

UNIVERSITATEA TEHNICĂ A MOLDOVEI

Cu titlu de manuscris
C.Z.U: 694.078-413.046 (043.3)

ZOLOTCOV ANATOLIE

**CALCULUL REZISTENȚEI PEREȚILOR
CONSTRUCȚIILOR MONOLITE LA ACȚIUNI SEISMICE**

**Specialitatea 211.02
“Materiale de construcții, elemente și edificii”**

Autoreferatul tezei de doctor habilitat

CHIȘINĂU, 2015

Lucrare executată în Universitatea Tehnică a Moldovei, Chișinău

- Referenți oficiali:**
- 1 **BRATU Polidor**, doctor inginer, profesor universitar, președinte-director general, ICECON S.A., București, Romania
 - 2 **PASCU Ion Radu**, doctor inginer, profesor universitar, Universitatea Tehnică de Construcții București, Romania
 - 3 **ȘTEFAN I. Doina**, doctor inginer, profesor universitar, Universitatea Tehnică “Gheorghe Asachi” Iași, Romania .

Componența consiliului științific specializat:

- RUSU Ion**, președinte, doctor habilitat în tehnică, profesor universitar, Universitatea Tehnică a Moldovei (U.T.M.);
- TARANENCO Anatolie**, secretarul științific, doctor în tehnică, U.T.M.;
- LIVOVSCI Eugén**, doctor habilitat în tehnică, profesor universitar, membru-corespondent al Academiei de Științe a Moldovei (A.Ș.M.);
- ALCAZ Vasile**, doctor habilitat în științe fizico-matematice, A.Ș.M.;
- SECU Alexandru**, doctor inginer, profesor universitar, Universitatea Tehnică “Gheorghe Asachi” Iași, Romania.

Susținerea va avea loc la data de « 23 » ianie a. 2015 la ora 13-00, pe adresa: MD-2060, mun. Chișinău, bld. Dacia, 41, a. 10-310 în ședința Consiliului științific specializat DH 33 211.02-014 din cadrul Universității Tehnice a Moldovei, mun. Chișinău, bld. Ștefan cel Mare, 168.

Teza de doctor habilitat și autoreferatul pot fi consultate la biblioteca Universității Tehnice a Moldovei pe adresa: mun. Chișinău, bld. Ștefan cel Mare, 168 și pe pagina web a C.N.A.A. (www.cnaa.md).

Autoreferatul a fost transmis « 22 » mai 2015

Secretarul științific al Consiliului științific specializat,

doctor în tehnică, _____ **TARANENCO Anatolie**

Pretendentul la grad științific: _____ **ZOLOTCOV Anatolie**

© ZOLOTCOV Anatolie Simion, 2015

INTRODUCERE

Actualitatea și importanța problemei studiate.

Construcția clădirilor cu pereți structurali de beton armat, indiscutabil este cea mai performantă metodă de construcții în lume. Cu siguranță metoda a cucerit și zonele seismice.

Este interesantă istoria de dezvoltare a acestui tip de construcții, care nu se aseamănă cu istoria de formare a altor tipuri bine cunoscute.

Primele exemple de construcție ai clădirilor cu pereți structurali de beton armat se referă la începutul secolului XX. Însă aceste încercări nu au servit ca bază pentru o dezvoltare fundamentală a construcțiilor clădirilor cu pereți structurali de beton armat. Numai în a doua jumătate a secolului XX, în diferite țări, acest tip de construcții a început să se dezvolte activ. Concomitent cu construcția unor clădiri obișnuite, ca mijloc de soluționare a problemelor sociale, au fost concepute proiecte unicate de clădiri cu pereți structurali de beton armat – monumente originale acestui tip de construcții. Probabil, primul loc dintre acestea îl ocupă proiectul unei clădiri administrative de 400 etaje cu înălțimea 1600 m., elaborată de firma "CBM Engineers" pentru or. Houston, SUA.

Se părea, că nimic nu poate opri marșul triumfal al construcției de clădiri cu pereți structurali de beton armat pe tărîmul construcțiilor. Normele tehnice ale diferitor țări legiferau avantajele tehnice ale clădirilor cu pereți structurali de beton armat în comparație cu clădirile cu alte soluții constructive, inclusiv la construcția în zone seismice. Astfel, conform prevederilor tabelului 8 din normele și regulile de construcții «Строительство в сейсмических районах» (СНиП II-7-81*), chiar și în zonele seismice cu 9 grade se permite edificarea clădirilor cu pereți structurali de beton armat cu aceeași înălțime ca și pentru zonele neseismice.

Și totuși a venit timpul criticii clădirilor cu pereți structurali de beton armat. Într-un șir de cazuri, construcția acestora s-a bazat pe o analiză economică comparativă, însă uneori se referea direct și la problemele tehnice. Astfel de exemple pot fi aduse din anul 1986, cînd la cutremurul din munții Carpați, din multitudinea de clădiri din Chișinău cel mai mult au suferit clădirile cu pereți structurali de beton armat, construite în cofraj glisant. O astfel de concluzie, pe cît a fost de neașteptată, atît și negativă. Ca rezultat, a urmat interzicerea oficială de edificare a unor astfel de clădiri.

Lista eșecurilor, în dezvoltarea construcției clădirilor cu pereți structurali de beton armat, poate fi continuată și în special în zonele seismice. Însă nu este necesar, deoarece specialiștii au înțeles că cauza acestor eșecuri nu sunt deficiențele organice, ci faptul, că la baza dezvoltării construcției clădirilor cu pereți structurali de beton armat lipsește o fundamentare științifică adecvată.

Iată cîteva confirmări ai acestui fapt. La proiectarea clădirilor cu pereți structurali

de beton armat, pînă în prezent se utilizează metode de calcul, care nu iau în considerare specificul tehnologic și constructiv a acestor sisteme constructive. Alcătuirea pereților structurali de beton armat ai acestor clădiri se face pe principii clasice, ceea ce nu este acceptabil pentru cazul dat. Ca rezultat consumul de oțel pe 1 m² din suprafața totală a unor astfel de clădiri într-un șir de proiecte ajunge la 100 kg și mai mult, cu ce nu putem fi de acord. Lipsesc metode analitice de calcul a rezistenței pereților clădirilor cu pereți structurali de beton armat la grupări fundamentale a încărcărilor.

Starea tehnologiilor de edificare a clădirilor cu pereți structurali de beton armat este nesatisfăcătoare. Varietatea metodelor tehnologice, tipurilor de cofraj și beton demonstrează în mod clar că încă nu au fost găsiți parametrii optimi ai acestor aspecte tehnologice. Un exemplu elocvent este aplicarea irațională a betonului cu agregate din cheramzit pentru pereții clădirilor, construiți în cofraj glisant. De exemplu, pentru Republica Moldova acest fapt s-a finalizat prin aceea că astăzi în republică sunt foarte multe clădiri (de înălțimi mari) cu o rezistență seismică joasă. O parte din acestea sunt avariate și locatarii au fost evacuați.

Ca o dovadă a nesiguranței bazei pentru dezvoltarea fundamentală a clădirilor cu pereți structurali de beton armat - a bazei de cercetare științifice a acestora, este faptul unei reflectări insuficiente a acestui tip de construcții în normele tehnice a diferitor țări. În normele acestor țări recomandările de proiectare și edificare a clădirilor cu pereți structurali de beton armat adesea au un caracter general și sunt bazate pe principii clasice cunoscute privind proiectarea și construcția elementelor din beton armat.

Aproximativ începutului anilor 70 a sec. XX a revenit vârful de construcție a clădirilor cu pereți structurali de beton armat de înălțimi mari în Moldova, condiționată de deficitul crescînd al teritoriilor pentru construcții rezidențiale și tendința de a conferi orașelor un aspect modern de metropole dezvoltate rapid.

Această condiție a generat căutarea unor forme eficiente noi de construcție în zonele seismice și o astfel de formă a fost determinată sub formă de edificare a clădirilor cu pereți structurali de beton armat cu o înălțime de la 9 pînă la 24 de etaje. Astfel în 1972, în Chișinău a fost construită prima clădire cu pereți structurali de beton armat, iar în 1984 numărul acestora a depășit 40.

Aici trebuie de constatat faptul, că acest ”boom de clădiri cu pereți structurali de beton armat” în Moldova a început fără cercetările științifice respective, precum și fără efectuarea unor cercetări tehnologico-constructive și economice, practic în lipsa unei baze normative. Cum s-a menționat anterior, în СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» un capitol separat privind proiectarea și construcția clădirilor cu pereți structurali de beton armat lipsește, fiind prezente doar capitolele pentru clădirile din zidărie, schelet în cadre, elemente mari prefabricate. Primele

norme în Republica Moldova privind proiectarea și construcția clădirilor cu pereți structurali de beton armat - «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР», Республиканские строительные нормы (РСН 13-87, Часть-I) au apărut numai peste 15 ani de la ”boom-ul de clădiri cu pereți structurali de beton armat”.

Din cele prezentate rezultă, că pentru sporirea indicatorilor tehnico-economici ai clădirilor cu pereți structurali de beton armat și evitarea viitoarelor eșecuri, care au avut loc în mod analog, trebuie intensificate cercetările științifice în acest domeniu de construcții.

În ultimii 20 de ani, oamenii de știință din diferite țări, au atins în soluționarea acestei probleme un succes considerabil. Însă concomitent cu aceasta a rămas o listă destul de mare de probleme nesoluționate, cercetarea și soluționarea cărora este o obligație a științei moderne în construcții.

Această disonanță a servit ca un impuls pentru desfășurarea unui complex de cercetări privind proiectarea și construcția clădirilor rezistente la acțiuni seismice cu pereți structurali de beton armat în Moldova.

Studiul informației, obținute de diferiți autori, a arătat că indiferent de dezvoltarea intensivă a construcției clădirilor cu pereți structurali de beton armat în zonele seismice a lumii, problemele de calcul și alcătuire a pereților structurali ai clădirilor de beton armat nu a obținut o soluționare cardinală. Aceasta a condiționat necesitatea desfășurării unor cercetări diverse de comportare a clădirilor cu pereți structurali de beton armat la acțiunea diferitor solicitări – încărcări statice și vibrodinamice.

Cercetărilor experimentale de comportare a pereților structurali de beton armat la acțiunea sarcinilor statice în condiții de încărcare complexă a precedat o analiză detaliată a unui volum imens de lucrări în acest domeniu ai autorilor naționali și străini. Rezultatele acestei analize sunt prezentate detaliat în teza de doctorat.

Studiul efectuat al cercetărilor experimentale ai clădirilor cu pereți structurali de beton armat și fragmentelor în condiții de încărcare complexă a permis autorului să formuleze scopul și sarcinile tezei de doctorat.

Scopul și sarcinile cercetărilor

Elaborarea unui model de calcul a pereților structurali de beton armat la solicitări cu caracter oscilant de semn alternant și a metodei analitice de calcul a rezistenței pereților structurali ai clădirilor de beton armat la ruperea lor în secțiunea înclinată în rezultatul acțiunii seismice.

Una din sarcinile principale ale prezentei lucrări a fost crearea unei metode analitice de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat la acțiunea seismică. În mod normal, pentru aceasta a fost nevoie de informații inițiale privind starea eforturilor unitare și a deformațiilor a acestor construcții la solicitări similare celor de calcul.

Această informație poate fi obținută prin două soluții: efectuând încercări experimentale corespunzătoare cu pereți structurali ai clădirilor de beton armat sau prin studiul teoretic al stării eforturilor unitare și a deformațiilor a acestora. Prima soluție implică cheltuieli materiale și a forței de muncă semnificative, și aceasta poate fi utilizată numai în cazul realizării unui experiment de control. Un astfel de experiment unic s-a efectuat cu două fragmente cu 6 nivele cu pereți structurali de beton armat.

Indiscutabil aceste încercări au furnizat informații importante privind comportarea în stadiul de rupere a pereților structurali de beton armat. Însă experimentul nu a cuprins toate problemele, întâlnite la elaborarea metodei tehnice de calcul a unor astfel de construcții și, mai întâi de toate, cu necesitatea de a identifica motivele privind formarea fisurilor înclinate și cercetarea traiectoriilor acestora. Firește că a apărut necesitatea în efectuarea unor studii teoretice corespunzătoare, capabile să completeze rezultatele încercărilor experimentale descrise mai sus.

