rezumat în continuare.

Acest proces se caracterizează prin: perioada inițială care reprezintă timpul până când începe coroziunea și perioada de coroziune propriu-zisă adică timpul de deteriorare.

a) **Perioada inițială** se produce, în principiu, în doua moduri: carbonatarea betonului din jurul barelor de armatură și prezența ionilor de clor.

Mecanismul de carbonatare a betonului este similar cu cel al pătrunderii ionilor de clor. Acest lucru se datorește faptului că principalii factori influențează într-un mod similar cele două procese. Principalii factori care influențează carbonatarea și pătrunderea cloridelor sunt: concentrația dioxidului de carbon și/sau cea a ionilor de clor, condițiile din mediul înconjurător - temperatura și umiditatea, proprietățile de penetrare ale betonului și capacitatea de legare sau reacția chimică.

b) Perioada de coroziune propriu-zisă

După ce procesul de depasivare a stratului de protecție a armăturilor, fie prin carbonatarea betonului fie prin pătrunderea ionilor de clor, s-a produs, atunci are loc coroziunea barelor de oțel prin acțiunea apei și a oxigenului.

Produsele procesului de coroziune se caracterizează printr-un volum cu mult mai mare față de oțelul inițial din care provin (de aproximativ opt ori mai mare). Datorită acestui fapt se produce distrugerea betonului din jurul barelor de armatură care se manifestă prin fisuri paralele cu armăturile și apoi prin dislocarea stratului de acoperire a barelor de oțel.

Ionii de clor provenind din săruri reprezintă un risc foarte mare pentru producerea coroziunii barelor de oțel. S-a constatat că în situații când ionii de clor ating armăturile din beton se produce o puternică coroziune locală a acestora.

Un model numeric pentru calculul perioadei de inițiere și a perioadei de coroziune propriu-zisă este prezentat în Tabelul 1.1. Pe baza literaturii tehnice cât și a experienței practice din domeniu, profesor Corneliu Bob a propus o formulă unică atât pentru adâncimea de carbonatare cât și pentru cea de penetrare a ionilor de clor.

5.4. Determinări experimentale

5.4.1. Determinări nedistructive privind rezistența betonului

Pentru aceste determinări s-au folosit metoda sclerometrului cu recul, metoda ultrasonică de impuls și combinația acestora.

a) Metoda sclerometrului cu recul

Prin metoda sclerometrului cu recul au fost făcute măsurători pe principalele elemente de rezistență ale structurii din zona degradată în diferite secțiuni.

Valorile experimentale înregistrate sunt prelucrate și trecute în Tabelul 5.1 și 5.2.

La prelucrarea acestor date sau utilizat coeficienții dați în Normativul pentru încercarea betonului prin metode nedistructive-indicativ C26/85.

b) Metoda ultrasonică de impuls

La folosirea acestor metode au fost respectate, de asemenea, prevederile Normativului C26/85. Măsurătorile au fost făcute în aceleași puncte și secțiuni ca și la Metoda sclerometrului cu recul.

Înainte de fiecare determinare a fost verificată corecta utilizare a aparatului prin măsurători pe bara metalică etalon.

Valorile experimentale înregistrate sunt prelucrate și trecute în Tabelul 5.1 și 5.2.

c) Metoda combinată

Cu valorile obținute pentru indicii de recul și viteza ultrasunetelor, s-a stabilit rezistența betonului în diverse secțiuni ale elementelor cercetate prin utilizarea tabelelor și coeficienților date în normativul C26/85.

Rezultatele calculelor efectuate sunt prezentate în Tabelul 5.1 și 5.2.

Această metodă a fost luată ca bază pentru stabilirea concluziilor privind calitatea betonului folosit în elementele de rezistență cercetate ale structurii.

Calculul coeficienților folosiți s-a făcut cu ajutorul Normativului C26/85.

Biografia betonului:

- beton: B170 (Bc 15);
- ciment: II/A - S32,5R (Pa 35);
- dozajul de ciment: 314 kg/m³;
- agregat silicios de râu;
- fracțiunea 0-1 mm: 19 %;
- betonul se păstrează în aer; nu se folosesc adaosuri;
- $\theta_i = 15$ °C;
- vârsta betonului $t_i = 30$ ani;
- $d_{\max} = 31$ mm.

Tabelul 5.1

Rezultatele încercărilor nedistructive pe grinzi transversale și stâlpi

Element	Secțiune	Sclerometru $C_t = 0,853$		Ultrasunete $C_t = 1,350$		Combinată $C_t = 1,056$
		N	R_c [N/mm ²]	v [m/s]	R_c [N/mm ²]	R_c [N/mm ²]
GG11 gr. transv. desch. B-C	1.	42,9	37,4	3804	20,2	29
	2.	44	38,5	3523	14,7	22,7
	3.	43,4	38,4	3750	19,1	26,4
	4.	40,1	32,0	3840	21,1	25,3
	5.	39,8	31,5	3661	15,6	20,6
	6.	41,3	34,2	3482	14,2	18,2
	7.	41,4	34,4	3495	14,5	18,8
GI25 gr. transv. desch. B-C	1.	34,8	23,4			
	2.	39,4	30,8			
	3.	37,5	27,5			
GG11 gr. transv. desch. A-B	1.	39	30,1			
	2.	41,3	34,2			
	3.	39,4	30,8	3302	11,7	16,1
	4.	41,7	35,0	3750	19,4	25,3
	5.	42	35,5	3615	16,2	22,5
	6.	43,5	38,7	3564	15,6	22,1
	7.			3357	15,3	
	8.			3730	19,0	
GF12 - gr. transv. desch. A-B	1.	39,5	31,0			
	2.	42,2	36,0	4117	28,9	34,4
Stâlp SC3 cota: +4,40 la +10,80	1.	41	33,7	3713	18,4	24
	2.	43,9	40,0	4425	39	42,8
Stâlp SB3 cota: +4,40 la +10,80	1.	39,7	31,3	4081	28,0	31,0
Stâlp SB3 cota: 0,00 la +4,40	1.	36,5	26,0	3651	17,1	18,3
Stâlp SC3 cota: 0,00 la +4,40	2.	32,5	20,0			

Tabelul 5.2

Rezultatele încercărilor nedistructive pe grinzi longitudinale

Element	Secțiune	Sclerometru $C_t = 0,853$		Ultrasunete $C_t = 1,350$		Combinată $C_t = 1,056$
		N	R_c [N/mm ²]	v [m/s]	R_c [N/mm ²]	R_c [N/mm ²]
GG6 traveea 3-4	1.	42,3	36,2	4021	26,0	31,6
	2.	41,9	35,4	4063	27,2	32,7
	3.	40,3	32,4			
	4.	40,1	32,0			
GG6 traveea 3 - 4	1.	42,8	37,2	3698	18,2	25,3
	2.	45,6	40,5	3993	25,3	35,9
	3.	42	35,5	4032	26,3	32,3
	4.	42,8	37,2	4053	26,8	33,7
	5.	39,3	30,6	3816	20,5	24,2
	6.	39,6	31,2	3806	20,2	24,5
	7.	43	37,8	3903	22,5	26,7
	8.	43,2	38,2	3959	24,1	32,1
GG7 traveea 3-4	1.	41	33,7	3749	19,1	24,4
	2.	40,8	33,3	3731	18,8	24,2
	3.	41,4	34,4	3947	23,9	29,8
	4.	41,8	35,3	3886	22,2	27,7
GI8 - traveea 3-4	1.	38,6	29,4	3768	19,7	22,2
GI 17 traveea 2-3	1.	32,6	20,1	3048	9,05	10,2
	2.	38,4	29,0			
GF1 - traveea 3-4	1.	40,2	32,2	3525	15,0	20,0

Pentru grinzi: $0,77 \times R_b = 13,10 \text{ N/mm}^2$ $R_b = 17,0 \text{ N/mm}^2$
 $0,55 \times R_b = 9,35 \text{ N/mm}^2$

Pentru stâlpi: $0,82 \times R_b = 13,94 \text{ N/mm}^2$
 $0,60 \times R_b = 10,20 \text{ N/mm}^2$

Concluzii: Din valorile rezultate prin măsurători nedistructive se poate aprecia că în toate secțiunile cercetate betonul este corespunzător întrucât a rezultat $R_{\min} > 0,6 R_b$ conform indicațiilor din C26/85. Anumite valori foarte mici ale rezistenței betonului sau chiar imposibil de pus în evidență prin metoda ultrasunetelor pot fi interpretate ca rezultând din prezența unor fisuri în aceste zone degradate prin coroziunea armăturilor.

Este cunoscut faptul că prezența ionilor de clor și/sau bioxid de carbon contribuie la procesul de coroziune a armăturilor și nu la degradarea betonului simplu. În consecință datele obținute cu sclerometru sunt mai aproape de calitatea betonului.

5.4.2. Determinarea stării de carbonatare a betonului

În scopul aprecierii gradului de conservare a armăturilor din grinzile longitudinale s-au făcut determinări pentru stabilirea carbonatării betonului. În acest scop, cu ajutorul unui burghiu au fost extrase probe de beton pe adâncimi care au crescut progresiv din 15 în 15 mm până la o adâncime totală de 45 mm, din diferite zone de pe grindă.

Pentru analiză s-au utilizat testul cu fenolftaleină pe praful de beton extras din grindă.

Rezultatele acestor determinări sunt prezentate în Tabelul 5.3.

Tabelul 5.3

Nr. crt.	Locul probei	Adâncimea [mm]	Valori		Observații carbonatare
			culoare viraj	pH	
1.	Sect. 1.	15	slab carmin	> 9	slabă
2.		30	carmin	>> 9	nu
3.		45	roz	= 9	slabă
4.	Sect. 2.	15	carmin	>> 9	nu
5.		30	slab carmin	> 9	slabă
6.		45	slab carmin	> 9	slabă
7.	Sect. 3.	15	carmin	>> 9	nu
8.		30	roz	= 9	slabă
9.		45	slab carmin	> 9	slabă

Concluzii: Din analiza rezultatelor prezentate în Tabelul 5.3 se poate preciza că nu s-a realizat o carbonatare clară a betonului din grinda cercetată deși au trecut 30 de ani de la darea în funcțiune a structurii. Această constatare se explică prin prezența măsurilor de protejare a elementelor de planșeu prin vopsire periodică.

5.5. Studiul stării de eforturi

Din considerente legate de conformarea aproximativ regulată a structurii și a modului de realizare a planșeelor (cu grinzi principale și secundare), analiza statică a structurii de rezistență a halei de fierbere s-a făcut pe două cadre plane, unul transversal (din axul 3-3) și unul longitudinal (din axul B-B). Acestea au fost alese din structura globală ca fiind cele degradate din acțiunea agenților agresivi, așa cum s-a arătat la punctul 5.2: grinda transversală GG11 (35x80 cm) din axul 3-3, deschiderea A-B, grinda longitudinală GG8 (25x60 cm) din axul B-B, traveea 3-4.

Schema statică a cadrelor plane analizate este cea prezentată în Figura 5.3 respectiv Figura 5.4.

Următoarele încărcări, care acționează asupra structurii, au fost grupate pe ipoteze de încărcare și luate în calcul:

- ipoteza 1 - încărcări permanente date de greutatea proprie a: elementelor de rezistență ale structurii (plăci de planșee, grinzi, stâlpi); elementelor de finisaj (pardoseli, tencuieli); pereții de zidărie de închidere și compartimentare; straturile de termoizolație și hidroizolație ale acoperișului tip terasă.
- ipoteza 2 - încărcări cvasipermanente date de greutatea proprie a utilajelor (exclusiv conținutul acestora specific procesului de producție).
- ipoteza 3 - încărcări cvasipermanente date de greutatea conținutului utilajelor (cazane, rezervoare de apă, buncăre, etc.) specifice procesului de producție.
- ipoteza 4 - încărcări utile pe planșeele structurii funcție de destinația spațiilor existente.
- ipoteza 5 - încărcarea seismică pentru structura studiată având clasa de importanță a construcțiilor obișnuite și fiind amplasată în Timișoara.

Încărcarea seismică considerată în calcul s-a determinat în două faze:

a) pentru evaluarea forței seismice capabile S_{cap} a structurii cu relația (4.2) s-a încărcat structura cu forța seismică S_0 determinată conform Normativului P.13-63 [4.7], în vigoare la data proiectării construcției situată în regiune seismică, cu relația corespunzătoare fiecărui mod propriu de vibrație al structurii:

$$S = c Q \quad (5.1)$$

în care c este coeficientul de seismicitate:

$$c = K_s \beta \varepsilon \psi \geq c_{min} = 0,02 \quad (5.2)$$

și Q rezultanta încărcărilor gravitaționale.

S-au calculat acești coeficienți pentru modul propriu de vibrație 1 al structurii studiate, în care se obțin forțele seismice orizontale cele mai importante, rezultând:

- $K_s = 0,025$ pentru gradul de seismicitate de calcul al construcției 7 corespunzător gradului de seismicitate 7 al zonei Timișoara și clasa de importanță II (construcții obișnuite);
- $\beta = 0,9 / T$ ($0,6 \leq \beta \leq 3,0$) pentru modul propriu de vibrație 1 al structurii pe direcția transversală cu perioada $T = 1,584$ sec., respectiv pe direcția longitudinală cu perioada $T = 1,835$ sec., rezultând valoarea minimă $\beta = 0,6$;
- $\varepsilon = 0,8191$ pe direcția transversală, respectiv $\varepsilon = 0,8498$ pe direcția longitudinală, coeficient de echivalență între sistemul real cu mai multe grade de libertate și sistemul convențional cu un grad de libertate, corespunzător modului propriu de vibrație 1 ;
- $\psi = 1,2$ pentru construcții cu structura în cadre de beton armat;
- $c = 0,0147$ pe direcția transversală, respectiv $c = 0,0153$ pe direcția longitudinală, rezultând $c = c_{min} = 0,02$.
- $S = 193,40$ kN = S_0 pe direcția transversală, respectiv $S = 319,60$ kN = S_0 pe direcția longitudinală.

Calculul perioadelor proprii de vibrație pe direcția transversală (cadrul transversal - Figura 5.7) respectiv pe direcția longitudinală (cadrul longitudinal - Figura 5.8) și a coeficienților de echivalență ε s-a făcut automat pe calculator folosind programul CADGRAF [4.6].

b) evaluarea încărcării seismice convenționale $S_{necesar}$ s-a făcut conform prevederilor Normativului P100-92 considerând construcția existentă ca o construcție nouă. Pentru structura studiată a rezultat în modul propriu de vibrație 1 :

- $\alpha = 1,0$ pentru clasa de importanță III (construcții de importanță normală);
- $k_s = 0,16$ pentru zona seismică de calcul D (Timișoara);
- $\beta = 1,916$ pentru modul propriu de vibrație 1 al structurii pe direcția transversală cu perioada $T = 1,584 \text{ sec.} > T_c = 1,0 \text{ sec.}$ (perioada de colț pentru Timișoara), respectiv $\beta = 1,699$ pe direcția longitudinală cu perioada $T = 1,801 \text{ sec.} > T_c = 1,0 \text{ sec.}$;
- $\psi = 0,2$ pentru construcții cu structura în cadre etajate;
- $\varepsilon = 0,8191$ pe direcția transversală, respectiv $\varepsilon = 0,8498$ pe direcția longitudinală, coeficient de echivalență între sistemul cu mai multe grade de libertate și sistemul convențional cu un grad de libertate, corespunzător modului propriu de vibrație 1 ;
- $c = \alpha k_s \beta \psi \varepsilon = 0,0502$ pe direcția transversală, respectiv $c = 0,0462$ pe direcția longitudinală;
- $S_{necesar} = S = c G = 485,43 \text{ kN}$ pe direcția transversală, respectiv $S_{necesar} = 738,28 \text{ kN}$ pe direcția longitudinală, G fiind rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru întreaga structură.