În cercetările teoretice descrise s-a utilizat un soft "NELIN", care realizează metoda elementelor finite, ce permite urmărirea transformării deformațiilor elasto-plastice și eforturilor în diferite sectoare ale construcției pe măsura variației solicitărilor.

Aceste cercetări aveau ca scop soluționarea următoarelor sarcini principale:

1. Identificarea caracterului de formare a fisurilor în pereții structurali de beton armat ai clădirilor multietajate la o încărcare complexă. Determinarea secțiunilor de calcul în care are loc ruperea peretelui structural de beton armat.

2. Determinarea formei diagramelor eforturilor normale (σ_y) și tangențiale (τ_{xy}) în secțiunile de calcul a peretelui structural de beton armat în faza de rupere.

3. Stabilirea caracterului variației eforturilor unitare pe lungimea armăturii de contur comprimate ($\sigma_{s'}$) și întinse (σ_s).

Noutatea științifică a rezultatelor obținute constă în următoarele:

1. S-a obținut un model nou de calcul al traiectoriei fisurii critice ai clădirilor cu pereți structurali de beton armat ținând cont de acțiunea seismică;

2. S-a elaborat o metodă nouă analitică de calcul a rezistenței pereților structurali de beton armat la ruperea după secțiuni înclinate. Ca bază a metodei este modelul de calcul, ce ține cont de acțiunea concomitentă în secțiunea înclinată de calcul a momentelor de încovoiere, eforturilor transversale și normale, precum și influenței particularităților tehnologice de edificare a clădirilor cu pereți structurali de beton armat, astfel ca betonarea separată a pereților și amenajarea rosturilor tehnologice;

3. S-a elaborat o schemă principală nouă de armare a elementelor plane din beton armat, care lucrează la solicitări cu caracter oscilant de semn alternant.

4. Rezultatele cercetărilor științifice efectuate au determinat crearea unei noi direcții științifice în domeniul proiectării construcțiilor antiseismice privind calculul rezistenței pereților structurali de beton armat la ruperea după secțiuni înclinate.

Metoda analitică de calcul elaborată, bazată pe un model de calcul generalizat al peretelui, care reproduce suficient de apropiat originalul fizic al acestuia, ne va permite să obținem o siguranță mai mare a clădirilor la acțiunea seismică.

Valoarea practică și implementarea rezultatelor cercetării

S-a elaborat o metodă analitică de calcul a rezistenței pereților structurali de beton armat la ruperea acestora după secțiuni înclinate, care permite ținerea evidenței ai factorilor principali, ce influențează asupra capacității portante a clădirilor la acțiunea sarcinii seismice, și anume:

- eforturile în betonul comprimat;
- eforturile în sectorul orizontal al secțiunii înclinate de calcul;
- eforturile în armătura de contur (comprimate și întinse);
- eforturile în barele armăturii de câmp.

S-au elaborat recomandări privind armarea eficientă a construcțiilor plane ale clădirilor cu pereți structurali de beton armat, care lucrează la încărcări complexe în planul propriu, ce permit prevenirea acțiunii agresive a armăturii de contur asupra zonei comprimate a peretelui.

Metoda analitică de calcul elaborată a rezistenței pereților structurali de beton armat la ruperea lor după secțiunile înclinate și propunerile privind alcătuirea acestora au fost utilizate în normele de construcție moldovenești «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР», Республиканские строительные нормы (РЧН 13-87, Часть-I) și ”NCM F.02.02.-2006 Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006”.

Aprobarea tezei.

Principalele prevederi ai tezei au fost prezentate la următoarele congrese și conferințe tehnico-științifice:

1. A XVI-a Conferință pentru beton. Comportarea și calculul structurilor din beton la acțiuni seismice și alte acțiuni speciale. (Brașov - 1994).
2. Научно-техническая конференция «30 лет образования КПИ им. С. Лазо». (Кишинев- 1994).
3. The Eleventh World Conference on Earthquake Engineering (Acapulco. Mexico-1996).
4. The Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris. France. September 6-11. 1998
5. Conferința Tehnică Internațională. Siguranța construcțiilor în condiții de teren și seismicitate specifice României și Republicii Moldova. Chișinău - 1999.
6. The Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering. (Vancouver. Canada -2004).
7. Современные строительные конструкции из металла и древесины.

(Одесская Государственная Академия Строительства и Архитектуры, Одесса, 2011);

8. X-ая Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию, 9-13 сентября, 2013, г. Сочи, Российская Федерация.

Teza este structurată din introducere, cinci capitole, concluzii și propuneri, bibliografie cu 139 titluri bibliografice, fiind expusă pe 224 de pagini, avînd 81 de figuri, 9 tabele. Principalele rezultate ale cercetărilor științifice sunt publicate în 25 de lucrări științifice și într-o monografie.

1 CONȚINUTUL LUCRĂRII

În **introducere** este prezentată caracteristica tezei, este fundamentată direcția cercetărilor științifice experimentale (statice și dinamice) și teoretice și sunt formulate actualitatea și valoarea problemei studiate, scopul și sarcinile cercetărilor, noutatea științifică a rezultatelor obținute, precum și valoarea practică și implementarea rezultatelor lucrării.

În **primul capitol "Starea clădirilor cu pereți structurali de beton armat"** este studiată experiența de proiectare și construcție a clădirilor cu pereți structurali de beton armat în Republica Moldova și de peste hotare, precum și comportarea acestora la acțiuni seismice puternice. S-au analizat diferite metode de edificare a clădirilor cu pereți structurali de beton armat (în cofraj glisant, modular, din panouri mari de cofraj etc.) peste hotare și în Moldova. Sunt descrise avantajele și deficiențele de construcție a clădirilor prin aceste metode.

Trebuie de menționat, că construcția clădirilor cu pereți structurali de beton armat deschide posibilități mari pentru soluționarea sarcinilor privind asigurarea rezistenței seismice a fondului locativ.

În acest capitol la fel este efectuată o analiză profundă și amplă a cercetărilor teoretice și experimentale autohtone și din străinătate privind studierea factorilor, care influențează la capacitatea portantă a pereților structurali de beton armat la acțiunea forței orizontale. Această informație este redată în tabelul 1.

Analiza informației, obținute de diferiți autori, a arătat faptul că, indiferent de dezvoltarea intensivă a construcției clădirilor cu pereți structurali de beton armat în zonele seismice a lumii, problemele de calcul și alcătuire a pereților structurali a clădirilor cu pereți structurali de beton armat nu au obținut o rezolvare cardinală. Acest lucru a condiționat necesitatea efectuării unor cercetări multilaterale a clădirilor cu pereți structurali de beton armat la acțiunea diferitor solicitări.

Tabelul 1. Factorii, care influențează la capacitatea portantă a pereților structurali de beton armat la acțiunea forței orizontale

Intensitatea comprimării verticale a peretelui		Caracteristica geometrică ($\beta_p = L/H.$)		Rezistența betonului		Armarea				Efectul de dorn (dowel effect)
Autorul	Concluzi e	Autorul	Concluzie	Autorul	Concluzie	Autorul	De contur	De câmp		
1	2	3	4	5	6	7	8	Cu plase	Cu carcasa diagonale	11
ИзмайловЮ. [48] Paulay T. Priestley M. Synge A.[126] АшкинадзеГ. [8] Alexander C, Heichebrecht A,Tso W.[94] VecchioF.I, CollinsM.P. [135]	Influențează pozitiv la majorarea forței de forfecare pînă la valorile sarcinilor de exploatare ($N < 0,19N_u$) N_u -sarcina verticală de rupere pentru forța orizontală $Q = 0$	Mau S., HsuT.T.C. [112] BardaF., HansonJ. [96], Coull A, Abu E. [100]	La creșterea caracteristicii geometrice β_p ($\beta_p = L/H.$), rezistența panourilor la forfecare și rigiditatea lor cresc. (L, H – respectiv, lungimea și lățimea peretelui structural de beton armat)	Измайлов Ю. [48]	Rezistența pereților structurali de beton armat la forfecare este considerabilă la rezistența betonului $R_b < 15 MPa$ Pentru valoarea $R_b > 15 MPa$ rezistența betonului influențează puțin asupra rezistenței peretelui structural la forfecare.	Измайлов Ю. [48], АшкинадзеГ. [8], CardenasA. RusseleH., Corley W. [99], Alexander C , Heichebrecht A, Tso W. [94] FioratoA, Oesterle R. [103], Beekhi W. [97] , Tassios[131] идр.	Contribuie la creșterea capacității portante a pereților structurali de beton armat, însă este necesar de prevenit bombarea armăturii (încovoierea longitudinală) instalată pe conturul pereților structurali.	Pentru $\mu_q = \mu_w = 0,025$ nu influențează asupra capacității portante. Pentru $\mu_q = \mu_w = 0,25$, adică pînă la cerințele normative, sprosteste considerabil capacitatea portantă pînă la 75%.	Este mai eficientă decît cea cu plase, deoarece traiectoria eforturilor principale de întindere coincid cu axele carcaselor.	TassiosГ.[131] în baza încercărilor efectuate la solicitări statice și ciclice de semn alternant a dedus formula pentru determinarea efectului de dorn $D_N = kd^2 \sqrt{R_b R_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_s}{R_s} \right)^2 \right]$ În stadiul de rupere la tinderea eforturile transversale în armătură σ_s către R_s pot fi neglijate.

În care, μ_q , μ_w - respectiv, procentul de armare în direcția verticală și orizontală

Capitolul doi ”Cercetarea experimentală a pereților structurali de beton armat ai clădirilor la o încărcare complexă în plan axial” este consacrată cercetării experimentale a pereților structurali de beton armat în condiții de încărcare complexă.

Scopul cercetărilor experimentale ale autorului a fost reducerea golurilor în cercetarea funcționării pereților structurali de beton armat ai clădirilor în condiții de încărcare complexă. S-au pus în mod concret următoarele **sarcini**:

1. Cercetarea caracterului deformării pereților structurali la solicitări cu caracter oscilant de semn alternant a forței orizontale;

2. Stabilirea caracterului diagramelor eforturilor unitare σ_y și τ_{xy} în zona comprimată a betonului pereților structurali și curbelor σ_s pe lungimea armăturii întinse de contur;

3. Elaborarea unor măsuri constructive eficiente de prevenire a flambajului armăturii de contur;

4. Obținerea unor informații suplimentare privind influența armăturii de câmp asupra rezistenței pereților structurali de beton armat la deformații de încovoiere și forfecare.

Acest spectru de sarcini a determinat alcătuirea modelelor experimentale, numărul lor și metoda de încercări.

Metoda cercetărilor experimentale

Din analiza diferitor proiecte de clădiri cu pereți structurali de beton armat cu înălțimea de la 9 pînă la 24 de etaje rezultă faptul, că lungimea pereților structurali plini variază în limitele 3,2 – 6,4 m la înălțimea nivelului a clădirilor de locuit de 2,8 m. Astfel se poate adopta în calitate de model experimental un perete structural de beton armat cu dimensiunile $l = 4,8$ m; $H = 2,8$ m și grosimea de 0,24 m. Un astfel de model, executat din beton greu, va cântări 8 t. Este clar faptul că o execuție în serie și încercare a unor astfel de modele este legată de dificultăți tehnice majore.

În astfel de cazuri se recurge la modelarea unor construcții experimentale. Pentru a evita influența unui ”efect de scară” este de dorit ca factorul de asemănare (α_p) să se adopte cât mai mare posibil, care în cercetările descrise a fost egal cu 0,5. Acestui factor au fost supuse toate caracteristicile geometrice ale panourilor experimentale și elementelor de armături ale acestora.

Pentru prevenirea, în timpul încercărilor, a încovoierii modelului (pereților structurali de beton armat) din plan, pe muchiile verticale ale acestuia au fost prevăzute talpe (lamele transversale), care într-o anumită măsură imitau pereții verticali. Fiecare model includea 3 părți: zona de lucru – câmpul panoului, zona de reazem și zona de încărcare (fig. 1).