Cu aceste ipoteze de încărcare, multiplicat cu coeficienții încărcărilor corespunzători, s-au realizat combinații de încărcări în gruparea fundamentală și specială conform Tabel 5.4:

Tabelul 5.4

Ipoteze și combinații de încărcări

Combinatii	Ipoteze	Ipoteze				
		Ipoteza 1 Permanentă	Ipoteza 2 Cvasiperm. I	Ipoteza 3 Cvasiperm. II	Ipoteza 4 Utilă	Ipoteza 5 Seism
Înc. gravitaționale normate	1.	1,0	1,0	1,0	0,8	0,0
Încărcări seismice orizontale	2.	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
	3.	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,0
Gruparea fundamentală	4.	1,2	1,2	1,1	1,3	0,0
Gruparea specială	5.	1,0	1,0	1,0	0,8	1,0
	6.	1,0	1,0	1,0	0,8	-1,0

Aceste combinații de încărcări s-au aplicat atât cadrului longitudinal cât și celui transversal.

Calculul static s-a executat automat pe calculator, folosind programul CADGRAF - Analiza statică și seismică a cadrelor plane - IPCT București, versiunea 1994.

Modelarea în elemente finite a cadrului transversal și longitudinal s-a făcut conform Figurii 5.7 respectiv Figurii 5.8. În aceste figuri se prezintă discretizarea în noduri și bare a cadrelor plane analizate.

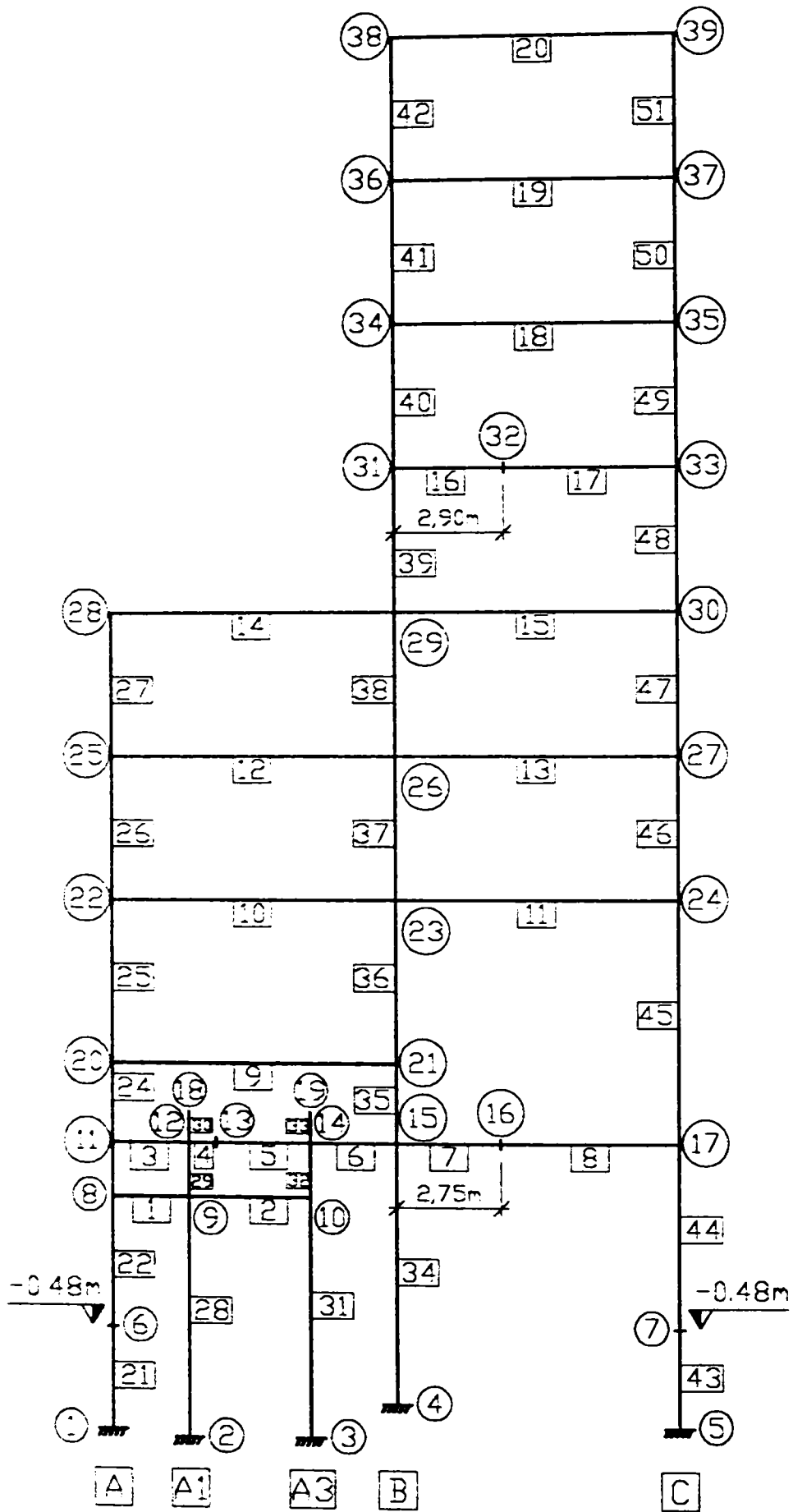


Figura 5.7. Discretizarea CADGRAF a cadrului transversal.
Numerotare bare și noduri.

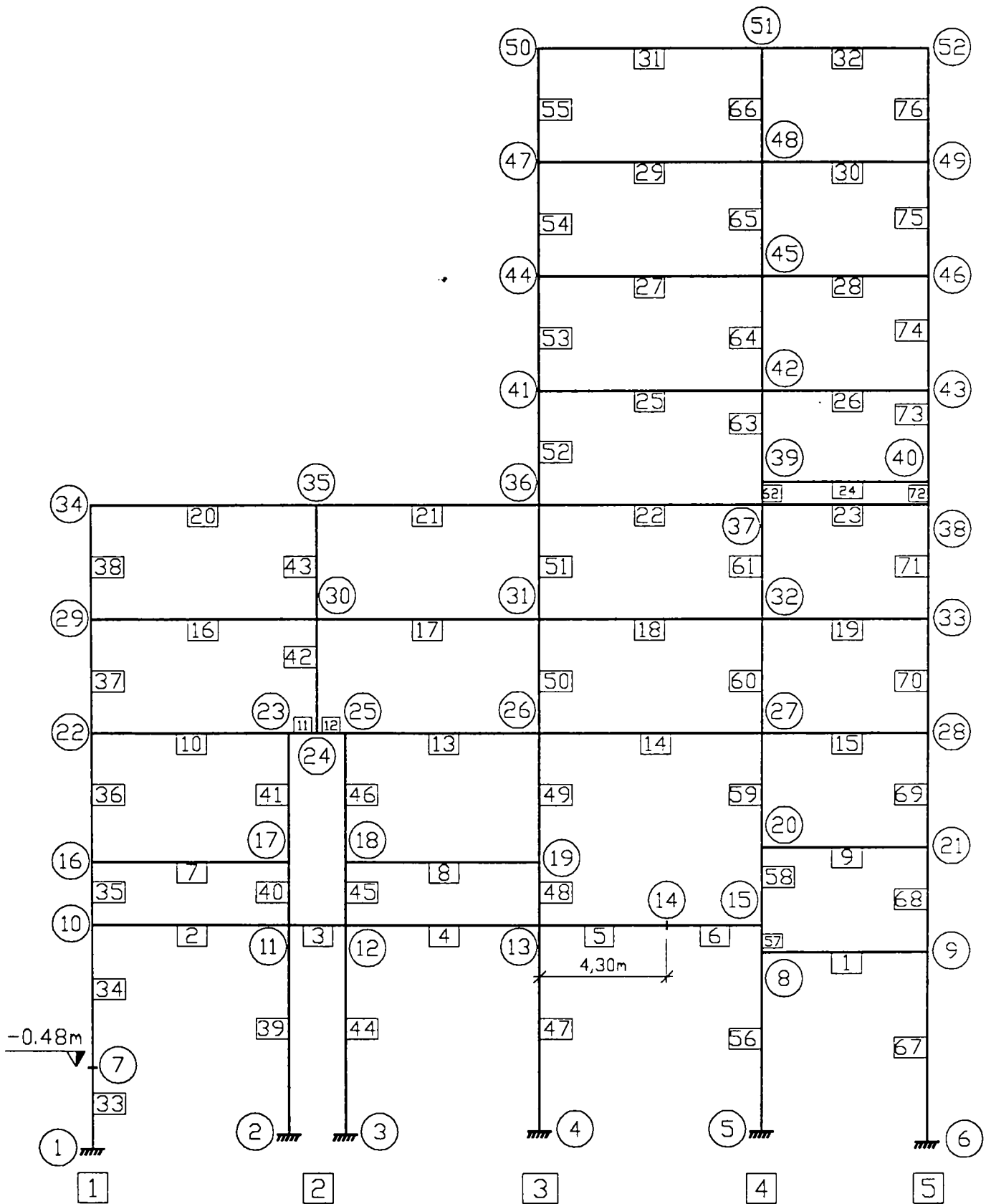


Figura 5.8. Discretizarea CADGRAF a cadrului longitudinal.
Numerotare bare și noduri.

Rezultatele numerice obținute prin calculul automat cu programul CADGRAF sunt prezentate în continuare pentru riglele și stâlpii cadrului transversal respectiv longitudinal. Dintre toate elementele acestor cadre s-au ales pentru studiu următoarele:

- riglele degradate din acțiunea agenților agresivi exteriori: rigla GG11 (Figura 5.3) a cadrului transversal - elementele finite 10 și 11 (Figura 5.7); rigla GG8 (Figura 5.4) a cadrului longitudinal - elementele finite 10, 13-15 (Figura 5.8);
- stâlpii degradați din acțiunea agenților agresivi exteriori și stâlpii cei mai solicitați din încărcări exterioare: stâlpii SA3, SB3 și SC3 (Figura 5.2) de la nivelele 1 și 2 ale cadrului transversal (Figura 5.3) - elementele finite 21-25, 34-36 și 43-45 (Figura 5.7); stâlpii SB1, SB2-3 (SB2), SB3, SB4 și SB5 (Figura 5.2) de la nivelele 1 și 2 ale cadrului longitudinal (Figura 5.4) - elementele finite 33-36, 39-41, 44-46, 47-49, 56-59 și 67-69 (Figura 5.8).

Eforturile secționale la capetele riglelor și stâlpilor studiați sunt prezentate în Tabelele 5.5, 5.6, 5.7 și 5.8 pentru cadrul transversal, respectiv în Tabelele 5.9, 5.10, 5.11 și 5.12 pentru cadrul longitudinal. Tabelele prezintă valorile momentele încovoietoare pentru rigle respectiv forțele axiale și momentele încovoietoare pentru stâlpi, din încărcări gravitaționale normate (M_g), din încărcarea seismică orizontală S_0 (M_{S_0}) respectiv S (M_S) și din gruparea specială a încărcărilor (N_{gS_0} , M_{gS_0} respectiv N_{gS} , M_{gS}). Aceste eforturi sunt diferențiate datorită încărcării seismice aplicate structurii. S_0 - calculată conform Normativului P.13-63; S - calculată conform Normativului P100-92.

Nu s-au prezentat rezultatele studiilor asupra forțelor tăietoare din diferite elemente structurale deoarece verificările la aceste solicitări au fost satisfăcătoare și nu au indicat posibilitatea apariției distrugerilor din forțe tăietoare.

Tabelul 5.5

Momente încovoietoare în riglele cadrului transversal din Figura 5.7 conform P.13-63

Riglă	Element	Secțiune - - Nod	M_g [kNm]	M_{S_0} [kNm]	M_{gS_0} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
GG11	10	22	-168	-174	-342	-353	0,941
			-168	+174	+6	+139	0,567
	23	-414	-142	-556	-660	0,577	
	11	23	-399	-197	-597	-622	0,883
		24	-109	-239	-348	-404	0,810
			-109	+239	+131	+174	0,845
$\gamma_{max} =$							0,941

Tabelul 5.6

Eforturi secționale în stâlpii cadrului transversal din Figura 5.7 conform P.13-63

Stâlp	Nivel	Element	M_g [kNm]	M_{S_0} [kNm]	M_{gS_0} [kNm]	N_{gS_0} [kN]	$M_{cap.S_0}$ [kNm]	γ
SA3	1	21, 22	17	180	197	-1598	349	0,542
	2	24, 25	41	145	186	-1242	363	0,450
SB3	1	34	36	236	273	-3981	266	1,026
	2	35, 36	18	203	221	-3278	279	0,778
SC3	1	43, 44	16	195	211	-3018	749	0,266
	2	45	68	175	243	-2319	455	0,452
$\gamma_{max} =$								1,026

Tabelul 5.7

Momente încovoietoare în riglele cadrului transversal din Figura 5.7 conform P100-92

Riglă	Element	Secțiune - - Nod	M _g [kNm]	M _s [kNm]	M _{gS} [kNm]	M _{cap} [kNm]	γ
GG11	10	22	-168	-437	-604	-353	2,362
			-168	+437	+269	+139	1,423
		23	-414	-358	-771	-660	1,455
	11	23	-399	-495	-895	-622	2,220
			-399	+495	+96	+139	0,920
		24	-109	-601	-710	-404	2,037
-109			+601	+492	+174	2,362	
γ _{max} =							2,362

Tabelul 5.8

Eforturi secționale în stâlpii cadrului transversal din Figura 5.7 conform P100-92

Stâlp	Nivel	Element	M _g [kNm]	M _s [kNm]	M _{gS} [kNm]	N _{gS} [kN]	M _{cap,S} [kNm]	γ
SA3	1	21; 22	17	451	468	-1270	364	1,300
	2	24; 25	41	364	406	-1088	364	1,127
SB3	1	34	36	594	630	-4080	266	2,583
	2	35; 36	18	511	529	-3140	279	1,958
SC3	1	43; 44	16	490	506	-3410	624	0,806
	2	45	68	440	508	-2606	396	1,341
γ _{max} =								2,583

Tabelul 5.9

Momente încovoietoare în riglele cadrului longitudinal din Figura 5.8 conform P.13-63

Riglă	Element	Secțiune - - Nod	M _g [kNm]	M _{So} [kNm]	M _{gSo} [kNm]	M _{cap} [kNm]	γ
GG8	10	22	-90	-105	-195	-80	-10,500
			-90	+105	+15	+70	0,656
		23	-118	-65	-184	-194	0,855
	13	25	-89	-69	-158	-182	0,742
		26	-154	-102	-256	-203	2,082
	14	26	-195	-123	-318	-172	-5,348
		27	-110	-129	-239	-184	2,082
			-110	+129	+19	+90	0,645
	15	27	-54	-148	-202	-244	0,779
			-54	+148	+94	+104	0,937
		28	-58	-140	-198	-142	1,667
			-58	+140	+82	+94	0,921
γ _{max} =							2,082

Tabelul 5.10

Eforturi secționale în stâlpii cadrului longitudinal din Figura 5.8 conform P.13-63

Stâlp	Nivel	Element	M_g [kNm]	M_{So} [kNm]	M_{gSo} [kNm]	N_{gSo} [kN]	$M_{cap,So}$ [kNm]	γ
SB1	1	33; 34	25	87	111	-1652	172	0,593
	2	35; 36	96	49	145	-1325	212	0,423
SB2-3	1	39; 44	-3	50	47	-1297	67	0,712
	2	40; 41; 45; 46	40	65	105	-965	103	1,026
SB3	1	47	7	297	304	-4021	133	2,357
	2	48; 49	25	137	162	-3456	104	1,734
SB4	1	56	-14	491	477	-4812	409	1,161
	2	58; 59	42	169	211	-3669	388	0,489
SB5	1	67	5	118	123	-2148	121	1,016
	2	68; 69	28	85	113	-1893	101	1,165
								$\gamma_{max} = 2,357$