În toate modelele experimentale procentul de armare pe contur a fost constant (4Ø14A-III), însă alcătuirea acestuia varia în funcție de sarcinile experimentului. Varia și armarea de câmp din oțel A-III și Bp-I. În unele modele aceasta a lipsit în totalitate (tab. 2).

Schemele de armare adaptate (fig. 2) necesită comentarii. Cum s-a menționat anterior, capacitatea portantă a pereților structurali de beton armat, în condiții de încărcare complexă, depinde preponderent de funcționarea zonei comprimate și întinse a armăturii de contur. La schimbarea semnului sarcinii seismice zonele comprimate și întinse ale peretelui structural de beton armat se schimbă cu locurile și ca urmare armătura întinsă de contur începe să lucreze la compresiune.

La niveluri relativ mici de sarcini barele verticale ale armăturii de contur lucrează destul de eficient la întindere, precum și la compresiune. Însă la apariția în zona de amplasare a acestor bare a unor fisuri situația se schimbă în mod radical. La funcționarea barelor la întindere eforturile în secțiunile cu fisuri ating limita de curgere, armăturile se întind considerabil, fisurile se deschid, despiciând betonul de pe armături în bucăți.

La schimbarea semnului sarcinii orizontale eforturile în zona studiată a construcției se schimbă în cele de compresiune. Fisurile din beton tind să se închidă, însă acest fapt este împiedicat de două situații.

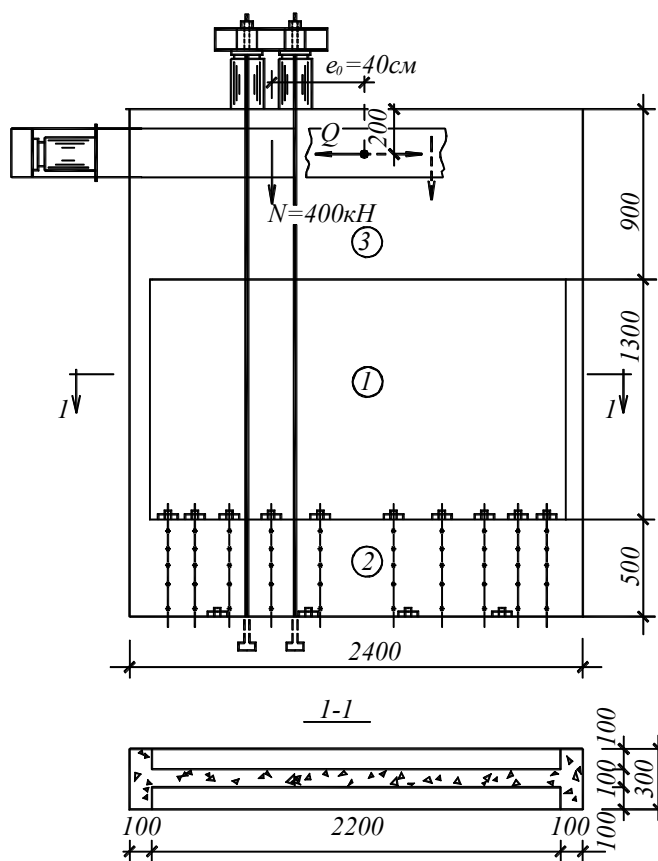


Fig. 1 Construcția panourilor experimentale și schema încercării lor:

1 – câmpul panoului; 2 – zona de reazem, 3 – zona de încărcare.

În primul rând, din cauza deplasării a masei peretelui pe direcția fisurilor se modifică amplasarea permanent relativă a proeminențelor și cavităților în marginile opuse ale fisurilor, ceea ce împiedică închiderea lor.

Tabelul 2. Caracteristica panourilor experimentale

Codul panoului	Limita de rezistență a betonului la compresiune, MPa		Armare	
	Cub	Prismă	de contur	de cîmp
Π-1	12,10	10,00	carcasă 4Ø14 A-III	-
Π-2	12,30	10,00	carcasă 4Ø14 A-III	plasă Ø4 Bp-I, 200x200
Π-3	15,10	12,00	fascicul 4Ø14 A-III	-
Π-4	7,40	5,10	carcasă 4Ø14 A-III	carcase diagonale 4Ø8A-III
Π-5	12,60	10,30	fascicul 4Ø14 A-III, ranforsat cu spirală	-
Π-6	15,80	12,60	fascicul 4Ø14 A-III, ranforsat cu spirală	-
A-1	14,80	11,80	carcasă 4Ø14 A-III	carcase diagonale 4Ø10A-III
A-2	11,90	9,50	carcasă 4Ø14 A-III	plasă Ø4 Bp-I, 200x200
A-3	19,90	16,00	carcasă 4Ø14 A-III	plasă Ø5 Bp-I, 100x100
A-4	14,40	11,50	carcasă 4Ø14 A-III	plasă Ø5 Bp-I, 50x50

În al doilea rînd, armătura verticală de contur, alungită în urma întinderii, nu este în stare să revină în starea sa inițială și este nevoită să se încovoie pe lungime. Îndoindu-se această distruge betonul în jurul său. Din această cauză are loc o distrugere prematură a zonei comprimate a peretelui și ca urmare – scăderea capacității portante a acestuia. La încărcarea ciclică alternantă a peretelui acest proces se dezvoltă, aducînd la distrugerea completă a lui.

Astfel, armătura de contur în perete are un rol dublu. La întindere aceasta cu siguranță participă la formarea rezistenței peretelui la acțiunea sarcinii orizontale, care are un rol pozitiv. Însă, cînd această armătură începe să lucreze alternant la compresiune, aceasta distruge stratul de protecție de beton din zona comprimată.

Din cele expuse rezultă două concluzii.

În primul rînd, la calculul rezistenței pereților structurali de beton armat cu armare simplă de contur nu se poate ține cont de rezistența armăturii de contur la compresiune.

În al doilea rînd, la alcătuirea pereților structurali de beton armat trebuie de tîns spre micșorarea posibilității încovoierii longitudinale (flambaj) a barelor de contur. În acest scop în zonele cu cea mai mare probabilitate a flambajului barelor longitudinale se micșorează pasul armăturii transversale. Eficiența acestui procedeu este proporțională gradului de concentrare a etrierilor, însă acest procedeu constructiv nu schimbă esența mecanismului funcționării barelor de contur și a betonului de protecție.

O metodă eficientă pare a fi utilizarea în zonele posibilele de flambaj ale barelor de contur a efectului beton fretat. În acest scop, în primul rînd, armătura de contur a

carcasei spațiale se reduce într-un mănunchi de sudură sau se înlocuiește cu o bară cu aceeași arie a secțiunii. În al doilea rând, acest mănunchi (sau bară) se bobinează cu spirală. Se poate suplimentar, cu ajutorul unor bare scurte separate orizontale de realizat o ancorare a mănunchiului de armături în beton.

Pentru a verifica eficiența procedurii constructiv propus au fost executate și încercate modelele II-3, II-5 și II-6.

Precum rezultă din studiul lucrărilor diferitor autori, în prezent nu există o părere unică privind formele eficiente de armare de câmp. În acest scop, în practică, de obicei se utilizează plase de armături sau carcasse plane de armături, legate prin bare orizontale în blocuri de carcasse. În încercările descrise pentru armarea de câmp s-au utilizat plase de 3 tipuri. În afară de aceasta 2 modele s-au armat cu carcasse diagonale (vezi fig. 2).

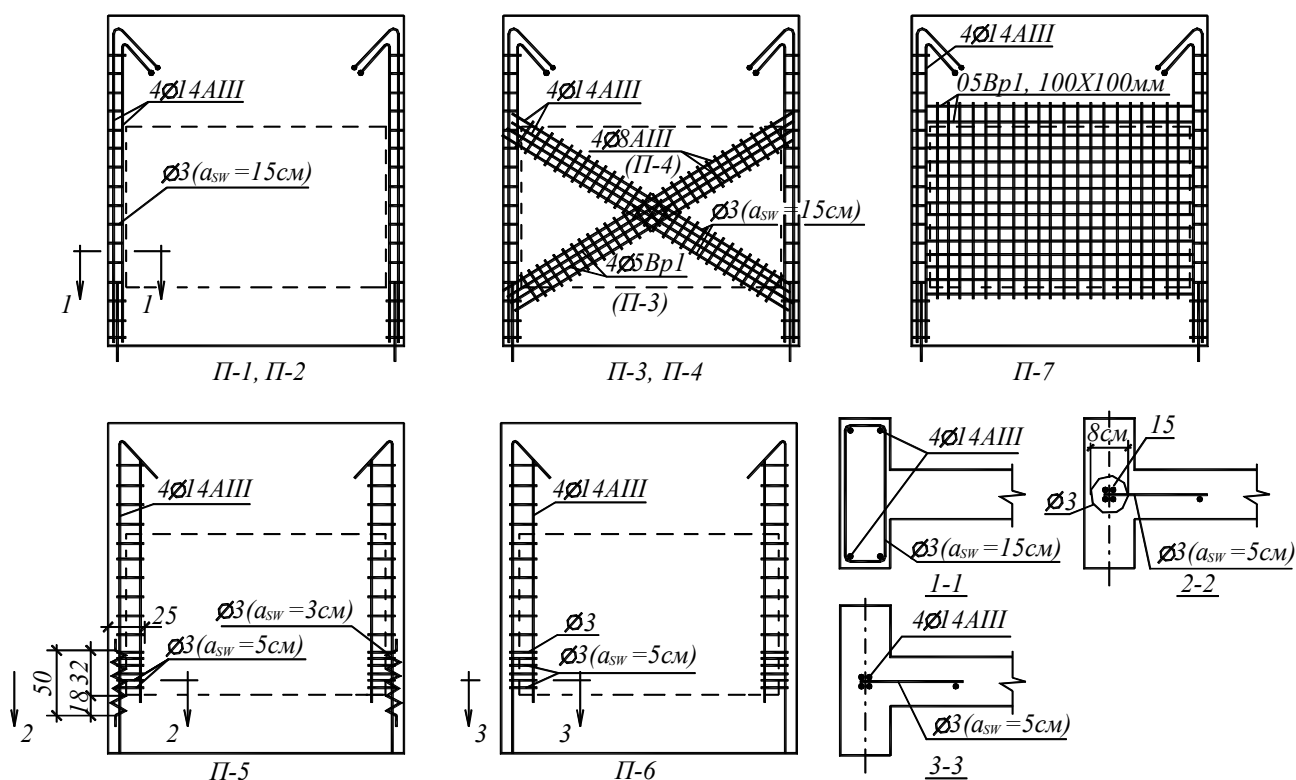


Fig. 2. Armarea panourilor experimentale (armarea zonelor de reazem și încărcare convențional nu sunt arătate).

Prin calculele clădirilor cu pereți structurali de beton armat, ținându-se cont de acțiunea seismică, s-a stabilit că raportul momentului de încovoier și forței longitudinale la forța tăietoare (M/Q și N/Q) pentru diferiți pereți structurali, chiar și în aceeași clădire variază într-un diapazon larg. Acest diapazon poate fi îngustat, alegând pereții de la nivelul inferior al clădirilor de 9-16 etaje. Însă și pentru aceste clădiri, la acțiunea seismică de 7-8 grade, acest raport variază în limitele de 2-15. Ținând cont de

această situație, precum și de rezistența reală a betonului probelor experimentale, valoarea sarcinii verticale în încercările descrise a fost adoptată fiind egală cu 400 kN, însă aceasta s-a aplicat excentric în raport cu axa verticală a panoului ($e_0=40$ cm). Aceasta a permis atingerea în panourile experimentale a unor eforturi, caracteristice pentru pereții etajelor inferioare ale clădirilor cu pereți structurali de beton armat cu multe nivele.

Stadiile de lucru a pereților structurali de beton armat la încărcări complexe

Perețele structural de beton armat în condiții de încărcare complexă se supune metodei clasice a stadiilor de lucru a elementelor plane din beton armat, însă cu o manifestare specifică.

La o sarcină verticală constantă și sarcina orizontală în creștere, perețele structural trece consecutiv prin trei stadii caracteristice stărilor eforturilor unitare și deformațiilor.

Stadiul I. La un nivel relativ mic al sarcinii orizontale în elementele panourilor se dezvoltă preponderent deformații elastice – deteriorări nu s-au observat. Eforturile în armături sunt departe de limita de curgere. La o încărcare ciclică stabilizarea deformațiilor se observă la primele cicluri de încărcare.

Stadiul I se termină cu atingerea în betonul zonei întinse a secțiunii de reazem a unor eforturi, egale cu R_{bt} .

Stadiul II. Apariția primei fisuri orizontale în zona întinsă a secțiunii de reazem reprezintă începutul stadiului II a stării de efort unitar și deformație (SED), care cuprinde un diapazon mai mare a sarcinii orizontale.

Odată cu creșterea sarcinii orizontale se dezvoltă procesul de formare a fisurilor, care apar tot mai sus pe muchia întinsă a panoului. În câmpul panoului acestea se întind spre secțiunea de reazem. În rezultat se formează o rețea de fisuri înclinate. Una din acestea (adeseori cea mai superioară) în continuare capătă o deschidere mai mare. Pe traiectoria acesteia are loc o dezmembrare a panoului în două blocuri trapezoidale. Această fisură se mai numește critică. Traiectoria acesteia descrie secțiunea înclinată de calcul.

Aceasta este imaginea generală a formării de fisuri în panouri, ce lucrează în condiții de încărcare complexă. Însă aceasta variază considerabil în funcție de caracterul armării de câmp a pereților structurali.

În pereții fără armarea de câmp, cum s-a menționat anterior, apar doar câteva fisuri oblice, din care una se deschide rapid. Odată cu introducerea armării de câmp imaginea de formare a fisurilor se schimbă radical. Chiar și la o armare de câmp slabă numărul de fisuri crește considerabil (fig. 3). Acestea dezmembrează câmpul panoului în fișii înguste. La o încărcare alternantă, fișiile intersectându-se și curbându-se duc la dezintegrarea panoului. Cu cât mai concentrate sunt poziționate barele armării de câmp, cu atât mai deasă este rețeaua de fisuri înclinate.

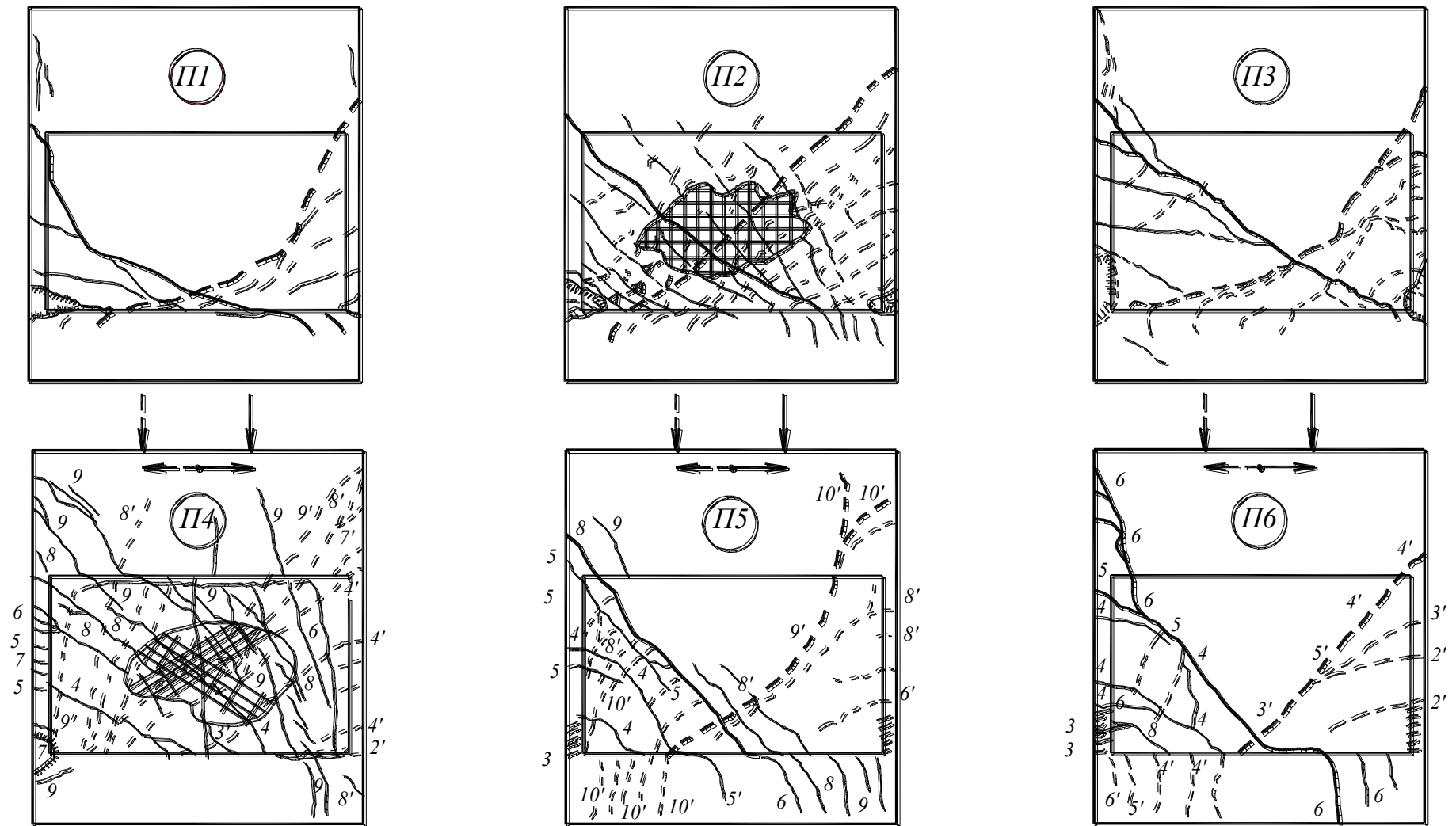


Fig. 3. Traiectoria fisurilor în panourile experimentale

O imagine puțin mai neașteptată a avut formarea de fisuri în panoul, armat cu carcasa pe diagonală. Deși în această construcție concentrarea armăturilor de câmp a fost mai mică, aceasta în timpul încercărilor s-a comportat ca un panou cu o armare puternică din plase (vezi fig. 3).

Fisurile înclinate în acest panou au cuprins chiar și zona de încărcare, deși grosimea acesteia depășea de 3 ori grosimea câmpului panoului. Studiind schema fisurilor în panoul cu armare de câmp pe diagonală, se poate face concluzia, că în acest panou au fost utilizate capacitățile de rezistență pe toată suprafața. Ruperea construcției a avut loc ca urmare a flambajului armăturii de contur și distrugerea zonei comprimate a betonului în secțiunea de reazem.

Odată cu creșterea numărului de fisuri înclinate lățimea de deschidere a acestora scade. Acest fapt trebuie clasificat ca unul pozitiv, deoarece datorită lui se reușește utilizarea lucrului forțelor de agățare a dinților fisurii, chiar și la niveluri suficient de înalte ale sarcinilor.

În stadiul II se formează în mod clar zona comprimată a panoului. Fisurile nu pătrund în aceasta. Însă partea întinsă a panoului este plină de acestea.

La această etapă deformațiile construcției au un caracter elasto-plastic, însă la niveluri suficient de înalte ale încărcării ciclice, are loc stabilizarea acesteia (la 5 – 10 cicluri de repetare). Stadiul II se finalizează prin atingerea în armătura întinsă de contur a eforturilor unitare, egale cu limita de curgere (σ_T).

Stadiul III este cel de rupere. Curgerea armăturii de contur intensifică brusc procesul de deschidere a fisurilor. Forma lor capătă un caracter sub formă de zigzag evidențiat, ceea ce indică asupra prezenței în mecanismul general de deformare a construcției a deformațiilor de încovoiere. Cea mai mare deschidere o are fisura critică (pînă la 15 – 20 mm). În panourile fără armarea de câmp deschiderea acesteia are loc, de obicei, în salturi cu descărcarea sarcinii orizontale cu 40-50 % și cu producerea unui zgomot, emis de betonul în spargere. Acest moment de fapt marchează distrugerea construcției, avînd o rupere fragilă.

În panourile cu armare de câmp fisura critică poate să nu se manifeste printre alte fisuri înclinate (vezi panoul II-4 în fig.3). Prezența armăturii de câmp asigură construcției un caracter silențios de distrugere.

Capacitatea portantă a panourilor

Ruperea seriei de panouri experimentale a avut loc după două scheme: ca urmare a curgerii armăturii întinse de contur și deschiderea exagerată a fisurilor, condiționată de acest fenomen sau în rezultatul ruperii betonului zonei comprimate, la ce a contribuit bombarea barelor comprimate de contur.

Valoarea capacității portante a panourilor experimentate sunt prezentate în tab. 3. Din analiza acestor date rezultă, că armarea de câmp a panourilor, cu siguranță mărește capacitatea portantă a acestora. Pentru aceasta, este suficient de comparat valorile panourilor II-1 și II-2, executate din beton, practic de aceeași rezistență (vezi tab. 2). Un

rezultat mai convingător ne oferă analiza grafică a valorilor $Q_{u(e)}$ pentru panourile, armate cu plase (fig. 4). În modelele acestei serii procentul de armare de câmp a variat de la 0,057 pînă la 0,354 %.

Tabelul 3. Rezultatele încercărilor panourilor experimentale și a verificării prin calcul a capacității portante a lor

Codul panoului	Sarcina orizontală, Q_u , kH			$Q_{u(e)2} / Q_{u(e)1}$	$Q_{u(e)1} / Q_{u(t)}$
	$Q_{u(e)1}$	$Q_{u(e)2}$	$Q_{u(t)}$		
Π-1	380	370	475	0,97	0,80
Π-2	550	535	543	0,97	1,01
Π-3	405	395	498	0,97	0,81
Π-4	400	430	422	1,07	0,95
Π-5	400	380	478	0,95	0,84
Π-6	420	400	503	0,95	0,83
A-1	600	575		0,96	
A-2	495	470		0,95	
A-3	590			0,91	
A-4	525	490		0,93	

Din fig. 4 se observă și faptul, că armarea de câmp pe diagonală se caracterizează printr-o eficiență tehnico-economică mai înaltă, decît cea cu plase.

Un pronostic teoretic Q_u , conform metodei expuse, l-a dat I.V. Izmailov pentru panourile cu armare de câmp privind o coincidență suficient de bună cu datele experimentale corespunzătoare, ceea ce nu se poate spune despre panourile fără armarea de câmp. Valorile de calcul Q_u pentru acestea au fost cu 15-20 % mai mari decît valorile experimentale. Acest lucru poate fi explicat prin faptul, că modelul de calcul al construcției, propus de I.V. Izmailov este orientat spre evidența forțelor de agățare a dinților pe traiectoriile fisurilor înclinate. Printre altele, aceste forțe din panouri fără armarea de câmp într-o mare măsură degradează din cauza deschiderii mari ai acestor fisuri. În cazul existenței a armării de câmp, cum s-a menționat anterior, fisurile în faza de rupere au o deschidere mult mi mică și, prin urmare, are loc condiția de manifestare a forțelor de agățare a dinților din fisuri.

Încărcarea ciclică a panourilor cu forța orizontală de asemenea duce la degradarea forțelor de agățare a dinților din fisuri și, ca urmare, - la scăderea capacității portante a pereților structurali.

În tab. 3 este fixată o scădere a $Q_{u(e)2}$ în comparație cu $Q_{u(e)1}$ în limitele de 10 %. Aici trebuie de amintit faptul, că în direcția primară sarcina orizontală, la încercarea panourilor, s-a aplicat numai o singură dată.

La încărcarea ciclică a construcțiilor în ambele direcții scăderea capacității portante a panourilor va fi mai mare.