Tabelul 5.11

Momente încovoietoare în riglele cadrului longitudinal din Figura 5.8 conform P100-92

Riglă	Element	Secțiune - - Nod	M_g [kNm]	M_S [kNm]	M_{gS} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
GG8	10	22	-90	-243	-333	-80	-24,300
			-90	+243	+153	+70	1,519
		23	-118	-151	-269	-194	1,987
			-118	+151	+33	+70	0,803
	13	25	-89	-159	-248	-182	1,710
			-89	+159	+69	+58	1,082
		26	-154	-236	-390	-203	4,816
			-154	+236	+81	+68	4,816
	14	26	-195	-284	-479	-172	-12,348
			-195	+284	+89	+90	0,996
		27	-110	-298	-407	-184	4,027
			-110	+298	+188	+90	1,490
	15	27	-54	-340	-395	-244	1,789
			-54	+340	+287	+104	2,152
		28	-58	-323	-381	-142	3,845
			-58	+323	+266	+94	2,125
							$\gamma_{max} = 4,816$

Tabelul 5.12

Eforturi secționale în stâlpii cadrului longitudinal din Figura 5.8 conform P100-92

Stâlp	Nivel	Element	M_g [kNm]	M_s [kNm]	M_{gs} [kNm]	N_{gs} [kN]	$M_{cap,S}$ [kNm]	γ
SB1	1	33; 34	25	200	225	-1795	141	1,720
	2	35; 36	96	112	208	-1424	202	1,058
SB2-3	1	39; 44	-3	116	113	-1352	67	1,653
	2	40; 41; 45; 46	40	151	190	-931	114	2,049
SB3	1	47	7	686	693	-4159	133	5,444
	2	48; 49	25	315	340	-3570	105	3,955
SB4	1	56	-14	1134	1120	-5007	341	3,197
	2	58; 59	42	390	432	-3575	360	1,226
SB5	1	67	5	273	278	-2637	61	4,913
	2	68; 69	28	197	224	-2279	66	5,184
							$\gamma_{max} =$	5,444

Tabelele anterioare prezintă și valorile eforturilor capabile la capete de rigle (M_{cap}) și stâlpi ($M_{cap,So}$ respectiv $M_{cap,S}$) calculate cu armăturile dispuse efectiv în elementele structurale și cu valori ale rezistențelor materialelor obținute pe baza măsurătorilor nedistructive efectuate.

Deasemenea, sunt prezentate valorile coeficienților γ pentru rigle respectiv stâlpi.

Coeficienți γ s-au calculat cu relațiile (4.1a) respectiv (4.1b). Acești coeficienți pot avea valori extreme în diferite secțiuni (Tabelele 5.5 - 5.12), valori care nu se iau în considerare, nefiind semnificative pentru comportarea globală și cedarea structurii. Astfel s-au reținut coeficienții γ_{max} prezentați în Tabelul 5.13.

În mod similar exemplului prezentat anterior, în paragraful 4.2.1, s-a procedat la calculul forței seismice capabile S_{cap} a structurii s-a folosit relația (4.2) și încărcarea seismică S_0 calculată conform Normativului P.13-63, respectiv relația (4.2a) și încărcarea seismică S calculată conform Normativului P100-92, valori prezentate deasemenea în Tabelul 5.13.

În final s-a determinat gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice R (relația 4.3) conform prevederilor Normativului P100-92 revizuit [4.2] pentru cadrul transversal respectiv cadrul longitudinal (Tabelul 5.13).

Tabelul 5.13

Calculul gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R**

	Calcul la S_0 - dată de P.13-63 [4.7]		Calcul la S - dată de P100-92 [4.1]	
	presupunând cedarea riglelor	presupunând cedarea stâlpilor	presupunând cedarea riglelor	presupunând cedarea stâlpilor
Cadrul transversal				
γ_{max}	0,941 (Tabelul 5.5)	1,026 (Tabelul 5.6)	2,362 (Tabelul 5.7)	2,583 (Tabelul 5.8)
S_{cap} [kN]	205,53	188,50	205,51	187,93
$S_{necesar}$ [kN]	485,43	485,43	485,43	485,43
R	0,42	0,39	0,42	0,39
Cadrul longitudinal				
γ_{max}	2,082 (Tabelul 5.9)	2,357 (Tabelul 5.10)	4,816 (Tabelul 5.11)	5,444 (Tabelul 5.12)
S_{cap} [kN]	153,51	135,60	153,30	135,61
$S_{necesar}$ [kN]	738,28	738,28	738,28	738,28
R	0,21	0,18	0,21	0,18

Se poate observa din Tabelul 5.13 că rezultatele privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** obținut prin calculul conform prescripțiilor în vigoare [4.2], folosind ca încărcări seismice S_0 cele prevăzute de normele din perioada în care a fost proiectată construcția, și prin calculul mai simplu propus anterior, folosind ca încărcări seismice S determinate conform normelor actuale, sunt foarte apropiate. Astfel, se poate adopta pentru evaluarea lui **R** metoda mai simplă în care se lucrează cu încărcări seismice determinate conform Normativului P100-92.

Analog exemplului prezentat la paragraful 4.2.1, s-au făcut și verificări secționale privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice **R**. S-au utilizat relațiile generale (4.9), considerându-se numai acțiunea seismică, respectiv (4.10) considerându-se gruparea specială a încărcărilor. Deasemenea, pentru a evidenția efectul aplicării încărcărilor seismice S_0 sau S s-au utilizat relațiile (4.9a) și (4.9b) respectiv (4.10a) și (4.10b).

S-au aplicat aceste relații cadrului transversal și cadrului longitudinal, rezultatele privind **R** precum și diferențele procentuale dintre aceste valori, fiind prezentate în Tabelele 5.14, 5.15, 5.16 și 5.17 pentru riglele și stâlpii celor două cadre.

Tabelul 5.14

Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze pentru riglele cadrului transversal din Figura 5.7

Riglă	Element	Secțiune - Nod	R_s	R_{gs}	Δ [%]
GG11	10	22	0,42	0,58	38
			0,70	0,52	-26
		23	0,69	0,86	25
	11	23	0,45	0,69	54
			1,09	1,45	33
		24	0,49	0,57	16
			0,47	0,35	-25
			$R_{s, min} = 0,42$	$R_{gs, min} = 0,35$	$\Delta_{max} = 54 \%$

Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze
 pentru stâlpii cadrului transversal din Figura 5.7

Tabelul 5.15

Stâlp	Nivel	Element	R_{So}	R_S	R_{gSo}	R_{gS}	Δ_{So} [%]	Δ_S [%]
SA3	1	21; 22	0,74	0,77	0,75	0,78	1	1
	2	24; 25	0,89	0,89	0,90	0,90	1	1
SB3	1	34	0,39	0,39	0,42	0,42	9	9
	2	35; 36	0,51	0,51	0,53	0,53	3	3
SC3	1	43; 44	1,50	1,24	1,48	1,23	-1	-1
	2	45	0,88	0,75	0,90	0,78	2	5
			$R_{So,min} =$ 0,39	$R_{S,min} =$ 0,39	$R_{gSo,min} =$ 0,42	$R_{gS,min} =$ 0,42	$\Delta_{So,max} =$ 9 %	$\Delta_{S,max} =$ 9 %

 Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze
 pentru riglele cadrului longitudinal din Figura 5.8

Tabelul 5.16

Riglă	Element	Secțiune - Nod	R_S	R_{gS}	Δ [%]
GG8	10	22	0,66	0,46	-31
		23	0,50	0,72	43
	13	25	0,58	0,73	25
			0,92	0,84	-9
		26	0,35	0,52	49
	14	26	0,94	0,84	-11
			0,25	0,36	44
		27	1,00	1,01	1
			0,30	0,45	51
	15	27	0,67	0,48	-29
			0,56	0,62	11
		28	0,46	0,36	-22
			0,26	0,37	43
			0,47	0,35	-25
			$R_{S,min} = 0,25$	$R_{gS,min} = 0,35$	$\Delta_{max} = 51 \%$

 Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze
 pentru stâlpii cadrului longitudinal din Figura 5.8

Tabelul 5.17

Stâlp	Nivel	Element	R_{So}	R_S	R_{gSo}	R_{gS}	Δ_{So} [%]	Δ_S [%]
SB1	1	33; 34	0,73	0,58	0,76	0,63	4	8
	2	35; 36	1,04	0,95	1,02	0,97	-2	3
SB2-3	1	39; 44	0,61	0,61	0,59	0,59	-2	-2
	2	40; 41; 45; 46	0,42	0,49	0,54	0,60	30	23
SB3	1	47	0,18	0,18	0,19	0,19	4	4
	2	48; 49	0,25	0,25	0,31	0,31	22	22
SB4	1	56	0,37	0,31	0,36	0,30	-2	-3
	2	58; 59	0,89	0,82	0,90	0,83	1	2
SB5	1	67	0,43	0,20	0,44	0,22	2	7
	2	68; 69	0,37	0,19	0,45	0,29	22	53
			$R_{So,min} =$ 0,18	$R_{S,min} =$ 0,18	$R_{gSo,min} =$ 0,19	$R_{gS,min} =$ 0,19	$\Delta_{So,max} =$ 30 %	$\Delta_{S,max} =$ 53 %

Calcululele privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice, determinat global pentru întreaga structură cât și secțional pentru diferite elemente scot în evidență necesitatea reabilitării construcției.

Valorile lui R global sunt de 0,39 pentru cadrul transversal, respectiv 0,18 pentru cadrul longitudinal.

Valorile lui R secțional minime arată necesitatea consolidării diferitelor elemente structurale: rigla longitudinală GG8 ($R = 0,28$); stâlpii SB3 ($R = 0,18$), SB4 ($R = 0,31$) și SB5 ($R = 0,19$).

Aceste valori ale lui R sunt sub cele minime admise de 0,50 pentru construcțiile din clasa a III-a de importanță ($R_{\min} = 0,50$).

5.6. Concluzii și soluții de remediere

5.6.1. Concluziile expertizei

În baza studiilor, determinărilor experimentale și calcululelor efectuate de către colectivul de elaborare se pot desprinde următoarele concluzii:

a) Degradările observate la grinzile GG6', GG8 și GG11 și stâlpul SB3 prin corodarea puternică a armăturii de rezistență se datorează penetrării ionilor de clor din soluțiile de sare care au existat, la un moment dat, pe planșeu respectiv. Măsurile de protejare a elementelor de planșeu, prin vopsire periodic, au făcut ca procesul de carbonatare să nu fie extins pe adâncimi prea mari în elementele de beton armat.

b) Măsurătorile nedistructive, efectuate asupra mai multor elemente de rezistență din vecinătatea zonelor degradate (parter, etajul 1 și etajul 2) au arătat o împrăștiere relativ mare a rezultatelor, dar din analiza valorilor obținute se constată că betonul este acceptabil din punct de vedere al rezistențelor minime realizate.

c) Calcululele privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice, efectuate prin stabilirea eforturilor, rezultate din încărcarea seismică convențională, determinată conform normativului P100-90, s-au făcut pe două cadre - transversal și longitudinal - prin folosirea programului CADGRAF (E_2 , - metoda curentă de calcul simplificat pentru evaluarea capacității de rezistență). Din datele prezentate la paragraful 5.5 se desprinde concluzia că valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R nu se înscriu în datele prevăzute de Normativul P100-92 pentru clădirile din clasa de importanță III ($R_{\min} < 0,50$).

Prin efectuarea calculului amănunțit al coeficientului R secțional se constată că la cadrul longitudinal ax B-B acesta are valori pentru stâlpii SB3, SB4 și SB5 sub cele minime admise pentru construcțiile din clasa a III-a de importanță. Acest fapt conduce la necesitatea consolidării stâlpilor respectivi pe direcția cadrului longitudinal.

d) Față de concluziile prezentate mai sus se apreciază că pentru utilizarea, în condiții de siguranță, a structurii de rezistență a halei de fierbere este suficient a se proceda la reabilitarea elementelor structurale degradate și a celor neasigurate satisfăcător la acțiuni seismice în conformitate cu soluțiile prezentate în cele ce urmează.

5.6.2. Soluții de remediere

În concordanță cu cele prezentate la paragraful 5.6.1, soluțiile de remediere / consolidare alese pentru elementele de rezistență degradate au urmări:

- nemodificarea sau afectarea într-o mică măsură a rigidității elementelor consolidate în scopul păstrării distribuției și raportului dintre eforturile care caracterizează structura inițială;
- realizarea unor lucrări care să se caracterizeze prin rapiditate în execuție, costuri reduse și nederanjarea, pe cât posibil, a procesului tehnologic specific halei;
- obținerea unei siguranțe în exploatare și a unei durabilități adecvate clasei de importanță a construcției expertizate.

Soluțiile de remediere, specifice fiecărui element afectat sunt prezentate în continuare principial și detaliate în capitolul următor - capitolul 6. Aceste soluții pot fi grupate în două categorii: soluții de remediere cu profile metalice și soluții de consolidare / remediere cu beton armat. Reabilitarea structurii s-a făcut prin alegerea soluției adecvate după care s-a procedat la întocmirea detaliilor de execuție.

Având în vedere degradarea accentuată a unor elemente ale structurii de rezistență s-a impus ca măsurile de remediere / consolidare să înceapă în cel mai scurt timp posibil, la ora actuală fiind finalizată execuția lucrărilor respective.

Grinzile secundare.

Soluțiile de remediere / consolidare care se prezintă se referă la grinzile secundare GG6' și GG8.

a) Soluția cu profile metalice presupune folosirea a câte două corniere cu aripi neegale L100x75x9 pentru fiecare nervură. Aceste corniere au fost alese pentru a prelua eforturile de la armăturile din câmpul nervurilor (atât cele corodate cât și cele necorodate). În scopul unei transmiteri corespunzătoare a eforturilor de la grinda de beton armat la profilele metalice, acestea vor fi fixate prin: bride care se fixează la partea superioară a grinzii, deasupra plăcii planșeului și se sudează de corniere; conectori de tipul "conexpan" care fixează cornierele de nervurile care se remediază atât lateral cât și la partea inferioară.

Luând în considerare degradarea accentuată a betonului din jurul armăturilor de rezistență de pe porțiunea centrală a grinzilor secundare s-a procedat la o îndesire a bridelor.

Avantajele soluțiilor cu profile metalice sunt: nemodificarea rigidității grinzilor, rapiditate în execuție, neîntreruperea fluxului tehnologic pe durata execuției remedierii.

Principalul dezavantaj al soluției este acela că profilele și celelalte părți metalice trebuie să fie întreținute, prin vopsiri periodice, pe întreaga durată de exploatare a halei.

b) Soluția de consolidare cu beton armat constă în folosirea unor armături noi ($4\phi 25$) care se plasează la partea inferioară a grinzii. Barele noi, suplimentare, se sudează la capete de armăturile vechi, pe cel puțin 100 mm, iar pe interval, contactul cu armăturile existente se realizează prin intermediul unor cupoane de armătură, sudate atât de armătura existentă cât și de cea nouă. Acoperirea noilor armături se va realiza printr-un beton adecvat (agregat cu diametrul maxim 16 mm) care urmează a se aplica prin torcretare. În cazul când nu se dispune de aparatul de torcretare, se poate aplica stratul de protecție de beton prin turnare într-un cofrag special, montat la partea inferioară a grinzii, betonul având o consistență corespunzătoare.

Avantajul principal al soluției este acela că nu este necesară o întreținere ulterioară. Dezavantajele evidente ale soluției sunt: dificultăți tehnologice de turnare a betonului, durată de execuție relativ mai mare, deranjarea activităților specifice ale halei.

La rigla longitudinală GG8 valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R sunt inferioare celei limită de 0,5 în nodurile 26, 27 și 28 (Tabelul 5.16). Nu se propune soluție de consolidare din următoarele considerente:

- la o posibilă depășire a momentului încovoietor capabil în nodurile precizate, în cazul unei acțiuni seismice, articulațiile plastice formate în aceste noduri pot retransmite eforturile fără a afecta siguranța de ansamblu a structurii, mai cu seamă că rigla este consolidată pe traveea 3-4 (bara 14);

- ca o măsură suplimentară de siguranță se solicită înlocuirea zidăriei de cărămidă existentă de pe grinda GG8 cu un zid din materiale mai ușoare (BCA sub formă de fâșii).

Grinda principală.

Soluțiile propuse, similare cu cele prezentate la grinzile secundare, țin seama de particularitatea degradării acestei grinzi: coroziunea armăturilor longitudinale în apropierea îmbinării (rezemării) cu stâlpul; etrieri la distanțe mari (circa 25 cm) în zona rezemării.

a) Soluția cu profile metalice, foarte asemănătoare cu cea descrisă la grinzile secundare, se diferențiază prin aceea că perechea de corniere de la partea inferioară este L100x100x10, bridele de legătură sunt dispuse la distanțe mai mici în zonele de rezemare (zonele plastice potențiale) iar fixarea bridelor la partea superioară, deasupra plăcilor, se face prin intermediul unui profil U10

b) Soluția de consolidare cu beton armat se propune a se realiza tot la partea inferioară, ca și la grinzile secundare cu deosebirea că armăturile noi ($6\phi 25$) se dispun la distanță de aproximativ 15 cm față de fața inferioară a grinzii. Prin această soluție se constată că se realizează o consolidare a grinzii, atât prin sporirea brațului interior de pârghie cât și prin mărirea rigidității grinzii. Legătura dintre armăturile noi și cele vechi se realizează prin etrieri dispuși la 20 cm.

Stratul nou de beton din zona consolidată se va turna într-un cofrag, care pe ambele fețe laterale are câte o deschidere corespunzătoare (o "pâlnie") pe toată lungimea grinzii.

Stâlpii.

Necesitatea remedierii / consolidării stâlpilor este dictată atât de coroziunea unor armături din apropierea nodului, de realizarea unor rezemări corespunzătoare pentru grinzile consolidate cât și de asigurarea la acțiuni seismice. Pentru stâlpul SB3 consolidarea este cerută de toate cele 3 condiții în timp ce pentru stâlpii SB4 și SB5 este necesară numai asigurarea la acțiuni seismice.

a) Soluția cu profile metalice presupune dispunerea în fiecare colț al stâlpului SB3 a patru corniere cu aripi neegale L100x75x9 care se fixează pe stâlp prin intermediul conectorilor de tipul "conexpan"; cornierele sunt legate între ele cu plăcuțe din oțel lat, realizându-se în final un stâlp cu zăbrele. Au fost propuse corniere cu aripi neegale pentru a se putea dispune aceste profile în colțurile în care rezemarea grinzilor este foarte apropiată de fețele laterale ale stâlpului (5-10 cm). Pe înălțime, stâlpul metalic se duce de la fundație până la planșeul de la cota +10,80 m, pe care îl stăpunge și se termină la o înălțime de 60 cm peste placă. Aceste soluții se referă la stâlpul SB3, pentru stâlpii SB4 și SB5 urmând a se folosi soluții similare.

b) Soluția de consolidare cu beton armat este o metodă clasică de cămășuire a stâlpului pe toate cele patru laturi. Au fost dispuse $16\phi 28$, bare din PC52, acoperite cu strat de beton pe fiecare parte.

Soluțiile de remediere, specifice fiecărui element afectat alese de beneficiar și constructor și executate sunt prezentate în detaliu în capitolul următor - Capitolul 6.

6. NOI IDEI PRIVIND REABILITAREA CONSTRUCȚIILOR EXISTENTE

Expertizarea și reabilitarea construcțiilor reprezintă o problemă de maximă actualitate pentru specialiștii în domeniu din majoritatea țărilor. Problemele de ordin tehnic care apar la reabilitarea diferitelor tipuri de construcții sunt foarte complexe și dificil de rezolvat.

Optimizarea soluțiilor tehnice conduce la implicații semnificative de ordin economic și social, fapt pentru care fiecare tip de structură trebuie să fie analizat separat, neexistând soluții universale valabile. În continuare sunt prezentate câteva soluții de reabilitare a unor construcții de diferite tipuri din Timișoara, prin care se evidențiază importanța găsirii unor soluții corespunzătoare din punct de vedere tehnic și cu implicații materiale și arhitecturale minime.

6.1. Construcție industrială cu structura în cadre de beton armat

Concluziile capitolului anterior - Capitolul 5 - privind expertizarea clădirii halei de fierbere de la Fabrica de Bere "Timișoreana" S.A. din Timișoara, au indicat necesitatea rezolvării problemelor structurale existente. În acest scop s-au proiectat remediile / consolidările necesare, lucrări care s-au executat până la ora actuală.

Problemele structurale existente au fost de două categorii:

- a) degradări observate la grinzile GG6', GG8 și GG11 și stâlpul SB3 prin corodarea puternică a armăturii de rezistență;
- b) la cadrul longitudinal ax B-B stâlpii SB3, SB4 și SB5 nu sunt asigurați din punct de vedere antiseismic.

Denumirea elementelor structurale amintite este cea din capitolul 5 (vezi Figura 5.2).

Soluțiile de remediere / consolidare alese pentru elementele de rezistență degradate au următorii:

- nemodificarea pe cât posibil a rigidității elementelor consolidate în scopul păstrării distribuției și raportului dintre eforturile care caracterizează structura inițială;
- realizarea unor lucrări care să se caracterizeze prin rapiditate în execuție, costuri reduse și nederanjarea, pe cât posibil, a procesului tehnologic specific halei;
- obținerea unei siguranțe în exploatare și a unei durabilități adecvate clasei de importanță a construcției.

Beneficiarul lucrărilor a optat pentru soluțiile de consolidare / remediere folosind betonul armat, prezentate în continuare.

6.1.1. Grinzile secundare

Soluțiile de remediere / consolidare care se prezintă se referă la grinzile secundare GG6' și GG8.

Soluția de consolidare cu beton armat constă în folosirea unor armături noi ($4\phi 25$) care se plasează la partea inferioară a grinzii. Barele noi, suplimentare, se sudează la capete de armăturile vechi, pe cel puțin 100 mm, iar pe interval, contactul cu armăturile existente se realizează prin intermediul unor cupoane de armătură, sudate atât de armătura existentă cât și de cea nouă. Acoperirea noilor armături se va realiza printr-un beton adecvat (agregat cu diametrul maxim 16 mm) care urmează a se aplica prin torcretare. În cazul când nu se dispune de aparatul de torcretare, se poate aplica stratul de protecție de beton prin turnare într-un cofrag special, montat la partea inferioară a grinzii, betonul având o consistență corespunzătoare.

Detaliile de execuție sunt prezentate în Figura 6.1, fiind similare pentru grinzile GG6' și GG8.

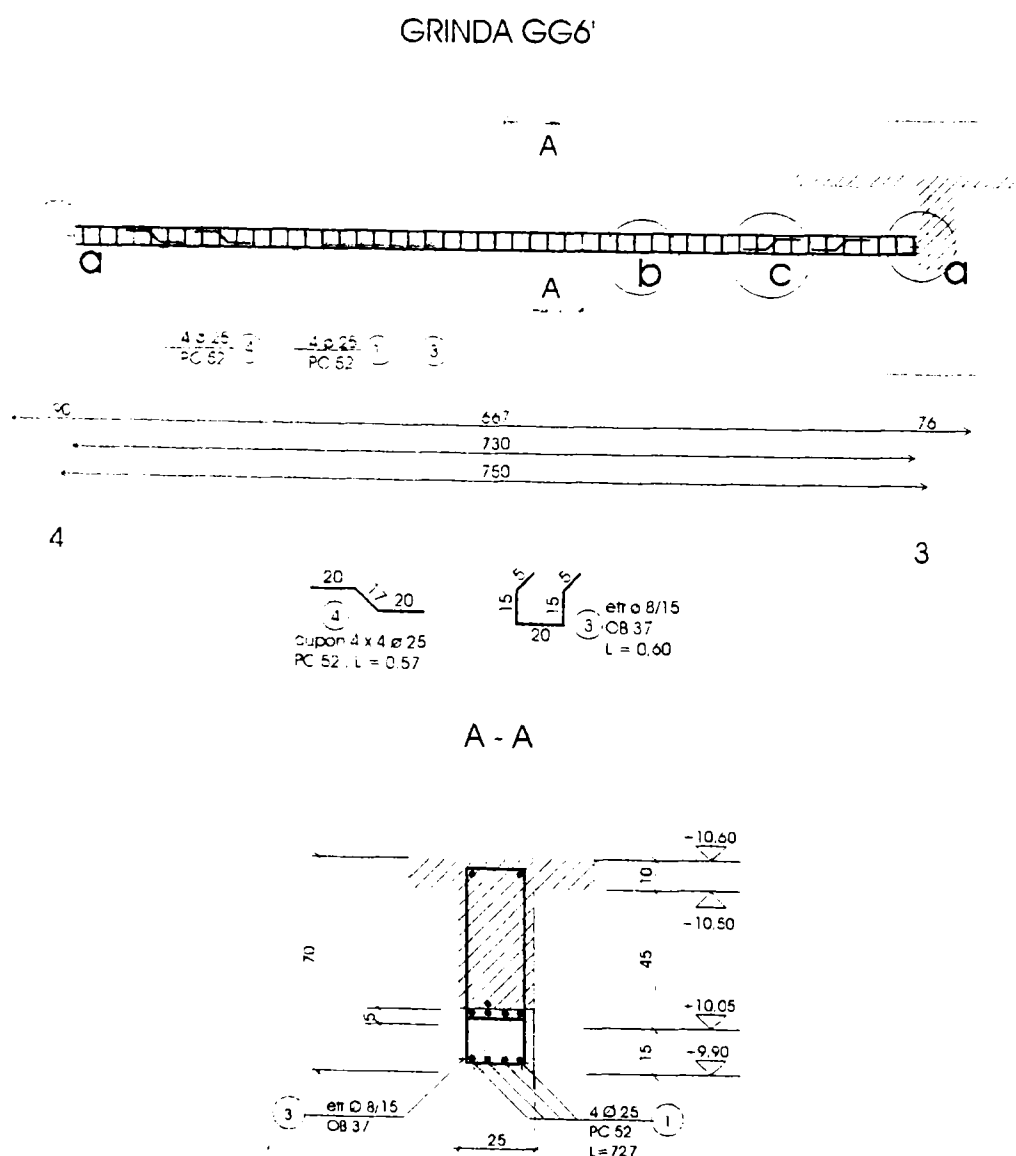


Figura 6.1. Consolidarea grinzii secundare GG6' - detalii de execuție.

Aspecte din timpul execuției lucrărilor sunt prezentate în Figura 6.2.



Figura 6.2. Consolidarea grinzii GG6'.

6.1.2. Grinda principală

Soluțiile propuse, similare cu cele prezentate la grinzile secundare, țin seama de particularitatea degradării acestei grinzi: coroziunea armăturilor longitudinale în apropierea îmbinării (rezemării) cu stâlpul; etrieri la distanțe mari (circa 25 cm) în zona rezemării.

Soluția de consolidare cu beton armat se propune a se realiza tot la partea inferioară, ca și la grinzile secundare cu deosebirea că armăturile noi ($6\phi 25$) se dispun la distanță de aproximativ 15 cm față de fața inferioară a grinzii. Prin această soluție se constată că se realizează o consolidare a grinzii, atât prin sporirea brațului interior de pârghie cât și prin mărirea rigidității grinzii. Legătura dintre armăturile noi și cele vechi se realizează prin etrieri dispuși la 20 cm.

Stratul nou de beton din zona consolidată se va turna într-un cofrag, care pe ambele fețe laterale are câte o deschidere corespunzătoare (o "pâlnie") pe toată lungimea grinzii.

Detaliile de execuție sunt prezentate în Figura 6.3.

Aspecte din timpul execuției lucrărilor sunt prezentate în Figurile 6.4 și 6.5.

Prinderea barelor noi dispuse la capete s-a făcut ca la grinzile secundare, prin intermediul unor gusee metalice ancorate pe stâlpi prin intermediul unor profile metalice fixate în beton prin conectori "conexpan" - Figura 6.5.

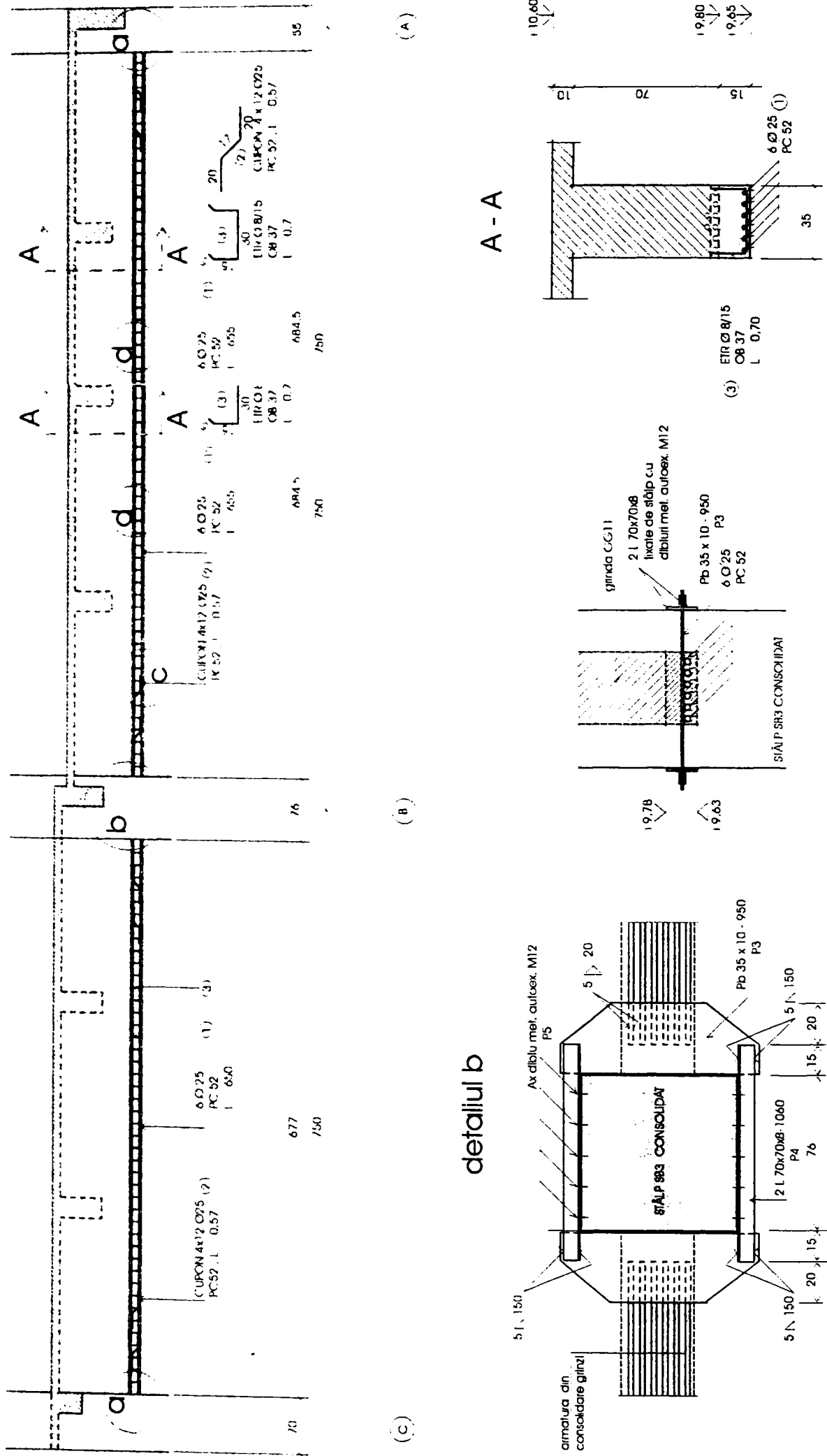


Figura 6.3. Consolidarea grinzii principale GG11 - detalii de execuție.