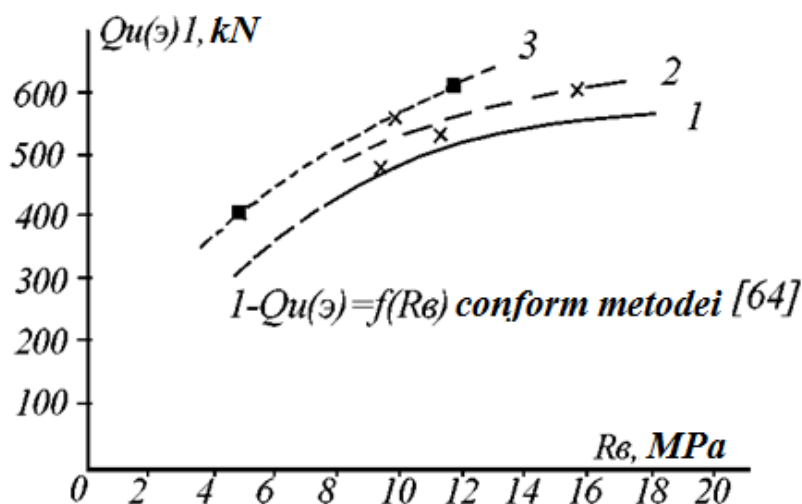


Fig. 4. Capacitatea portantă a panourilor fără armare de câmp (1), armate cu plase (2) și cu carcasa diagonale (3).

Influența schemei de armare asupra lucrului panourilor sub sarcină

Mai sus, s-a menționat de câteva ori faptul, că o cauză prematură de distrugere a pereților structurali la acțiunea seismică este influența negativă a armăturii de contur asupra betonului comprimat, care o acoperă. Acest lucru a fost menționat și la efectuarea încercărilor descrise. Practic în toate panourile cu armare de contur sub formă de carcasa clasice spațiale a avut loc flambajul barelor longitudinale și desprinderea betonului comprimat de pe acestea (fig. 5 a, încercări efectuate de către Iu.V. Izmailov și I.V. Bubuioc). Același caracter de rupere l-a demonstrat și panoul II-3, armătura de contur a căreia a fost strânsă în mănunchi.

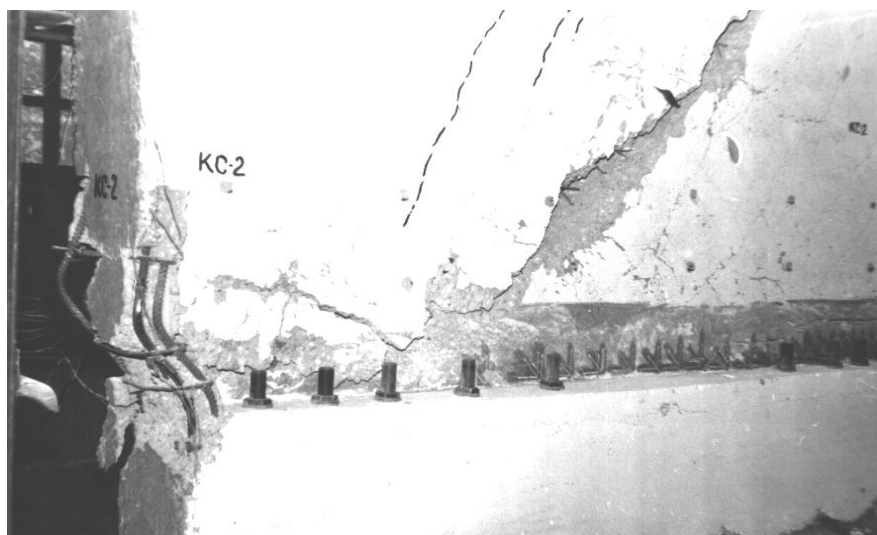
Trebuie de menționat, că acțiunea armăturii longitudinale de contur asupra zonei comprimate a betonului va fi foarte accentuată la încărcarea ciclică alternantă, adică în situația, caracteristică pentru construcțiile seismorezistente.

Cu totul diferit s-au comportat, la etapa de rupere, panourile II-5 și II-6, a căror mănunchiuri de armături de contur în zonele de reazem au fost ranforsate cu spirale (efectul beton fretat), cu un procent de armare foarte mic. În aceste panouri pînă la ruperea lor completă zonele comprimate s-au păstrat absolut intacte. Desprinderea și fărîmițarea betonului nu s-a observat, iar armătura nu s-a încovoiat (fig. 5, b).

La o analiză a datelor din tab. 2, se poate spune, că efectul remarcat nu s-a răsfrînt asupra capacității portante a panourilor, deoarece la valorile R_b aproximativ egale acestea au fost caracterizate prin valori apropiate $Q_{u(e)}$. Însă aceasta este o concluzie greșită, deoarece încercărilor au fost supuse niște panouri cu o armare insuficientă ($\varepsilon < \varepsilon_R$), adică o sporire a armării de contur în acestea ar trebui să ducă la o creștere a capacității portante. În panourile cu armare de contur tradițională acestui fapt îi împiedică

distrugerea prematură a zonei comprimate, ce apare ca urmare a flambajului (la încărcarea ciclică) a barelor longitudinale.

a)



b)

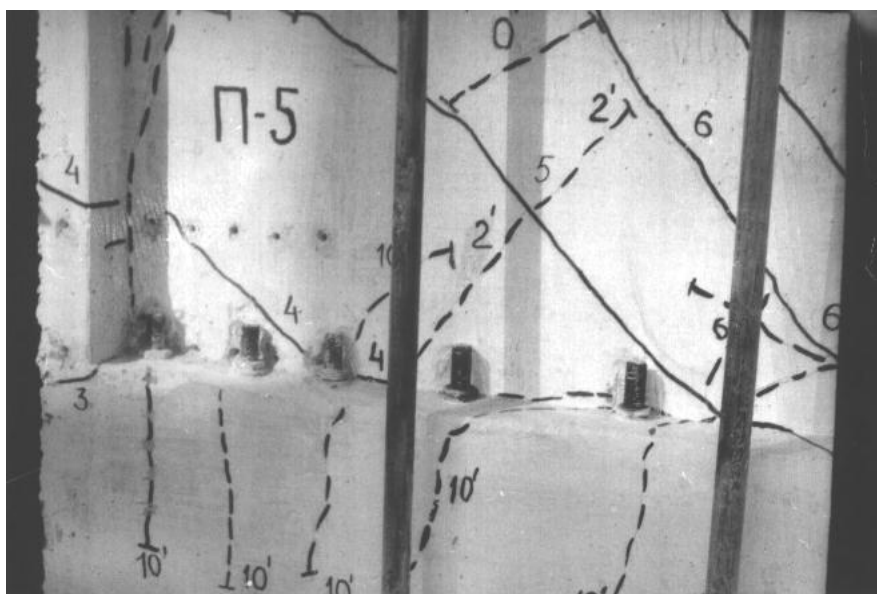


Fig. 5. Starea zonei comprimate a panourilor fără ranforsare (a) și cu ranforsare sub forma de spirală (b) a mănunchiului armăturii de contur la etapa de distrugere.

În panourile cu fortificare sub formă de spirală a barelor de contur stabilitatea zonei comprimate a garantat sporirea capacității portante a construcțiilor la mărirea procentului de armare de contur în limitele ($\varepsilon < \varepsilon_R$).

Vorbind despre efectul fortificării sub formă de spirală a betonului, bobinată pe armătura de contur, trebuie ținut cont de componenta de forfecare a deformării panourilor. Nu trebuie demonstrat faptul, că păstrînd zona comprimată, sporim rezistența la forfecare a panourilor. În afară de acest fapt, se atinge o participare completă a barelor de contur în lucrul zonei comprimate a construcției.

Astfel, utilizarea efectului betonului fretat în cazul dat mărește rezistența panourilor la încovoiere, precum și la forfecare, localizând complet acțiunea negativă a armăturii de contur asupra betonului comprimat de pe aceasta.

Trebuie de remarcat, că studiul teoretic al stării tensionate a panourilor în condiții de încărcare complexă a arătat, că pe câmpul panoului eforturile unitare se distribuie neuniform. Din această cauză se explică eficiența relativ joasă a armării de câmp tradiționale cu plase și carcasse plane și eficienței înalte de armare cu carcasse înclinate, în care direcția barelor de lucru coincid foarte aproape cu traiectoria eforturilor principale de întindere.

Distribuția eforturilor unitare pe lungimea barelor de contur

Examinarea deformațiilor barelor de contur comprimate și întinse, în general, au confirmat rezultatele cercetărilor teoretice corespunzătoare.

De la începutul încărcării panoului cu sarcina orizontală valorile maxime ale eforturilor σ_s și σ'_s (corespunzător în armătura întinsă și comprimată) se observă în secțiunea de reazem, ceea ce este o manifestare firească a componentei de încovoiere a deformațiilor construcțiilor. Diagramele σ_s și σ'_s tind spre o formă triunghiulară (fig. 6). Pentru diagramele σ'_s această tendință se păstrează pe parcursul celor trei stadii de lucru. Altfel este situația cu diagramele σ_s .

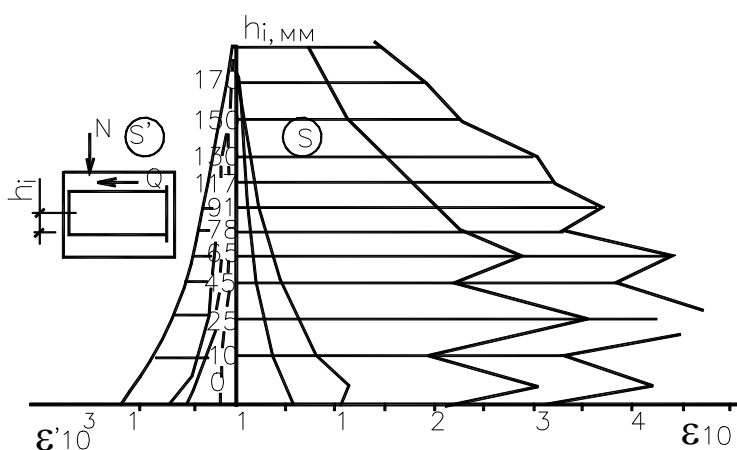


Fig. 6. Diagramele deformațiilor relative pe lungimea barelor de contur comprimate (S') și întinse (S) în panourile de tipul A-1 la diferite etape de încărcare.

Cum era de așteptat, apariția fisurilor modifică considerabil caracterul lor. Apariția fisurii duce în această secțiune la o redistribuție în salturi a eforturilor de întindere de la beton spre armătură.

Trebuie de menționat, că într-o astfel de situație forma diagramei σ_s , într-o anumită măsură va depinde de parametrii observațiilor datelor tensiometrice. Totuși, pot fi afirmate următoarele fapte.

În primul rând, spre deosebire de diagrama lentă a eforturilor unitare σ'_s , diagrama σ_s are un caracter de zigzag cu vîrfurile în secțiunile cu fisuri. Este de înțeles, cu cît mai multe sunt astfel de fisuri (de exemplu, la o armare de cîmp dezvoltată), cu atît mai multe vor fi astfel de "vîrfuri" cu o înălțime relativ mică. Cele mai netradiționale diagrame sunt caracteristice panourilor fără armare de cîmp.

În al doilea rând, forma diagramelor curbate σ_s și σ'_s ne mărturisește despre aportul considerabil în formarea distribuției eforturilor pe lungimea barelor de armături a construcțiilor deformate prin încovoiere. Trebuie menționat faptul, că în aceste cercetări s-au utilizat construcții relativ de înălțime mică.

În al treilea rând, eforturile σ_s în secțiunea cu fisura critică înclinată vor fi întotdeauna mai mici decît eforturile în secțiunea de reazem. De aici rezultă că, dacă în ultima eforturile vor atinge R_s , atunci în același moment de timp în secțiunea înclinată de calcul acestea vor fi egale cu $\gamma_s R_s$ (în care $\gamma_s < 1$).

Distribuția eforturilor în zona comprimată a panoului de beton

Caracterul diagramelor eforturilor unitare σ_y și τ_{xy} în zona comprimată a panoului este necesară pentru elaborarea modelului de calcul al acestora. Din păcate, cercetările existente, care ar permite rezolvarea pozitivă a acestei sarcini sunt insuficiente și neconcludente metodice.

În încercările descrise s-au cercetat eforturile unitare normale și tangențiale în zonele comprimate lîngă secțiunile de reazem. Diagramele particulare ale eforturilor unitare σ_y și τ_{xy} pentru pereți separați, cum era de așteptat, poartă un caracter netradițional datorită neomogenității betonului. Însă, o analiză comună a diagramelor σ_y pentru un grup de panouri cercetate indică destul de clar asupra posibilității aproximării acestora prin triunghi cu baza x (lungimea zonei comprimate) și ordonata maximă R_b (în faza de rupere). Această concluzie este în concordanță cu datele experimentale ale lui Iu.V. Izmailov.