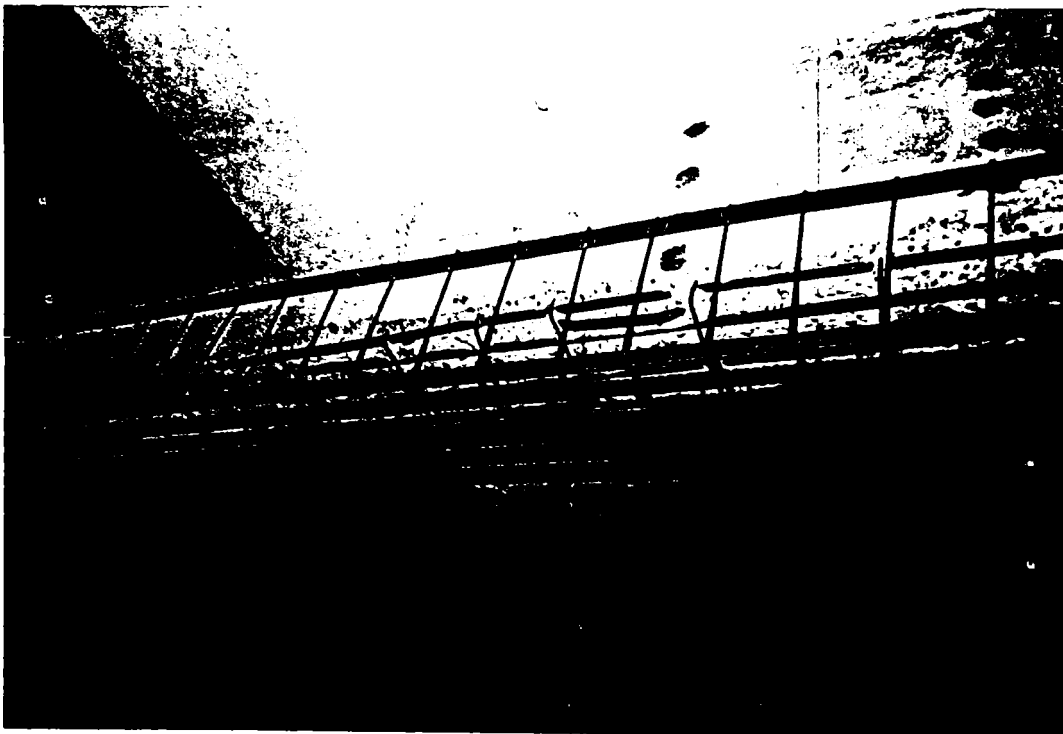


Figura 6.4. Consolidarea grinzii principale GG11.

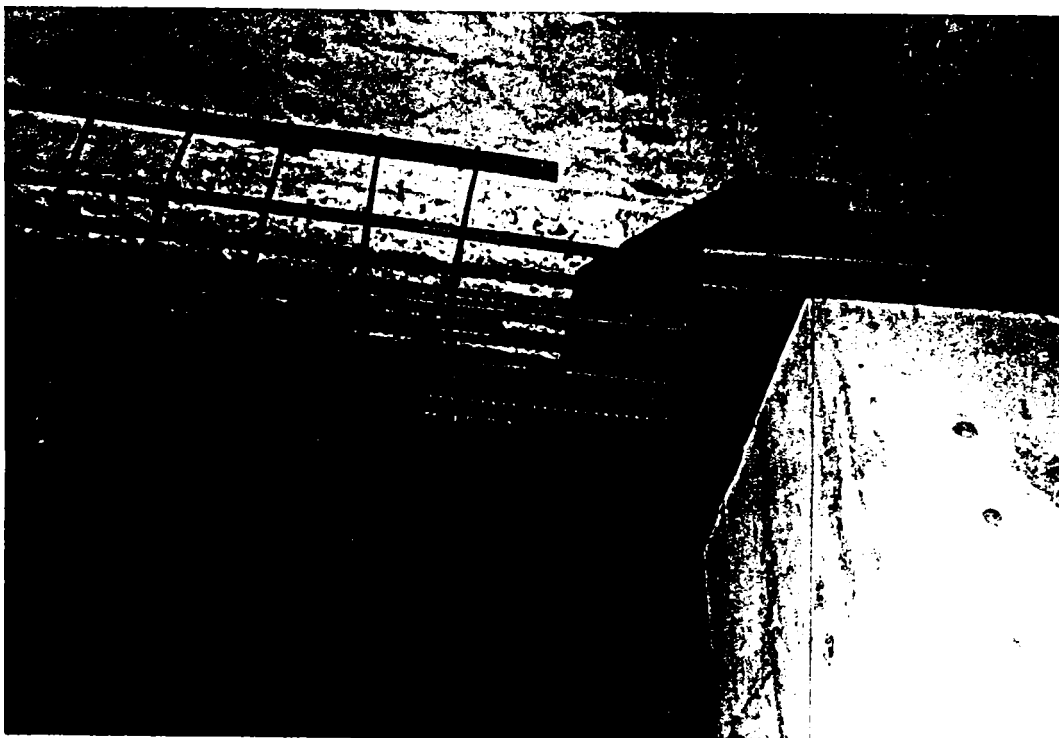


Figura 6.5. Fixarea armăturilor noi din grinda GG11, la capăt.

6 1.3. Stâlpii

Necesitatea remedierii / consolidării stâlpilor este dictată atât de coroziunea unor armături din apropierea nodului, de realizarea unor rezemări corespunzătoare pentru grinzile consolidate cât și de asigurarea la acțiuni seismice. Pentru stâlpul SB3 consolidarea este cerută de toate cele 3 condiții în timp ce pentru stâlpii SB4 și SB5 este necesară numai asigurarea la acțiuni seismice.

Datorită implicațiilor de ordin economic și de întrerupere a procesului tehnologic specific halei de fierbere, necesitatea consolidării stâlpilor a fost restudiată, reanalizându-se starea de eforturi din elementele structurale.

În acest scop analiza statică a structurii de rezistență a halei de fierbere s-a făcut spațial pentru modelarea reală a comportării structurale. S-a luat în considerare efectul planșeeelor rigide realizate din beton armat monolit și a planșeeelor parțiale unde a fost cazul.

Schema statică a cadrului spațial analizat este cea prezentată în Figura 6.6.

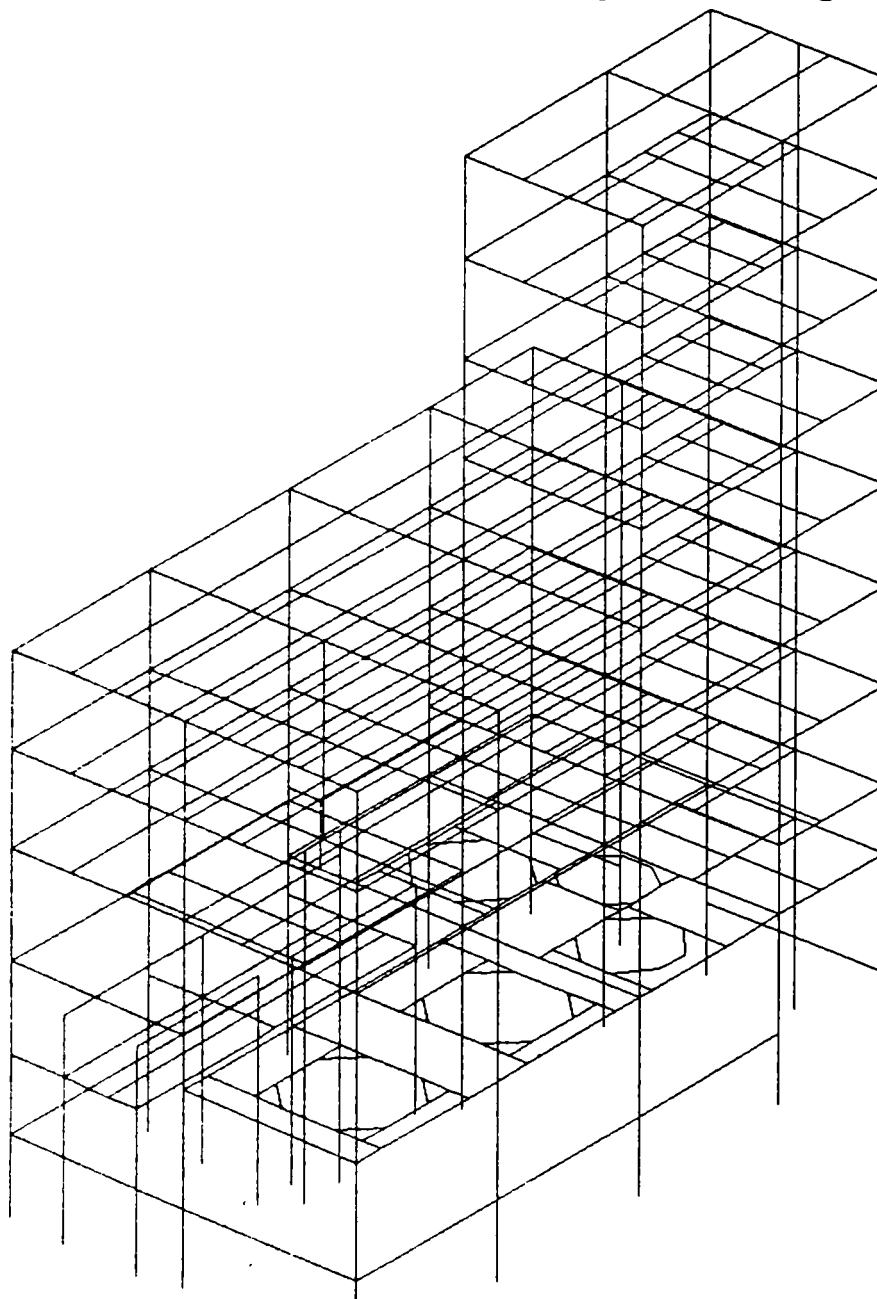


Figura 6.6. Schema statică a cadrului spațial analizat.

Calculul static s-a făcut pentru structura actuală neconsolidată cât și pentru structura consolidată conform propunerilor și soluțiilor tehnice studiate.

Valorile încărcărilor, ipotezele de încărcare și combinațiile acestora au fost cele utilizate și în calcul plan (vezi paragraful 5.5).

Acestea s-au aplicat atât structurii actuale neconsolidate cât și structurii consolidate.

Conform prevederilor Normativului P100 - 92 acțiunea seismică trebuie considerată separat pe cele două direcții orizontale principale (transversală și longitudinală) ale clădirii și apoi pe două direcții diagonale înclinate la 45° respectiv 135° față de axele orizontale principale.

Calculul static s-a executat automat pe calculator, folosind programul SAP90 pentru analiza statică și seismică a cadrelor spațiale.

Programul SAP90 se bazează pe Metoda Elementelor Finite și oferă facilitatea de analiză seismică prin metoda spectrului seismic admisă de Normativul P100-92. Această metodă constă într-un calcul în domeniul liniar pentru evaluarea eforturilor secționale la acțiunea unui spectru seismic orizontal corespunzător zonei seismice a amplasamentului clădirii. Forțele seismice orizontale sunt evaluate automat prin programul SAP90 din masele date de încărcările gravitaționale de pe structură.

Modelarea în elemente finite a cadrului transversal și longitudinal s-a făcut conform Figurii 6.6 de prezentare a structurii spațiale, modelându-se grinzile principale (transversale și longitudinale), grinzile secundare și stâlpi.

Rezultatele analizei statice spațiale sunt prezentate în continuare numai pentru stâlpi în două situații de acțiune seismică, transversală și longitudinală, pentru structura actuală neconsolidată și pentru structura consolidată.

Folosind rezultatele analizei statice, reprezentând solicitările necesare de rezistență ale structurii (M_{gs}) s-au calculat valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R secțional cu relația (4.10b):

$$R_{gs} = \frac{M_{cap,S}}{M_{gs}} \quad (4.10b)$$

Rezultatele acestor determinări ale coeficientului R , respectiv modul de calcul, eforturile secționale capabile și necesare sunt prezentate în Tabelul 6.1 pentru stâlpii din structura actuală neconsolidată.

Tabelul 6.1

Gradul de asigurare R la acțiuni seismice pentru stâlpii caracteristici din structura actuală neconsolidată

Stâlp	Seism transversal			Seism longitudinal		
	M_{gs} [kNm]	$M_{cap,S}$ [kNm]	$R_{gs} = \frac{M_{cap,S}}{M_{gs}}$	M_{gs} [kNm]	$M_{cap,S}$ [kNm]	$R_{gs} = \frac{M_{cap,S}}{M_{gs}}$
SB3 - parter	457	356	0,78	377	278	0,74
SB4 - parter	951	371	0,39	656	375	0,57

Notă: Valorile momentelor capabile s-au calculat pentru compresiune excentrică dreaptă, considerând forța axială provenind din combinația aferentă momentelor maxime (gruparea specială)

Conform problemelor de durabilitate detectate experimental precum și a valorilor lui R prezentate în Tabelul 6.1 a rezultat necesitatea consolidării următorilor stâlpi:

- elemente degradate din acțiunea soluțiilor de sare:
 - stâlpul **SB3** între planșeele de la cota +4,40 m și +10,80 m;
- elemente la care gradul de asigurare seismică $R < R_{min} = 0,5$ (valoare dată de normativul P100-92 pentru clădirile din clasa de importanță III):
 - stâlpul **SB4** între nivelul de încastrare în fundații și planșeul de la cota +10,80 m.

În această situație s-a efectuat analiza statică a structurii consolidate, în două ipoteze:

- (a) stâlpul **SB3** consolidat între planșeele de la cota +4,40 m și +10,80 m; stâlpul **SB4** consolidat între nivelul de încastrare în fundații și planșeul de la cota +10,80 m.
- (b) numai stâlpul **SB3** puternic consolidat între nivelul de încastrare în fundații și planșeul de la cota +10,80 m.

Pentru cele două soluții de consolidare au rezultat valorile coeficientului R , respectiv eforturile secționale capabile și necesare, din Tabelul 6.2 pentru aceeași stâlpi, luați în discuție anterior

Tabelul 6.2

Gradul de asigurare R la acțiuni seismice pentru stâlpii caracteristici din structura consolidată

Stâlp	Seism transversal			Seism longitudinal		
	M_{gS} [kNm]	$M_{cap.S}$ [kNm]	$R_{gS} = \frac{M_{cap.S}}{M_{gS}}$	M_{gS} [kNm]	$M_{cap.S}$ [kNm]	$R_{gS} = \frac{M_{cap.S}}{M_{gS}}$
Soluția de consolidare (a)						
- stâlpul SB3 consolidat între planșeele de la cota +4,40 m și +10,80m;						
- stâlpul SB4 consolidat între nivelul de încastrare în fundații și planșeul de la cota +10,80 m.						
SB3 - parter	376	356	0,95	335	278	0,83
SB4 - parter	1585	1358	0,86	1193	1358	1,14
Soluția de consolidare (b)						
- stâlpul SB3 puternic consolidat între nivelul de încastrare în fundații și planșeul de la cota +10,80 m.						
SB3 - parter	2013	2214	0,91	1855	1984	1,07
SB4 - parter	594	326	0,55	456	321	0,70
Notă: Valorile momentelor capabile s-au calculat pentru compresiune excentrică dreaptă, considerând forța axială provenind din combinația aferentă momentelor maxime (gruparea specială)						

Se observă în acest caz creșterea gradului de asigurare R la valori mai mari decât $R_{min} = 0,5$ pentru ambele soluții de consolidare propuse.

În final s-a ales soluția de consolidare (b) cu stâlpul **SB3** puternic consolidat între nivelul de încastrare în fundații și planșeul de la cota +10,80 m, prezentând următoarele avantaje: este mai facilă în execuție; este mult mai economică - se consolidează un singur stâlp; se poate executa fără întreruperea procesului tehnologic din hala de fierbere.

Deci s-a consolidat numai stâlpul SB3, soluția de consolidare cu beton armat fiind o metodă clasică de cămășuire a stâlpului pe toate cele patru laturi: au fost dispuse 16 ϕ 28, bare din PC52. Grosimea stratului de beton a fost de fiind de 22,5 cm de fiecare parte.

Prin dezvoltarea puternică a secțiunii transversale s-a mărit mult rigiditatea stâlpului. Datorită efectelor de conlucrare spațială a structurii a rezultat descărcarea stâlpilor adiacenți, și neconsolidarea acestora.

Detalii de execuție a consolidării stâlpului SB3 sunt prezentate în Figura 6.7.



Figura 6.7. Detalii de execuție a consolidării stâlpului SB3.

6.2. Construcție istorică cu structura din zidărie - Muzeul Banatului

6.2.1. Descrierea structurii

Muzeul Banatului reprezintă un ansamblu de clădiri alcătuit, în principal, din patru corpuri nerostuite având, în plan, o formă pătrată cu o latură exterioară de aproximativ 55 m; în interiorul ansamblului există o curte interioară cu dimensiunile 31,50x31,50 m.

Elementele verticale de rezistență sunt alcătuite din pereți și stâlpi.

Pereții de rezistență, transversali și longitudinali, au grosimi variabile: între 60 și 240 cm la parter (zidurile de rezistență de la principalele corpuri variază, preponderent, între 60 și 110 cm); între 50 și 190 cm la etajul 1, fără modificări esențiale ale grosimii principalelor ziduri de rezistență, între 50 și 70 cm la etajul 2 cu reduceri sensibile față de etajele inferioare. Materialele folosite pentru pereți au fost cărămidă arsă și mortar de var.

Stâlpii de rezistență sunt folosiți pentru Corpurile (Sălile) 1 - Nord și 2 - Vest, la etajele 1 și 2 (Figura 6.8). Dimensiunile acestor stâlpi sunt de aproximativ 98x98 cm pentru ambele săli și etaje. Materialele de construcție folosite pentru stâlpi au fost piatra naturală, cărămida arsă și mortarul pe bază de var.

Elementele orizontale de rezistență sunt fie din bolți de cărămidă fie planșee de lemn.

Bolțile de cărămidă cu dublă curbă și încrucișate au fost folosite pentru Sălile 1 și 2 la parter și primul etaj; bolți de cărămidă cu simplă curbă sunt utilizate la corpul dinspre vest la parter și etajul 1 pentru deschiderea spre curtea interioară. Planșeele de lemn sunt folosite peste etajul 2.

6.2.2. Descrierea degradărilor suprastructurii

Fundarea ansamblului de clădiri pe un teren slab și neuniform ca alcătuire a condus la apariția unor defecte imediat după refacerea acestuia în 1856. Deși nu există documente scrise care să ateste existența unor fisuri, faptul că au fost executate consolidări ale fundațiilor în două etape (1903 - 1906 și 1956 - 1958) demonstrează că suprastructura a fost afectată de tasările inegale, ceea ce a determinat pe specialiștii vremii să intervină la infrastructură. Pentru perioada anterioară anului 1955 există unele informații privind dezvoltarea unor fisuri în suprastructură. Astfel au existat fisuri de ordinul milimetrilor în bolțile aferente stâlpilor interiori din Sala 2 și fisuri mai mici în bolțile existente în Sala 1. În același timp s-au observat fisuri și în zidurile exterioare ale Sălii 1: peretele din fațada principală este străbătut de o fisură continuă de la partea superioară (crenel), de aproximativ 5 cm deschidere, care merge până la fundație; pe peretele dinspre curtea interioară apare o fisură simetrică cu cea din fațada principală, dar de deschidere mai mică.

Relevee ale fisurilor în suprastructură au fost făcute în anii 1980 și 1997. Pe baza lor se poate stabili eventuala evoluție în timp a modului de comportare a suprastructurii.

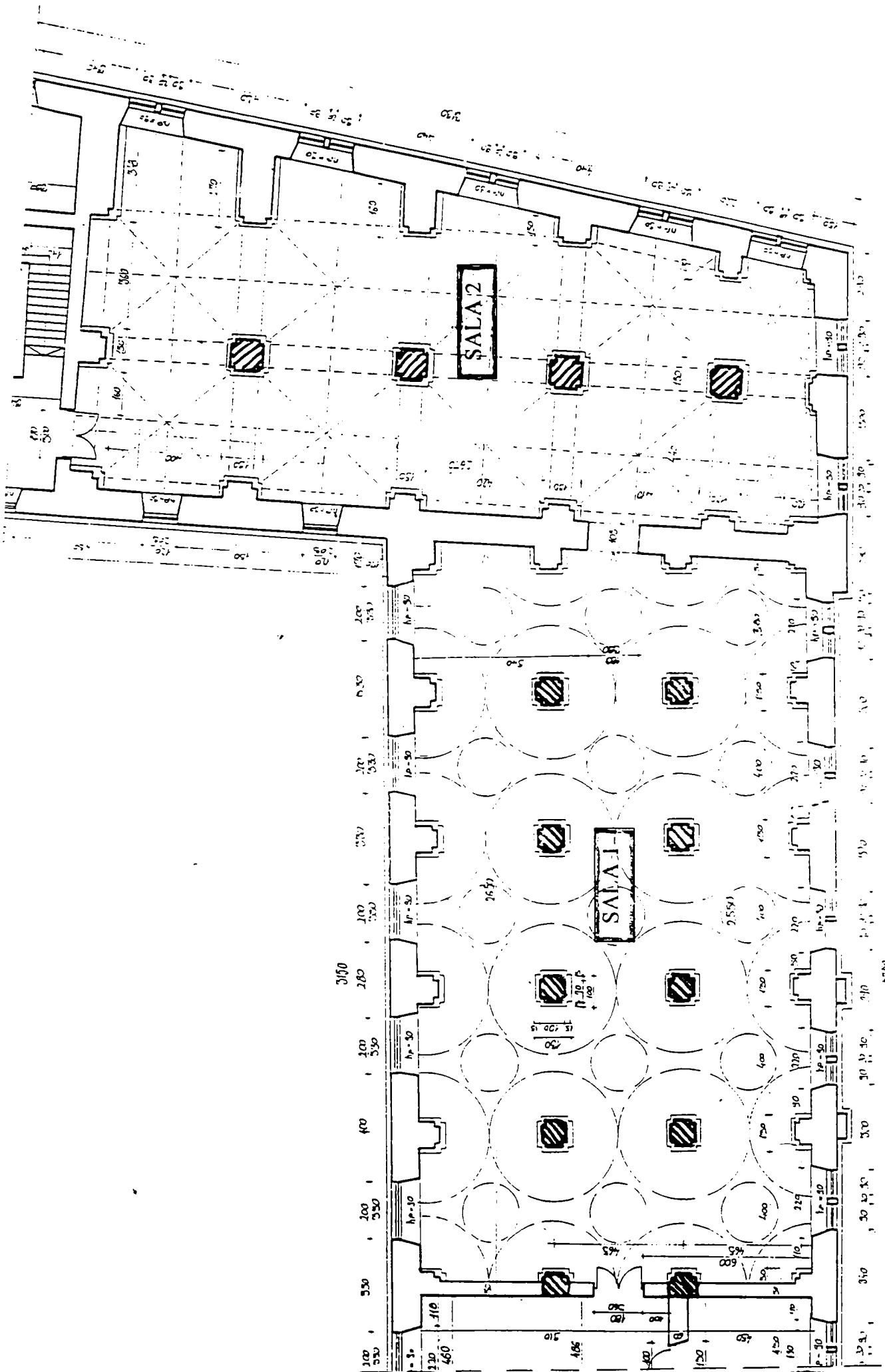


Figura 6.8. Muzeul Banatului. Corpul Nord - Sala 1, Corpul Vest - Sala 2.

Universitatea 185
116

Corpul Nord - Sala 1. Din analiza releveelor existente pentru parter s-a constatat o configurație a fisurilor foarte apropiată în 1980 și 1997. S-au observat în 1997 noi fisuri apărute în elementele din stânga intrării principale. La etajul 1 s-a observat că se păstrează, în ambele etape de cercetare, linia dominantă a fisurilor pe direcția laturii mici a clădirii, în cheia bolților (5 - 8 mm), continuate cu fisuri în pereții longitudinali. Fisurile în ziduri sunt mai pronunțate pe fațada din dreapta intrării principale. Aceste fisuri în pereții longitudinali sunt evidențiate și în cele două fațade ale corpului de clădire. Față de releveul din 1980 s-a constatat apariția (sau au fost numai înregistrate) unele fisuri "circulare" în bolțile din jurul stâlpilor. La etajul 2, cu planșee din lemn, numărul fisurilor este mai mic, fiind puse în evidență în 1997 unele fisuri având direcția după latura scurtă a clădirii.

Corpul Vest - Sala 2. Din cercetarea fisurilor înregistrate în 1980 și 1997 pe planul parter s-a constatat că nu sunt diferențe esențiale ceea ce a dovedit că în ultimii ani nu au apărut degradări mari, vizibile. În schimb la etajul 1 s-au înregistrat în 1997 mai multe fisuri noi în bolțile de cărămidă. Acestea sunt situate în jurul peretelui de la fațada spre vest și a peretelui dinspre curtea interioară. Deasemenea au apărut fisuri mici și mijlocii pe direcția laturii scurte a Sălii 2. La etajul 2 nu sunt înregistrate fisuri. În peretele fațadei dinspre vest au fost notate fisuri verticale - de mărimi mici și medii - la nivelul fundațiilor, etajelor 1 și 2.

6.2.3. Analiza soluției de consolidare adoptate - un nou concept de consolidare

Soluția de consolidare propusă prin expertiza tehnică are la bază calculul efectuat prin discretizarea structurii în cadre plane și apoi în mai multe elemente finite pe stâlpii considerați și bolțile aferente. Considerarea unor cadre plane transversale, atât pentru Corpul Nord - Sala 1 cât și pentru cel Vest - Sala 2, este destul de aproape de realitate deoarece prin rigiditatea redusă, dar în special datorită fisurilor apărute de-a lungul timpului în bolțile de cărămidă, nu se poate conta pe o conlucrare spațială a structurii.

În consecință, cadrul transversal, alcătuit din stâlpi de zidărie cu dimensiunile de calcul luate la nivelul ferestrelor și respectiv cele reale pentru stâlpii interiori și din rigle tip arc cu grosimea de o cărămidă, a fost calculat pentru a prelua toate încărcările gravitaționale și seismice aferente, specifice zonei D și clasei de importanță II.

Din datele rezultate din analiza statică (Tabelele 6.3 și 6.4), efectuată în expertiza tehnică și reluată cu date geometrice și de încărcare stabilite prin măsurători directe și sondaje, s-au desprins următoarele concluzii:

- stâlpii din zidărie prin care s-au modelat pereții exteriori (fațada principală și curtea interioară) sunt solicitați la compresiune excentrică cu mare excentricitate și forță tăietoare, punctul de aplicare al forței excentrice ieșind din sâmburele central și chiar din secțiunea transversală a stâlpilor de la toate cele trei niveluri;

- pentru stâlpii interiori valoarea eforturilor rezultate indică solicitarea de compresiune excentrică cu mică excentricitate;

- valoarea eforturilor de compresiune din stâlpi și arce - bolți nu depășește rezistența admisă a cărămizii.

Tabelul 6.3

Eforturi caracteristice din combinații speciale - Sala I

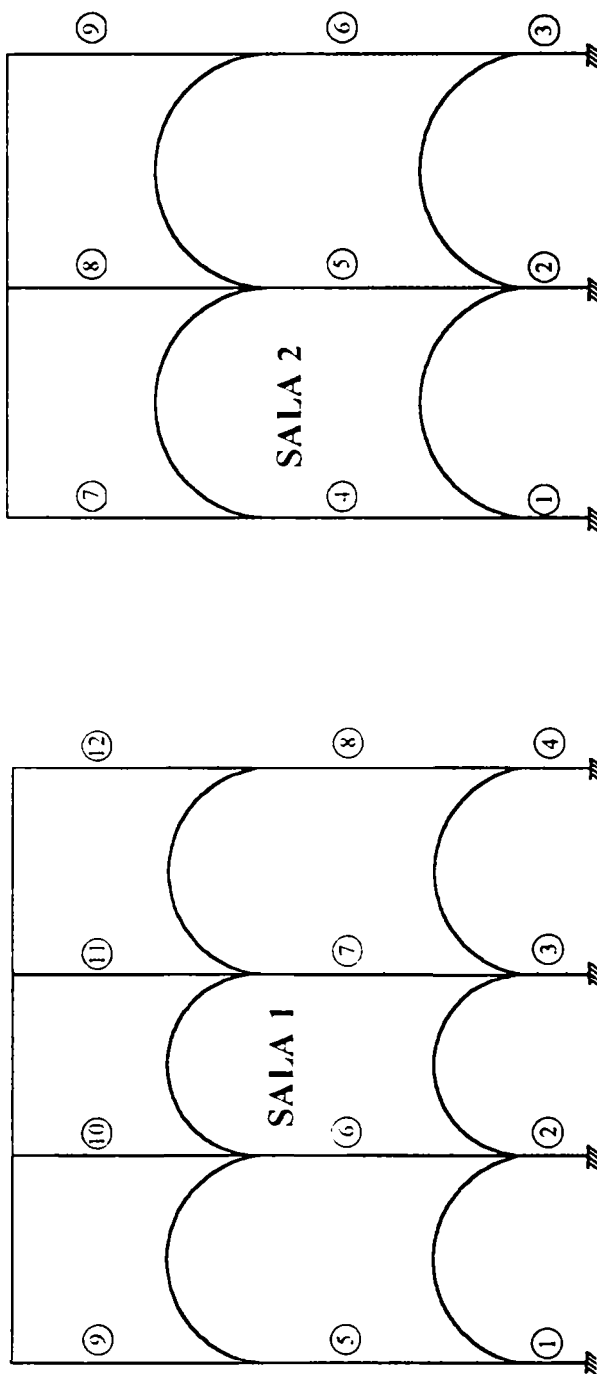
Elemente verticale	Structura actuală neconsolidată			Structura consolidată									
	Seism transversal			Seism transversal			Seism longitudinal			Seism diagonal			
	M [kNm]	N [kN]	e ₀ [m]	M [kNm]	N [kN]	e ₀ [m]	M [kNm]	N [kN]	e ₀ [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	N [kN]	
marginale	1	936	1138	0,82 ¹⁾	449	869	0,51	357	947	0,38	320	258	898
	4	761	1050	0,72	462	1109	0,42	505	1068	0,47	328	362	892
	5	623	683	0,91 ¹⁾	184	868	0,21	627	881	0,71	2	502	873
	8	583	989	0,58	214	832	0,26	752	930	0,81	28	547	909
	9	131	210	0,62	50	308	0,16	54	308	0,18	36	21	308
centrale	12	216	227	0,95 ¹⁾	101	306	0,33	54	283	0,19	73	11	302
	2	266	831	0,32	450	957	0,47	216	1095	0,20	321	149	964
	3	146	946	0,15	453	934	0,48	209	973	0,22	314	151	985
	6	268	446	0,60 ¹⁾	309	586	0,53	79	441	0,18	223	65	453
	7	268	396	0,68 ¹⁾	297	634	0,47	70	504	0,14	218	29	511
	10	132	220	0,60 ¹⁾	118	318	0,37	129	314	0,41	86	91	315
11	16	122	0,13	102	259	0,39	93	259	0,36	73	66	259	