Aceleași observări instrumentale au arătat, că eforturile unitare tangențiale τ_{xy} se stabilesc pe un sector cu o lungime puțin mai mare ca x . Diagrama acestora în limita lungimii zonei comprimate a secțiunii poate fi descrisă prin ecuația parabolei pătrate cu valoare maximă la o distanță $0,6 x$ de la cea mai comprimată muchie a secțiunii de reazem (fig. 7).

Plasticitatea de deformare a panourilor

Anterior s-a menționat faptul, că mulți specialiști din diferite țări sunt adepții părerii privind evitarea ruperii construcțiilor plane pe secțiuni înclinate, deoarece acest lucru este legat de plasticitatea joasă de deformare a panourilor și caracterul fragil de rupere a acestora.

Ceea ce privește ruperea, după cum ne-am convins, ruperea fragilă poate avea loc, în cazul unei lipse complete a armării de cîmp. Însă, chiar și o armare foarte slabă

($\mu < 0,005\%$) asigură panourilor un caracter " silențios " de rupere, ceea ce este foarte important pentru construcțiile, care lucrează la sollicitări seismice.

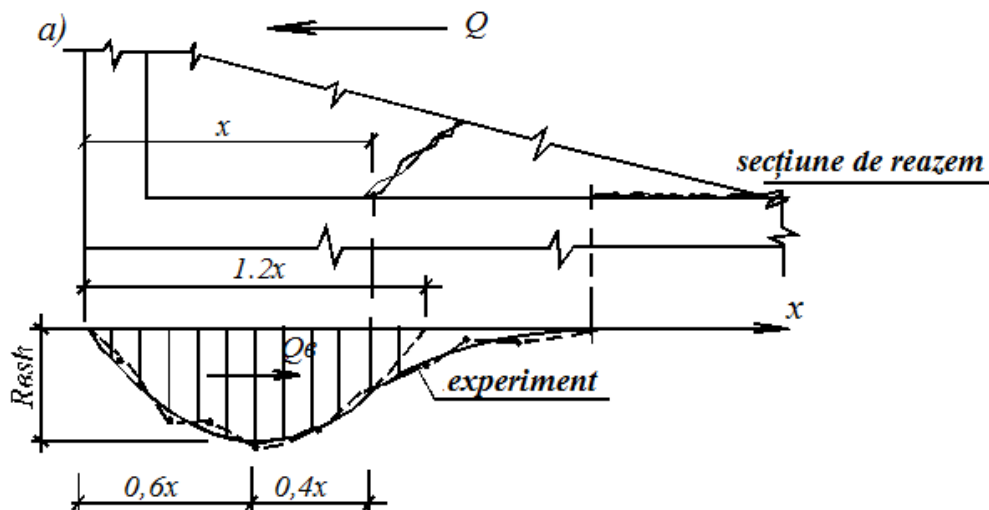


Fig. 7. Diagrama eforturilor tangențiale în secțiunea de reazem a panoului

Conform normelor internaționale construcția are o plasticitate suficientă la coeficientul de plasticitate de deformare $\gamma \geq 4$. În încercările descrise această caracteristică era cuprinsă în diapazonul 9,2-15,5.

Capitolul trei "Încercări dinamice ale fragmentelor pînă la rupere" este dedicată încercărilor dinamice a două fragmente, cu înălțimea de șase nivele, cu pereții structurali de beton armat (fig. 8).



Fig.8. Fragmentele 1 și 2 cu pereții structurali de beton armat

Încercările dinamice ale schemelor constructive, sub formă de clădiri reale, permit observarea influenței asupra funcționării lor a rosturilor tehnologice, specificului armării de contur și de câmp, parametrilor de bază și altor factori, studiarea cărora la încercarea statică a unor construcții separate sau chiar a unor fragmente adeseori nu este posibilă sau este foarte complicată. Anume încercările dinamice ale sistemelor constructive oferă o informație, necesară pentru elaborarea modelelor de calcul a acestora.

În or. Chișinău, de către laboratorul de rezistență „ЦНИИЭПжилица” și laboratorul de construcții seismice din Moldova, cu participarea autorului, au fost efectuate încercări unice vibrodinamice a două fragmente cu pereți structurali de beton armat la nivele înalte ale sarcinilor de inerție, pînă la rupere (vezi fig. 8).

Referitor la raportul geometric ambele fragmente cu înălțimea de 6 nivele sunt identice. Diferența a fost în schemele de armare de câmp (fig. 9) la armarea de contur cu carcasa de tip **L** cu armătură longitudinală 10 Ø18 A-III și transversală Ø5 Bp1 cu pasul de 20 cm. Toate carcasa de armării de câmp s-au confecționat din bare longitudinale Ø8A-III și transversale Ø5Bp1.

Fundațiile ambelor fragmente au fost executate sub formă de plăci din beton armat cu dimensiunile în plan 9,84 × 14,6 m și grosimea 40 cm.

Nivelul tehnic (soclu) a fost executat din beton greu clasa B15, cu pereți de grosimea 40 cm, iar restul nivelelor din beton cu agregate de cheramzit, cu pereții de 20 cm.

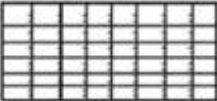
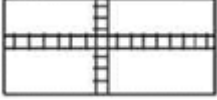

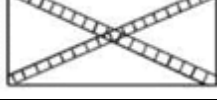
Caracterul armării de câmp al pereților	Sistemul de armare	Locul sistemului de armare	Consumul de armare de câmp pentru un panou, kg
Carcase plane verticale		Fragment nr. 2 axa 1	33,99
Carcase spațiale încrucișate		Fragment nr. 2 axa 2	15,58
Fără armare		Fragment nr. 1 axa 1	-
Carcase spațiale diagonale		Fragment nr. 1 axa 2	23,69

Fig.9. Schemele de armare de câmp a pereților plini ai fragmentelor 1 și 2

Toate planșeele dintre etaje (cu excepția celor superioare) au fost executate cu grosimea de 16,0 cm din beton greu de clasa B15 și au fost armate cu plase după schema plăcilor încastrate pe contur.

Conform programului de încercări a fragmentelor, eforturile în secțiunile orizontale ale acestora trebuiau să corespundă eforturilor clădirilor cu 16 etaje. În fragmentele descrise o sarcină suplimentară a fost asigurată de un sistem de cricuri hidraulice tip DG-100 și tije flexibile, care nu au avut legături cu pereții pe toată înălțimea lor.

Sarcina dinamică asupra fragmentelor s-a creat cu ajutorul unei mașini de vibrație de tip В-3 a laboratorului „ЦНИИЭПжилища” cu o creștere pe etape a momentului, maximumul căruia a atins 2340 kgm.

La efectuarea încercărilor descrise s-a reușit atingerea unor deformații plastice evidențiate în elementele de construcție a fragmentelor (pereți și planșee) și deteriorări serioase, ajungând pînă la distrugerea lor.

În **fragmentul 1** s-au observat fisuri la etapa a 5 de încercări în pereții etajelor 1 și 2. Caracterul de formare a fisurilor în pereții, armați cu carcasa tradițională și încrucișate verticale a fost diferit. În peretele armat cu carcasa încrucișate fisurile înclinate la etajul 1 au format un trapez, cu latura mare în jos. La nivelul planșeului aceste fisuri s-au conjugat cu fisura orizontală în rostul tehnologic, care trecea în fisuri înclinate în zona întinsă a etajului 2.

Fisurile descrise odată cu creșterea sarcinii de inerție au obținut a continuă dezvoltare și s-au transformat în așa numitele fisuri critice, traiectoriile cărora sunt luate în calitate de calcul. Dinamica fisurii critice poate fi prezentată în felul următor: fisura înclinată în zona întinsă a etajului 2, atingînd planșeul, a continuat orizontal pe rostul tehnologic slăbit la îmbinarea etajelor 1 și 2, după care se transformă într-o fisură înclinată la limita zonelor comprimate și întinse a etajului 1. Despre un astfel de mecanism de dezvoltare a fisurii critice ne arată și faptul, că deschiderea ei la etajul 1 a fost mai mare în partea superioară a peretelui și se micșora în jos. O armare de contur puternică a limitat considerabil deschiderea fisurilor orizontale (inclusiv și pe rosturile tehnologice), ceea ce a permis dezvoltarea unui sistem de fisuri înclinate.

La etapele finale de încercări a avut loc flambajul armăturii de contur în locurile de îmbinare a acestora cu bare de îmbinare laterale dintr-o singură parte (aproximativ cu 70 cm) deasupra planșeului etajului 1 și la nivelul fundației (fig. 10). Acest lucru a condiționat sfărîmarea betonului în zonele cu armare de contur, ceea ce a dus la ruperea peretelui. Un astfel de comportament al armăturii de contur la solicitări alternante, a demonstrat încă o dată regula cunoscută printre specialiști, că prima condiție de rezistență seismică a construcțiilor din beton armat este asigurarea stabilității armăturii la etapa de funcționare la comprimare. Trebuie de menționat, că nu s-au observat ruperi ai tălpilor pereților (spargeri, striviri etc.).

Conform caracterului de formare a fisurilor (vezi fig. 10) armarea de câmp încrucișată a pereților nu poate fi considerată eficientă, deoarece carcasa verticale ale peretelui rămîn în afara traiectoriilor de fisuri.

În alt perete al fragmentului 1, armat cu carcasa verticale tradițională, la început au apărut fisuri înclinate, formînd un trapez, care se îngustează în jos (fig. 11). În

continuare au apărut și fisuri cu orientarea în direcție opusă. Însă deschiderea acestor fisuri a fost mai mică decât în peretele armat cu carcasa încrucișată, fiind constantă pe toată lungimea lor. Aceasta ne demonstrează faptul despre un lucru activ al armăturii de câmp, ruperea căreia s-a manifestat în locurile de intersecție a acesteia cu fisurile, deși era de clasa A-I.

Ca și în peretele cu armare de câmp încrucișată, în cazul dat a avut loc flambajul armăturii de contur și sfărîmarea betonului de protecție a acesteia, ceea ce a și determinat trecerea construcției în faza de rupere.

Fragmentul 2. Deteriorările fragmentului 2 au avut același caracter ca și a fragmentului 1. Particularitatea comportării acestuia în faza de distrugere a fost ruperea întregului pachet a armăturii de contur (10Ø18A-III) în peretele fără armare de câmp. Acest perete a avut o distrugere mult mai mare, exprimată prin o deschidere mai mare a fisurilor și o deplasare transversală puternică (sub 10 mm) a blocurilor formate de perete (fig. 12).

Cu mult mai mic în acest fragment a fost gradul de distrugere a peretelui cu armare pe diagonală (fig. 13).

Rezultatele observațiilor datelor instrumentale

Conform rezultatelor de prelucrare ale oscilogramelor au fost determinate valorile de rezonanță ale frecvențelor și amplitudinii de oscilații, eforturile de inerție și de restabilire, decrementul logaritmic al oscilațiilor, au fost construite formele de oscilații ale fragmentelor.

Analiza acestor date a permis formularea unui șir de concluzii. Astfel, în fig. 14 este prezentată degradarea rigidității pe măsura creșterii sarcinii de inerție nu numai a clădirii, dar și a fundației acesteia.

O urmare firească a acesteia este căderea corespunzătoare a frecvenței oscilațiilor proprii ai sistemului ”clădire-teren de fundare”.

Conform calculelor efectuate la niveluri joase ale sarcinii de inerție frecvența oscilațiilor proprii poate fi determinată suficient de exact după formula lui Dunkerley, care ia în considerare flexibilitatea fundației. Astfel pentru fragmentul 1, la prima etapă de încărcare avem:

$$T = \sqrt{T_{3\partial}^2 + T_{\varphi}^2 + T_x^2} = \sqrt{0,24^2 + 0,168^2 + 0,187^2} = 0,348 \text{ s}$$

$$\omega = \frac{1}{T} = \frac{1}{0,348} = 2,87 \text{ Hz, ceea ce este aproximativ egală cu valoarea } \omega = 2,82 \text{ Hz ,}$$

stabilită experimental.