Notă: ¹⁾ Excentricitățile depășesc limitele secțiunii transversale (e₀ > h/2)

- Pentru elementele marginale e₀ < h/2
- Pentru elementele centrale: M_R = 522 kNm > M_S^{max} = 453 kNm

Eforturi caracteristice din combinații speciale - Sala 2

Elemente verticale	Structura actuală neconsolidată				Structura consolidată								
	Seism transversal				Seism transversal		Seism longitudinal		Seism longitudinal		Seism diagonal		
	M [kNm]	N [kN]	e ₀ [m]		M [kNm]	N [kN]	e ₀ [m]	M [kNm]	N [kN]	e ₀ [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	N [kN]
1	471	1230	0,38		356	1986	0,18	716	1408	0,51	60	605	1309
3	3090	2160	1,43¹⁾		1653	2546	0,65	1263	2249	0,56	954	943	2314
4	2522	1643	1,53¹⁾		332	1519	0,22	947	567	1,67	120	726	602
6	2879	1982	1,45¹⁾		924	1434	0,64	779	568	1,37	711	321	1430
7	768	484	1,58¹⁾		49	270	0,18	625	263	2,38	30	410	183
9	151	60	2,52¹⁾		47	233	0,20	188	80	2,35	18	136	56
2	598	1307	0,46		946	1032	0,92	190	1032	0,20	746	133	1032
5	429	1092	0,39		118	748	0,16	151	722	0,21	62	133	723
8	30	349	0,09		66	134	0,49	185	226	0,82	30	155	226



Concluziile prezentate mai sus se referă la eforturile rezultate din gruparea specială de acțiuni în care s-a luat în considerare acțiunea seismică. În gruparea fundamentală valorile eforturilor rezultate din calculul static sunt inferioare celor admisibile, construcția rezistând acestor acțiuni.

Din cele prezentate anterior s-a desprins concluzia, cuprinsă în expertiza tehnică, a necesității consolidărilor zidurilor exterioare ale construcției. Acestea au constat din:

- consolidarea fiecărui stâlp de zidărie exterior prin înglobarea, la interiorul și exteriorul zidului, a câte patru profile metalice (corniere), legate între ele cu bare de oțel rotund (tiranți) înglobate în beton în vederea protejării și conlucrării mai bune cu zidăria existentă;

- înlăturarea umpluturii de peste bolțile de la nivelul 1 și nivelul 2 și executarea unui planșeu de beton armat cu grinzi și plăcă, soluție pentru Sala 1, în Sala 2 existând planșeu realizat în 1956.

Soluția analizată și prezentată mai sus a luat în considerare numai aspectul de rezistență al structurii, rezultat din analiza statică, aspectele legate de conformarea arhitectonică, tehnologia de execuție și durata lucrărilor fiind subordonate primului criteriu.

În scopul satisfacerii, pe cât posibil, a mai multor criterii - arhitectonice, tehnice și economice - s-a analizat și găsit o nouă soluție de consolidare. Aceasta se bazează pe un nou concept de consolidare: *sporirea rigidității elementelor structurale prin mărirea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor componente*.

Materializarea acestui concept s-a propus pentru realizare la reabilitarea muzeului prin consolidarea stâlpilor centrali, mult mai supli, prin dispunerea a câte patru bulbi de beton armat cu armătură rigidă, legați între ei prin tiranți din bare de oțel rotund. Prin această soluție s-a sporit modulul de rigiditate al fiecărui stâlp de aproximativ 7.5 ori prin faptul că modulul de elasticitate E al bulbilor de beton este de 35000 N/mm^2 față de 1875 N/mm^2 al zidăriei. Astfel s-au redus sensibil eforturile din zidurile exterioare, acestea fiind redistribuite la stâlpii interiori consolidați, așa cum se poate observa din Tabelele 6.3 și 6.4.

Principalele avantaje ale noi soluții sunt:

- zidurile exterioare, incluzând și fațada principală, nu vor fi afectate prin practicarea unor lăcașuri verticale pentru înglobarea profilelor;

- tehnologia de execuție a unor consolidări la stâlpi interiori este mult mai simplă decât la zidurile exterioare;

- consolidarea fundațiilor izolate este mai facilă decât la fundațiile continue sub zidurile exterioare;

- valoarea eforturilor și distribuția lor este mai avantajoasă, rezultând consolidări mai suple, aspect evidențiat și prin faptul că la consolidarea pereților exteriori ar fi fost necesare, pentru fiecare stâlp, patru corniere $160 \times 160 \times 18 \text{ mm}$, iar la consolidarea stâlpilor centrali sunt necesare corniere $100 \times 100 \times 5 \text{ mm}$, adică o economie sensibilă de oțel;

- execuția lucrărilor se poate face în orice anotimp, fiind vorba de lucrări de interior;

- se obține o siguranță corespunzătoare la seism prin realizarea unei **structuri ultime de răspuns** cu caracteristici mecanice și geometrice regulate în plan vertical și orizontal, fiind înlăturate disimetriile pronunțate în distribuția volumelor și rigidităților existente la construcția actuală.

6.2.4. Descrierea soluției de consolidare

Soluția generală aleasă pentru ambele corpuri de clădire este: consolidarea stâlpilor de zidărie interiori și realizarea de planșee de beton armat peste parter și etajul 1. Descrierea și detalii ale consolidărilor sunt prezentate în continuare precum și în Figura 6.9.

Corpul Nord - Sala 1. Consolidarea verticală (Figura 6.9) se realizează prin practicarea a câte patru bulbi din beton armat cu armătură rigidă pentru fiecare din cei zece stâlpi interiori (Figura 6.8). În vederea obținerii unor rigidități egale pentru stâlpii consolidați care la parter au dimensiuni diferite, s-au ales pentru fiecare dintre stâlpi dimensiunile minime ale secțiunii transversale de 85x85 cm care rezultă în urma decupării gresiei de placare a zidăriei. Gresia existentă la parter având valoare arhitecturală deosebită urmează a fi tratată, completată și repusă pe stâlpii consolidați.

La stâlpii interiori, având dimensiunile de mai sus, se vor practica în fiecare colț lăcașe cu dimensiunile 25x25 cm, în care se vor introduce profile de oțel OL37-2n, formate la rece, de 100x100x5 mm și armătură flexibilă, constând din bare longitudinale 4 ϕ 16 și etrieri ϕ 8/20 cm. Realizarea stâlpișorilor de consolidare a zidăriei se face prin turnarea, în final, a unui beton de calitate superioară, Bc35, aceasta pentru asigurarea modulului de elasticitate ridicat și rigidității corespunzătoare a elementelor verticale de rezistență.

Soluția de consolidare cu stâlpișori cu secțiune compusă oțel - beton (beton cu armătură rigidă) s-a propus din următoarele considerente:

- crearea unor elemente cu ductilitate sporită la acțiunile seismice;
- posibilitatea realizării unei ușoare confinări a miezului de zidărie al stâlpului prin folosirea unor etrieri - tiranți (ϕ 16/20 cm) care leagă stâlpișori între ei prin fixarea acestora în profilele metalice;
- încastrarea mai sigură în tălpile de fundație care se realizează deasemenea din profile metalice.

Consolidarea orizontală se asigură prin realizarea de planșee de beton armat peste parter și etajul 1. Înainte de executarea planșeului se va proceda la desfacerea pardoselilor actuale și la înlăturarea umpluturilor de deasupra bolților.

Planșeele de beton armat sunt realizate din plăci armate cruciș, rezemate pe perechi de grinzi care la rândul lor sunt încastrate în stâlpișorii care constituie consolidarea verticală. Pe contur plăcile și grinzile reazemă pe zidurile longitudinale și transversale prin intermediul unor centuri. Aceste centuri se realizează prin practicarea unor lăcașuri în ziduri, pe lățimi de 30 cm. Deoarece lățimea zidurilor este cu mult mai mare, pentru o mai bună conlucrare a centurilor cu zidăria, se vor prevedea conectori (ϕ 14/24 cm) prelungiți pe toată grosimea zidului. Grinzile planșeului vor avea armăturile longitudinale fie ancorate în betonul din stâlpișori, fie sudate de profilele metalice unde este posibil.

Corpul Vest - Sala 2. În anii 1954 - 1956 asupra structurii de rezistență a acestui corp de clădire au fost efectuate consolidări substanțiale datorită degradărilor, fisuri în bolți și ziduri ca urmare a tasării inegale a fundațiilor, produse de-a lungul timpului.

Consolidările din acea perioadă au constat din:

- realizarea unui cadru inel de beton armat în jurul fundațiilor de sub stâlpi, care reazemă pe piloți de beton, forți, cu un diametru de 30 cm;
- executarea unor planșee de beton armat peste primul și al doilea nivel, realizate după dislocarea umpluturilor existente.

Aceste consolidări au asigurat atât stabilizarea tasărilor (nu au mai fost constatate deplasări pe verticală ale stâlpilor centrali) cât și realizarea unor șaibe orizontale menite a contribui la repartizarea eforturilor în concordanță cu rigiditățile elementelor verticale.

Consolidările realizate în deceniul al VI-lea au corespuns nivelului de cunoștințe din acea perioadă. Aprecierea gradului de asigurare la acțiuni seismice, efectuată în concordanță cu normele actuale (P100-92), arată că la combinațiile speciale de încărcări care iau în considerare acțiunea seismică specifică orașului Timișoara, elementele de rezistență verticale, stâlpii centrali și zidurile exterioare, nu sunt capabile a prelua eforturile provenite din aceste solicitări. În elementele marginale, modelate în calcul prin stâlpi de zidărie cu secțiune transversală în formă de T, excentricitățile forțelor axiale de compresiune (Tabelul 6.4) depășesc cu mult limita secțiunii transversale, situație în care apare necesitatea consolidării acestor elemente.

La consolidarea verticală, similar cu cazul Corpului Nord - Sala 1, s-a adoptat conceptul de consolidare a stâlpilor centrali (Figura 6.8) prin mărirea rigidității acestora folosindu-se, în acest scop, bulbi de beton cu armătură rigidă având modul de elasticitate mult mai mare față de elementul de zidărie.

Armătura rigidă a fost formată din câte patru profile cornier 120x120x12 mm la fiecare stâlp central. Profilele cornier sunt legate între ele prin etrieri - tiranți $\phi 16/20$ cm. Restul detaliilor de consolidare sunt similare cu cele prezentate pentru Corpul Nord - Sala 1.

6.2.5. Concluzii

Principalele idei desprinse din expertiza și proiectul de consolidare efectuate la Muzeul Banatului din Timișoara sunt:

a). La reabilitarea unei construcții de importanță deosebită aspectele tehnice și economice sunt insuficiente în judecarea soluției finale; un rol important în adoptarea soluției de reabilitare îl are păstrarea aspectului arhitectural existent, mai ales în privința volumelor și fațadelor.

b). Soluția de reabilitare a Muzeului Banatului din Timișoara se bazează pe aplicarea conceptului de sporire a rigidității elementelor structurale prin mărirea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor componente.

c). Prin consolidarea numai a stâlpilor centrali și planșeelor s-au obținut următoarele avantaje: zidurile din fațade nu sunt afectate; tehnologia de consolidare a stâlpilor și fundațiilor este simplă; costul lucrărilor este mai redus; se obține o siguranță corespunzătoare la seism prin realizarea unei structuri ultime de răspuns cu caracteristici regulate în plan vertical și orizontal.

7.1. Concluzii finale

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 a 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.

Dintre problemele de durabilitate, **coroziunea armaturilor 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. Durata de exploatare a unei structuri de beton este determinată de gradul de coroziune a armăturilor.

Pentru cuantificarea cât mai corectă a problemelor structurale printre care și influența factorilor care afectează durabilitate construcțiilor este necesară abordarea probabilistă a calculului structurilor. Aceasta presupune evaluarea statistică a caracteristicilor construcțiilor - calitatea materialelor, acțiuni în construcții - utilizându-se diferite modele probabilistice precum și evaluarea statistică a siguranței construcțiilor.

Astfel apare și necesitatea abordării probabilistice a procesului de coroziune a armăturilor din beton datorită proprietăților aleatoare ale fenomenului, adică iregularitatea observată sau măsurată a producerii sale. Aceasta cauză, cât și lipsa de cunoștințe și cercetări în domeniu, face imposibilă abordarea complet deterministă a problemei.

Evaluarea nivelului de protecție a construcțiilor, în general, și a celor de beton armat în special a devenit o preocupare constantă a tuturor specialiștilor implicați în proiectarea, execuția și monitorizarea construcțiilor.

Comportarea în timp presupune definirea durabilității construcțiilor, care reprezintă, așa cum s-a arătat, intervalul de timp în care construcția își păstrează toate caracteristicile necesare funcționării ei normale. Pentru a pune în evidență efectul tuturor acțiunilor posibile - cu caracter monoton și a celor excepționale - asupra siguranței construcțiilor trebuie luate în

considerare nu numai acțiunile permanente, variabile și excepționale, dar și cele ale factorilor de mediu, care introduc mai complet efectul parametrului timp.

Necesitatea reproiectării construcțiilor în general și a celor de beton armat, în special, apare ca urmare a acțiunilor care solicită în decursul timpului elementele structurilor de rezistență, ceea ce conduce la diminuarea, în diferite grade, a capacității portante a respectivelor structuri.

În acest scop s-au prezentat scheme originale pentru a pune în evidență efectul în timp al diferitelor acțiuni asupra rezervei de rezistență a unei structuri de beton armat.

Astfel s-a urmărit stabilirea unor procedee adecvate de calcul, care să fie capabile a introduce modificările care apar în timp în ceea ce privește proprietățile mecanice, fizice și geometrice.

Pentru stabilirea capacității de rezistență a unei structuri de beton armat după o anumită durată de exploatare în vederea consolidării acesteia, au fost propuse și analizate și două procedee de abordare ale problemei: procedeul articulațiilor plastice și procedeul modificării modulului de rigiditate.

Ambele procedee iau în considerare degradările structurale în timp (reducerea ariilor de armătură), fie prin introducerea articulațiilor plastice în secțiunile cu armătură degradată fie prin reducerea modului de elasticitate și implicit a modulului de rigiditate a unor zone ale elementelor structurale cu armături degradate.

Procedeele reprezintă metode accesibile și viabile de abordare a fenomenului de diminuare a capacității portante a construcțiilor afectate de probleme de durabilitate.

Alegerea uneia dintre metode pentru analiza structurilor existente depinde de natura degradărilor determinate experimental. Ambele procedee (procedeul articulațiilor plastice și procedeul modificării modulului de rigiditate) sunt de complexitate medie - analiza statică se face în domeniul liniar elastic - fiind accesibile inginerilor experți prin folosirea programelor de analiză structurală obișnuite.

În cazul problemelor de complexitate ridicată, calculul dinamic post-elastic reprezintă modalitatea cea mai corectă de rezolvare a problemelor.

O problemă specială studiată în capitolul 3 o reprezintă solicitarea structurilor la impactul din seism.

Impactul dintre construcțiile adiacente poate fi corect abordat așa cum s-a prezentat în lucrare, printr-un calcul dinamic neliniar la acțiuni seismice reprezentate prin accelerograme naturale sau generate artificial, luând în considerare comportarea elasto-plastică a materialelor (beton armat).