Odată cu creșterea sarcinii de inerție frecvența oscilațiilor se micșorează considerabil, iar decrementul logaritmic crește (tab. 4). Acest lucru se explică prin dezvoltarea unor deformații ireversibile și modificarea raportului rigidității clădirii și fundației acesteia.

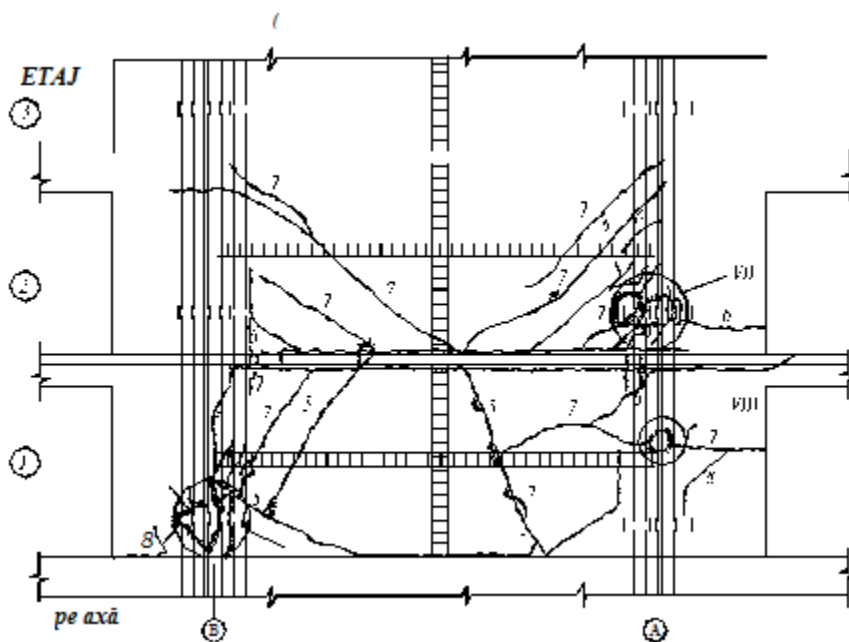


Fig. 10. Schema fisurilor pereților fragmentului 1, armat cu carcase încrucișate (vedere din exterior)

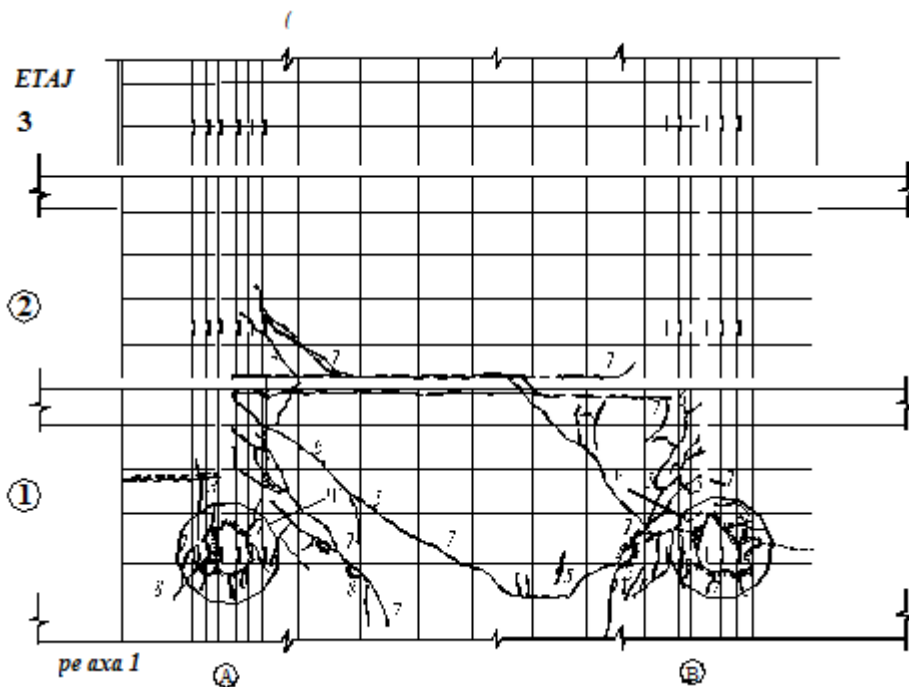


Fig. 11. Schema fisurilor pereților fragmentului 1, armat cu carcase verticale (vedere din exterior)

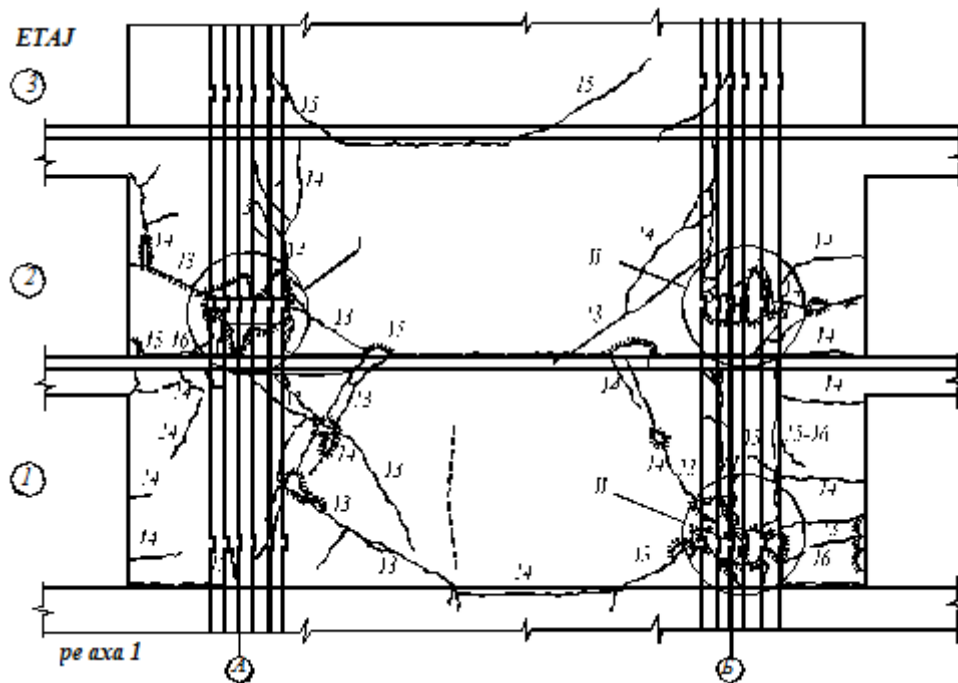


Fig.12. Schema fisurilor în peretele fragmentului 2 fără armare de câmp (vedere din exterior)

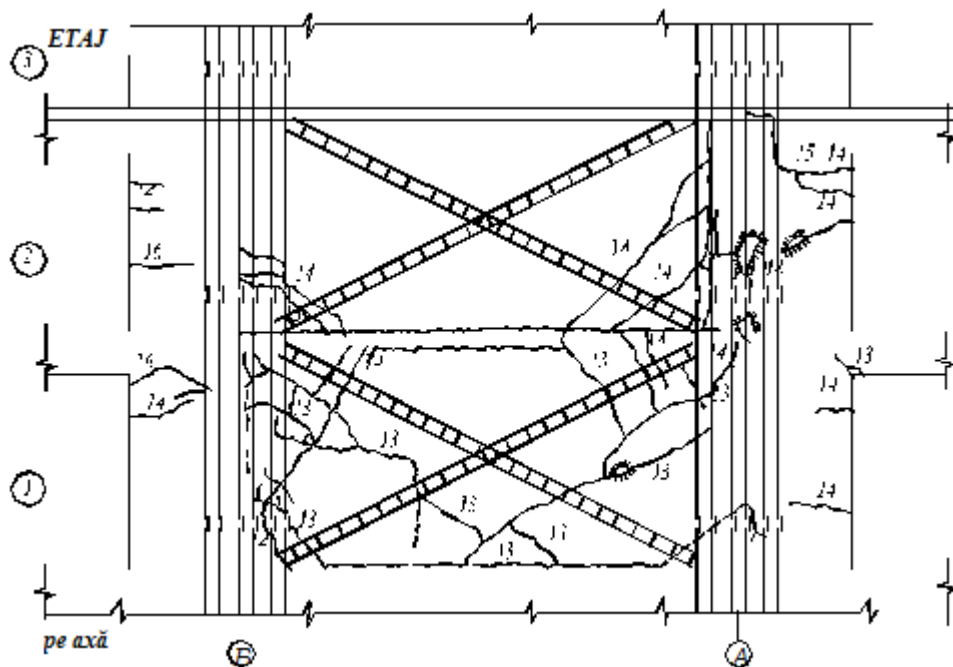


Fig. 13. Schema fisurilor în peretele fragmentului 2 cu armare pe diagonală (vedere din exterior)

Tabelul 4. Variația parametrilor dinamici ai fragmentului 1

Etapa de încercare	Momentul dezechilibrului, Mr, kgm.	Forța transversală în nivelul etajului 1, Q, κN.	Caracteristicile dinamice	
			Frecvența oscilațiilor, ω, Hz.	Decrementul oscilațiilor
1	2	3	4	5
1	89	460	2,82	0,26
2	907	1650	2,35	0,26
3	89	331	2,43	0,31
5	489	1429	2,32	
6	1378	2436	2,06	
7	2267	2458	1,84	
8	1778	2749	1,87	0,40

Pronosticul teoretic al formelor de oscilații a clădirilor la niveluri joase de încărcare coincide satisfăcător cu datele experimentale corespunzătoare. Odată cu dezvoltarea deformațiilor plastice această coincidență scade.

Datele instrumentale ale deformațiilor betonului și armăturii au permis precizarea naturii dezvoltării deformațiilor neliniare ale fragmentelor. Astfel, la încercarea fragmentului 1, deja la etapa a 5-ea deformațiile de întindere a zonelor de reazem ale etajului 1, care cuprind rosturile tehnologice și de mortar, depășeau considerabil deformațiile de comprimare, ceea ce demonstrează despre formarea fisurilor în rosturi. La etapa finală a încercărilor deschiderea acestor fisuri a atins 0,55 mm.

În rosturi s-a observat și o neuniformitate a deformațiilor de forfecare. În zona comprimată acestea sunt nesemnificative, iar în zona întinsă a fragmentului 1 la etapa a 8-a au atins 0,2 mm.

În procesul de încercare a fragmentului 1 au apărut deformații în barele verticale ale armăturilor, instalate pe muchiile pereților etajului 1. La etapele 7 și 8 de încercări deformațiile relative de întindere au constituit corespunzător $(172,5 \div 210) \cdot 10^{-5}$ și $(202,5 \div 315) \cdot 10^{-5}$ adică la etapa finală de încărcare armătura se afla în faza plastică.

Datele instrumentale ale deformațiilor grinzilor au arătat, că la fixarea direcției a sarcinii orizontale grinzile (în special de secțiunea T) se deformează cu formarea de fisuri doar la un singur reazem, adică cu o singură articulație plastică, de aceea rigiditatea acestora scade într-o măsură mai mică, decât este considerat de obicei.