Această metodologie de studiu poate fi folositoare când nu este posibilă evitarea fenomenului de coliziune, pentru o mai bună proiectare și evaluare a efectelor rezultante.

Pentru clădirile existente, vechi, care pot fi afectate din impact, se pot astfel oferi soluții de mărire a capacității portante prin reparare sau consolidare.

Aplicarea studiilor și concluziilor teoretice s-a făcut prin expertizarea structurii de rezistență de la hala de fierbere din cadrul Fabricii de Bere "Timișoreana" S.A. din Timișoara.

În baza studiilor, determinărilor experimentale și calculelor efectuate de către colectivul de elaborare al expertizei s-au desprins concluziile necesității remedierii / consolidării unor elemente de rezistență afectate prin corodarea puternică a armăturii de rezistență sau neasigurate antisismic conform prevederilor Normativului P100-92.

S-a executat proiectul de consolidare structurală pentru hala de fierbere avându-se în vedere aspectele de optimizare a soluțiilor tehnice care conduce la implicații semnificative de ordin economic și tehnologic, fapt pentru care fiecare tip de structură trebuie să fie analizată separat, neexistând soluții universal valabile.

În general, studiul modalităților de reabilitare a construcțiilor de diferite tipuri evidențiază importanța găsirii unor soluții corespunzătoare din punct de vedere tehnic și cu implicații materiale și arhitecturale minime.

Rezolvarea acestor probleme s-a urmărit și la realizarea proiectului de consolidare a unei clădiri istorice din Timișoara - Muzeul Banatului. În scopul satisfacerii, pe cât posibil, a mai multor criterii - arhitectonice, tehnice și economice - s-a analizat și găsit o nouă soluție de consolidare. Aceasta se bazează pe un nou concept de consolidare: *sporirea rigidității elementelor structurale prin mărirea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor componente.*

7.2. Contribuții personale

Contribuțiile teoretice ale tezei de doctorat se pot sintetiza în următoarele:

- a) prezentarea unor aspecte noi și importante referitoare la expertizarea și reabilitarea construcțiilor de beton armat;
- b) definirea într-o concepție proprie a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice;
- c) introducerea în calculul structurilor existente de beton armat a influenței valorilor reale ale parametrilor fizici și mecanici ai elementelor componente supra stării generale de eforturi și deformații. Pentru acest calcul sunt propuse două procedee:
 - **procedeul modificării modului de rigiditate** la diferite perioade de exploatare a construcției;
 - **procedeul articulațiilor plastice** suplimentare în zonele afectate ale structurii
- d) abordarea originală a două probleme interesante pentru comportarea în timp a structurilor de beton armat: reacția alcali-agregate; problema impactului la acțiuni seismice.

Contribuțiile originale aplicative, în strânsă corelare cu abordările teoretice, se referă la participarea la două proiecte de expertiză și reabilitare importante:

1. Studiul de expertiză și consolidarea structurii de rezistență a Muzeului Banatului din Timișoara. Soluția de reabilitare prezintă o idee nouă și originală: **asigurarea siguranței structurii prin sporirea caracteristicilor fizice și mecanice ale stâlpilor interiori ai structurii**, rezultând o soluție dintre cele mai avantajoase.

2. Expertiza și consolidarea structurii de rezistență a halei de fierbere de la Fabrica de bere "Timișoreana". Prin aplicarea considerațiilor teoretice dezvoltate în lucrare a rezultat o consolidare economică și în același timp cu siguranța necesară.

Unele dintre rezultate au fost publicate parțial sau total în diferite articole și lucrări:

Dan, S., *Reacția alcali-agregate problemă de durabilitate pentru structurile de beton armat*, Simpozion Zilele Academice Timișene, Ediția a IV-a, Timișoara, mai, 1995;

Dan, S., Azevedo, J., *Behaviour of Structures Subjected to Seismic Impact*, Instituto da Construção, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Julho, 1996;

Bob, C., Dan, S., *Considerații asupra comportamentului construcțiilor existente din beton armat la solicitări seismice*, Buletinul științific al UP Timișoara, 41 (55), 1996.

Bob, C., Băluț, N., Suma, C., Dan, S., *Considerații privind reabilitarea unor clădiri de importanță deosebită*, Simpozion Zilele Academice Timișene, Ediția a VI-a, Timișoara, mai, 1999;

Bob, C., Dan, S., *New Ideas for Rehabilitation of Historical Buildings. Quality and Reliability in Building Industry*, Levoca, Slovacia, oct., 1999.

BIBLIOGRAFIE

- 1.1. 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.
- 1.2. C. Bob. *Verificarea calității, siguranței și durabilității construcțiilor*. Editura Facla, Timișoara, 1989.
- 1.3. RILEM. *Long-term Observation of Concrete Structures*. Sept, 1984, Budapest, vol. I, II, III.
- 1.4. G. Fagerlund. *Service life of structures, General report session 2.3*. Quality Control of Concrete Structures, June, 1979, Stockholm.
- 1.5. C. Bob. *Unele considerații privind durabilitatea structurilor din beton armat*. A XII-a Conferință de betoane, oct. 1984, Iași.
- 1.6. A. J. M. Siemes ș.a. *Durability of buildings: a reliability analysis*. Heron, Delft University, vol. 30, no. 3, 1985.
- 1.7. PROPERTY SERVICES AGENCY. *Quality assurance*. HMSO, 1987
- 1.8. NATIONAL AUDIT OFFICE. *Quality control of road and bridge construction*. HMSO, Dec, 1987.
- 1.9. J. D. Dewar. *Concrete durability: Specifying more simply and surely by strength*. Concrete, vol. 15, no. 2, Feb, 1982.
- 1.10. R. K. Dhir, M. R. Jones, J. W. Green. *Protection of structural concrete*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
- 1.11. R. D. Browne. *Durability of reinforced concrete structures*. Pacific Concrete Conference, vol. 3, 1988.
- 1.12. E. J. Wallbank. *The performance of concrete bridges*. Report by G. Maunsel and Partners for Department of Transport, HMSO, 1988.
- 1.13. 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.
- 1.14. CIRIA. *Guide to concrete construction on the Gulf region*. CIRIA Special Publication 31, 1984.
- 1.15. B. Mather. *How to make concrete durable*. Construction Specifier, vol. 42, Jan. 1989.
- 1.16. M. Leeming. *Surface treatments for the protection of concrete*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
- 1.17. K. Tuuti. *Service life of structures with regard to corrosion of embedded steel*. Quality Control of Concrete Structures, June, 1979, Stockholm.
- 1.18. CEB. *Working Guide for Durable Concrete Structures*, Part. I, München, și Durability of Concrete Structures, Copenhaga, 1983.
- 1.19. Research Group of Durability - R. P. Chineză. *Observations on reinforced concrete structures under long-term service and relevant experiments*. RILEM, Testing In-Situ of Concrete Structures, Sept, 1987, Budapest.
- 1.20. 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.
- 1.21. J. Medgyesi ș.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. I, II, III.

- 1.22. RILEM. Testing in situ of concrete structures. Sept, 1987, Budapest.
- 1.23. RILEM. *Quality control of concrete structures*. June, 1979, Stockholm.
- 1.24. Association Française pour la Construction, Symposium PARIS-VERSAILLES, sept, 1987.
- 1.25. N. Kashino. *A durability investigation of existing buildings*. Testing in-situ of concrete structures. Sept, 1987, Budapest.
- 1.26. I. Biczok. *Coroziunea și protecția betonului*. Editura Tehnică, București, 1965.
- 1.27. I. Teoreanu ș.a. *Durabilitatea betonului*. Editura Tehnică, București, 1982.
- 1.28. A. N. Neville. *Proprietățile betonului*. Editura Tehnică, București, 1979.
- 1.29. 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 absorption*, 1983.
- 1.30. R. K. Dhir, M. R. Jones, J. G. L. Munday. *A practical approach to studying carbonation of concrete*. Concrete, Oct, 1985.
- 1.31. R. K. Dhir, P. C. Hewlett, Y. N. Chan. *Near-surface characteristics of concrete: Assessments and developing of in-situ methods*. Magazine of Concrete Research, vol. 39, no. 141, Dec, 1987.
- 1.32. 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.
- 1.33. 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.
- 1.34. 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.
- 1.35. L. J. Parott. *Carbonation, corrosion and standardization*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
- 1.36. 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.
- 1.37. T. Oshiro, S. Takinawa. *A field study of durability of RC buildings exposed to a marine environment*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
- 1.38. H. Seki, K. Fujii. *Protection against corrosion of reinforcing bars using high-strength concrete*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
- 1.39. R. D. Browne. *Degradation of concrete structures and the extent of the problem*. Cathodic Protection of Concrete Structures, Institution of Structural Engineers, London, 1988.
- 1.40. STAS 10107/0-90. *Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat*.
- 1.41. BRITISH STANDARD INSTITUTION. *BS 8110 Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction*. 1985.
- 1.42. EUROCODE No. 2. *Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings*. Final Draft, 1989.
- 1.43. ENV 206. *Concrete-Performance, Production, Placing and Compliance Criteria*. Final Draft, 1989.
- 1.44. R. N. Swamy, S. Takinawa. *Surface coatings to preserve concrete durability*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
- 1.45. L. P. McGill M. Humpage. *Prolonging the life of reinforced concrete structures by surface treatment*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
- 1.46. C. Avram, C. Bob. *Noi tipuri de betoane speciale*. Editura Tehnică, București, 1980.

- 1.47. M. Yasui, M. Fukushima. *Performance of high-build coating materials for concrete structures for preventing corrosion damage*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
 - 1.48. J. Larralde. *Bond stress-slip behaviour of class C FRP rebars*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
 - 1.49. CONCRETE SOCIETY Technical Report no. 36. *Cathodic protection of reinforced concrete*. 1989.
 - 1.50. 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.
 - 1.51. T. Kamijoh. *Repair of salt-damaged concrete structures*. Protection of Concrete, Sept, 1990, Dundee.
- *
- 2.1. C. Avram. Prefață la ediția în limba română a cărții *Siguranța structurilor* de J.F. Borges și M. Castanheta, Ed. Tehnică, București, 1974.
 - 2.2. C. Bob. *Verificarea calității, siguranței și durabilității construcțiilor*. Ed. Facla, Timișoara, 1989.
 - 2.3. D. Lungu, D. Ghiocel. *Metode probabilistice în calculul construcțiilor*. Ed. Tehnică, București, 1982.
 - 2.4. G. Ciucu, V. Craiu. *Introducere în teoria probabilităților și statistică matematică*. Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1971.
 - 2.5. N. Blaut. *Statistical Evaluation of Quality*. RILEM, Quality Control of Concrete Structures, Stockholm, June, 1979.
 - 2.6. * * * *Normativ pentru executarea lucrărilor din beton și beton armat, indicativ C140-86*, București, 1987.
 - 2.7. J.F. Borges, M. Castanheta. *Siguranța structurilor*. Ed. Tehnică, București, 1974
 - 2.8. C. Bob. *A Theoretical Model of Carbonation or Chloride Penetration*.
 - 2.9. L. Boleanțu, C. Bob. *Comportarea în exploatare a stâlpilor LEA de beton precomprimat*. Schimbul de experiență "Comportarea in-situ a construcțiilor", Oradea, 1976.
 - 2.10. *Experimentări in-situ și determinări fizico-chimice de laborator pe probe de beton prelevate din stâlpii LEA*. Contract: Universitatea Tehnică Timișoara, Catedra C.C.I.A. - ICMENERG București, 1994.
 - 2.11. *Studii și cercetări experimentale privind comportarea în exploatare a stâlpilor de beton armat ai liniilor electrice aeriene*. Contract: Universitatea Tehnică Timișoara, Catedra C.C.I.A. - F.R.E. Timișoara, 1992.
 - 2.12. *Proceedings of International Conference "Protection of concrete"*, Sept. 1990, Dundee
 - 2.13. R. N. Swamy. *The Alkali-Silica Reaction in Concrete*. Blackie and Son Ltd., 1992.
 - 2.14. J. P. Bournazel, M. Moranville-Regourd. *Mathematical Modeling of Concrete Durability: the Use of Thermodynamics of Irreversible Processes*. Malnotra Symposium, San Francisco, Nov., 1994.
 - 2.15. J. P. Bournazel, B. Capra, A. Mebarki, A. Sellier. *Alkali-Aggregate Reaction: a Probabilistic Description of Induced Mechanical Effects*. EURO-C, Computational Modelling of Concrete Structures, Innsbruck, Austria, 1994.
 - 2.16. J. Mazars. *Application de la mécanique de l'endommangement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. These de Doctorat d'Etat, L.M.T., Université Paris, France.
 - 2.17. *Mamel d'utilisation CASTEM 2000*. C.E.A. / D.M.T. / L.A.M.S., France

- 3.1. Bălan, Ș., Cristescu, V., Cornea, I., etc., *Cutremurul de pământ din România de la 4 martie 1977*, Editura Academiei R.S. România, București, 1982.
- 3.2. Kannan, A., Powell, G., *DRAIN2D - A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures. Program User's Guide*, University of California, Berkeley, 1973.
- 3.3. Hoppmann II, W., Effects of Impact on Structures, in *Shock and Vibration Handbook* (Harris C. editor), McGraw Hill, New York, USA, 1988.
- 3.4. Mesquita, C., *Impacto entre Estruturas Adjacentes devido a Acção Sísmica*, M.Sc. dissertation, Instituto Superior Técnico, Lisbon, Portugal, 1991.
- 3.5. * * * *EUROCODE 8: Earthquake Resistant Design of Structures, Second Draft.*
- 3.6. * * * *EUROCODE 2, Part 1, Design of Concrete Structures.*
- 3.7. Azevedo, J., Bento, R., *Design Criteria for Buildings Subjected to Pounding.*
- 3.8. * * * *Normativ P100-92 pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale.*
- 3.9. Dan, S., Azevedo, J., *Behaviour of Structures Subjected to Seismic Impact*, Instituto da Construção, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Julho, 1996.

- 4.1. * * * *Normativ P100-92 Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale.* București, 1992.
- 4.2. * * * *Completarea și modificarea capitolelor 11 și 12 din " Normativul pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale - indicativ P100-92.* București, 1996.
- 4.3. * * * *Comentarii la capitolele 11 și 12 (versiunea 1996) ale " Normativului pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale - indicativ P100-92.* București, 1996.
- 4.4. Institutul de Proiectare, Cercetare și Tehnică de Calcul în Construcții - IPCT S.A. București, *Proiectarea antiseismică bazată pe metode de calcul dinamic neliniar. Anexa G la Normativul P100-92.* București, 1996.
- 4.5. * * * *Normativ P.13-70 Normativ pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice.* București, 1970.
- 4.6. Institutul de Proiectare, Cercetare și Tehnică de Calcul în Construcții - IPCT S.A. București, *Manual de utilizare al programului de analiză statică și seismică a cadrelor plane CADGRAF.* București, 1994.
- 4.7. * * * *Normativ P.13-63 Normativ condiționat pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice.* București, 1963.
- 4.8. IPCT S.A. București, INCERC București. *Catalog de Spectre Seismice de Răspuns Elastic și Inelastic.*
- 4.9. IPCT S.A. București. *Manual de utilizare al programului de analiză a structurilor plane supuse la acțiuni statice și seismice în domeniul elastic sau inelastic de comportare ANELISE.* București, 1994.
- 4.10. * * * *STAS 10107/0-76 Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat.* București, 1976.
- 4.11. * * * *STAS 10107/0-90 Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat.* București, 1990.

- 5.1. * * * *Contract de expertiză tehnică, nr. 358/1998, beneficiar S.C. Bere Timișoreana S.A. Facultatea de Construcții, Departamentul C.C.I.A., Timișoara, 1998.*