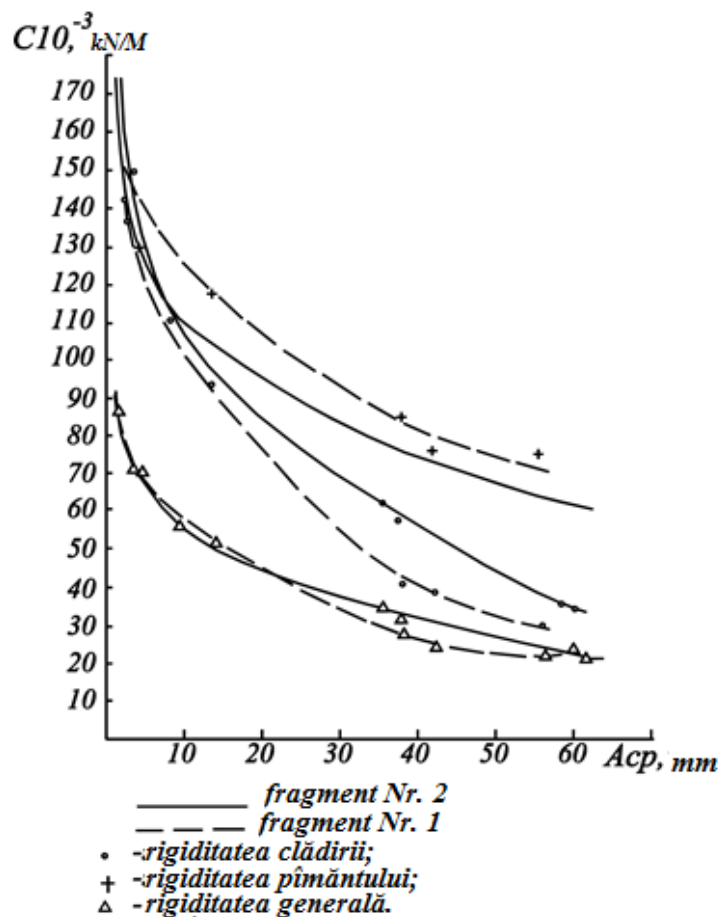


Fig. 14. Graficul variației rigidității clădirii și terenului de fundare

Încercările vibrodinamice a fragmentelor 1 și 2 au arătat o influență semnificativă a grinzilor asupra formării stării eforturilor unitare și deformațiilor a întregii clădiri. Principalele concluzii ale încercărilor vibrodinamice efectuate asupra fragmentelor cu pereți structurali de beton armat la niveluri înalte a sarcinii de inerție sunt prezentate în capitolul "Concluzii și recomandări".

Capitolul patru "Proiectarea și calculul pereților structurali de beton armat seismic rezistente" este consacrat analizei situației teoriilor existente de calcul a clădirilor cu pereți structurali de beton armat la acțiunile seismice. A fost făcută analiza metodelor utilizate de calcul a elementelor din beton armat pe secțiuni înclinate conform diferitor norme, în special celor europene: EN 1992-2-1:2004. Eurocode 2: "Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings"; celor din Republica Moldova: NCM F.02.02-2006 "Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcție din beton armat și beton precomprimat"; din Rusia: СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», redacția actualizată a СНиП 52-01-2003. «Бетонные и железобетонные конструкции Основные положения» și din România: CR 2-1-1.1:2011 „Cod de proiectare a construcțiilor cu pereții structurali din beton armat. România".

De asemenea autorul, pe baza rezultatelor experimentale obținute de cercetare a

clădirilor cu pereți structurali de beton armat și a fragmentelor acestora, propune o schemă nouă de armare a pereților structurali de beton armat.

Capitolul cinci ”Calculul rezistenței clădirilor cu pereți structurali de beton armat la acțiuni seismice”. Acest capitol constă din două compartimente. Primul compartiment este consacrat studiilor teoretice. Obiectul cercetărilor teoretice, descrise în acest capitol, au fost pereții structurali de beton armat a clădirii de 6 nivele cu diferite valori ai caracteristicii geometrice (β_p), încărcate în partea superioară cu constanta nodală a sarcinii verticale. Sarcina orizontală s-a aplicat, în partea superioară a peretelui, pe etape pînă la distrugerea construcției (fig. 15).

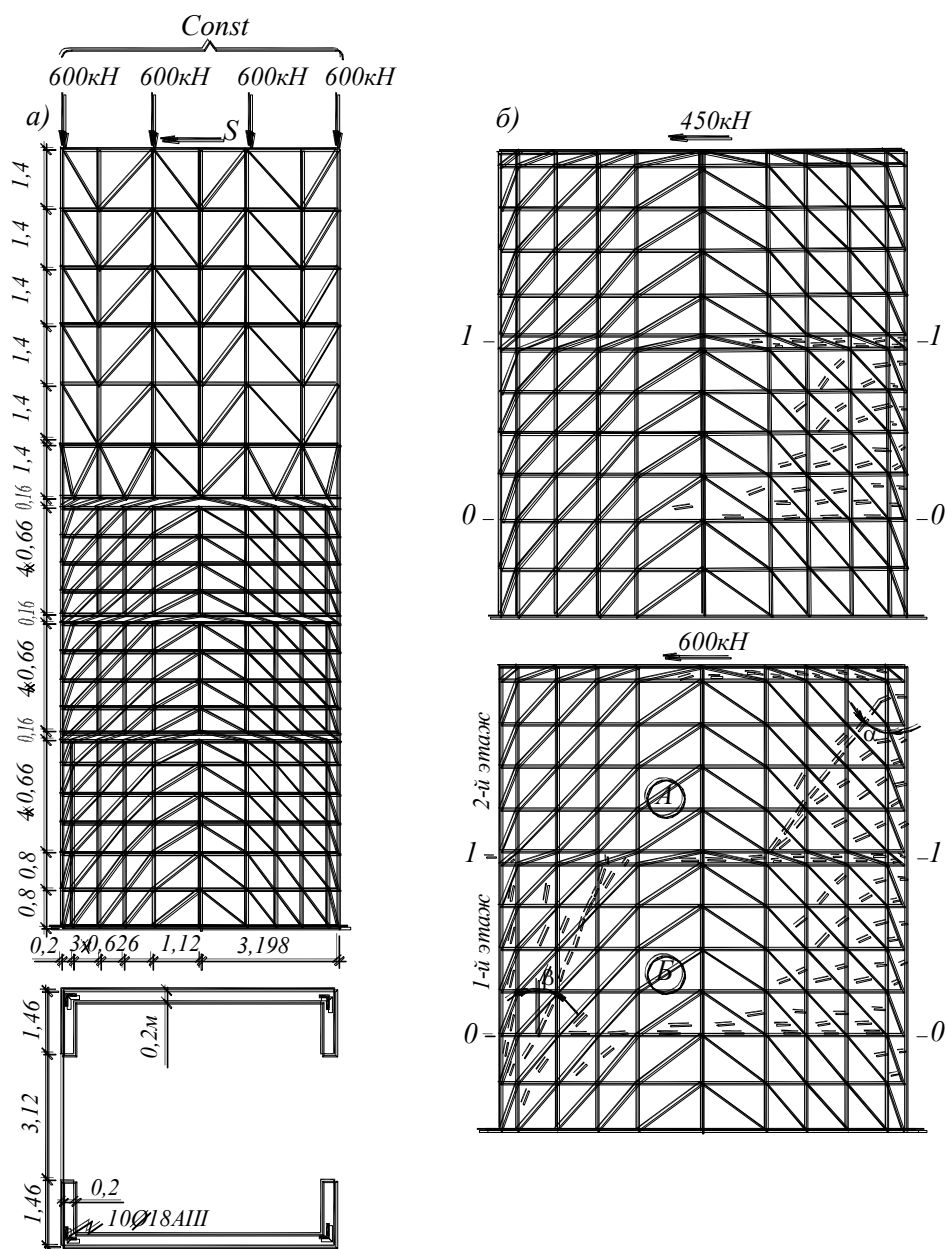


Fig. 15 Schema de calcul a peretelui structural al fragmentului cu 6 nivele (a) și traiectoria fisurilor la nivelele inferioare (b).

Cercetările teoretice au permis obținerea traiectoriei de calcul a fisurii critice, după care are loc descompunerea peretelui în două blocuri. Blocul superior "A" se desprinde de blocul inferior "B" printr-o fisură înclinată frântă, compusă din două sectoare înclinate, îmbinate reciproc prin fisura orizontală, care trece la nivelul planșeului deasupra nivelului unu. O astfel de traiectorie a fisurii este similară traiectoriilor fisurilor critice, după care a avut loc distrugerea pereților structurali de beton armat ai fragmentelor experimentale cu rosturi tehnologice, adică în acest caz cercetările teoretice au confirmat datele experimentale corespunzătoare.

Acest lucru permite considerarea faptului, că secțiunea înclinată de calcul, după care are loc ruperea peretelui la o încărcare complexă, are o formă în zigzag, compusă din două sectoare înclinate, legate prin segmentul orizontal cu lungimea " t " (fig. 16). Mărimea segmentului " t " a traiectoriei de calcul a fisurii critice poate fi obținută din expresia: $t = L - x - tg\beta(H_e + h_p) - tg\alpha \cdot H_e$.

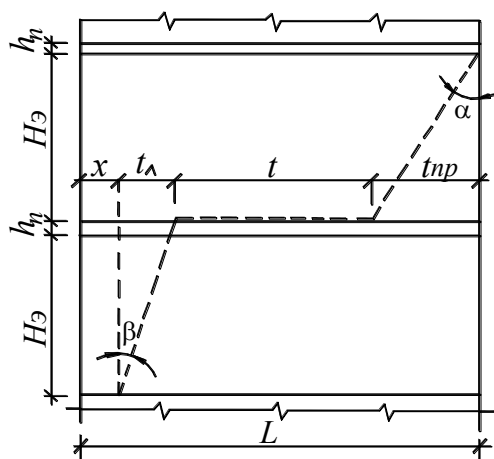


Fig. 16. Traiectoria de calcul a fisurii critice

Al doilea compartiment este consacrat elaborării metodei analitice de calcul a clădirilor cu pereți structurali de beton armat la acțiunea seismică, care a fost una din sarcinile principale ale prezentei lucrări.

În practica modernă de proiectare a clădirilor multietajate cu pereți structurali de beton armat se consideră, că ruperea pereților structurali plini este posibilă după secțiunea orizontală și înclinată (fig. 17, a). În continuare aceste secțiuni se vor considera ca fiind de calcul.

Pentru secțiunea orizontală de calcul este caracteristic faptul, că în faza de rupere, eforturile unitare în armătura S , în locul de intersecție a acesteia cu secțiunea, ating mărimea R_s . Secțiunea înclinată are o formă în zigzag și constă din două sectoare înclinate și segmentul care le leagă la nivelul superior al planșeului.

Fisura de calcul (orizontală sau înclinată) separă peretele structural în două blocuri A și B. Dacă analizăm blocul A în stare de echilibru, atunci la modul general asupra

acestui a acționează forțele exterioare: verticale cu rezultanta N_i și orizontale seismice - S_i . Acestora le opune rezistență betonul comprimat pe lungimea secțiunii x , forțele de frecare pe sectorul orizontal al fisurii înclinate, armătura de contur și de câmp (orizontală, verticală și înclinată).

Mulți autori, care au studiat funcționarea construcțiilor cu grinzi și a celor plane la ruperea după secțiunile înclinate, consideră necesar ca în calculele de rezistență să se țină cont de forțele de agățare a dinților din fisuri, care apar pe ambele margini ai fisurilor înclinate. Cu acest fapt nu putem să nu fim de acord, când este vorba despre încărcarea statică a construcțiilor. În acest caz forțele de agățare a dinților din fisuri pot avea un rol semnificativ la formarea rezistenței construcției acțiunilor forțelor exterioare. Însă o altă situație se observă la încărcarea dinamică multiciclică.

Încercările vibrodinamice a clădirilor la nivele înalte ale sarcinilor de inerție au arătat, că forțele de agățare a dinților pe ambele părți ale fisurilor înclinate, sunt suficient de considerabile în momentul de apariție a acestora, după care scad intens pe măsura deschiderii acestor fisuri și măcinarea părților acestora, observate la încărcarea alternantă multiciclică a sistemului constructiv.

De aceea, la calculul în faza de rupere a sistemelor, care preiau acțiunea seismică, este logic de pornit din faptul, că forțele de agățare a dinților în fisura de calcul sunt egale cu zero.

La încărcarea dinamică alternantă a peretelui, în faza de rupere a acestuia după secțiunea înclinată, a avut loc o alunecare a părții superioare a peretelui în raport cu cea inferioară pe sectorul orizontal al fisurii critice. O astfel de formă de deformare a peretelui, cu deschiderea unei fisuri în zigzag numai pe sectoarele înclinate ale acestuia, este condiționată de deformațiile proprii a blocurilor de pereți, separați prin fisură.

Mecanismul de formare a unor astfel de fisuri este prezentat în fig. 18. În peretele omogen traiectoria fisurii înclinate trece prin punctele cu valorile maxime ale eforturilor principale de întindere. Eforturile de comprimare σ_y , în acest caz, se observă în afara limitelor fisurii la muchia comprimată a peretelui.

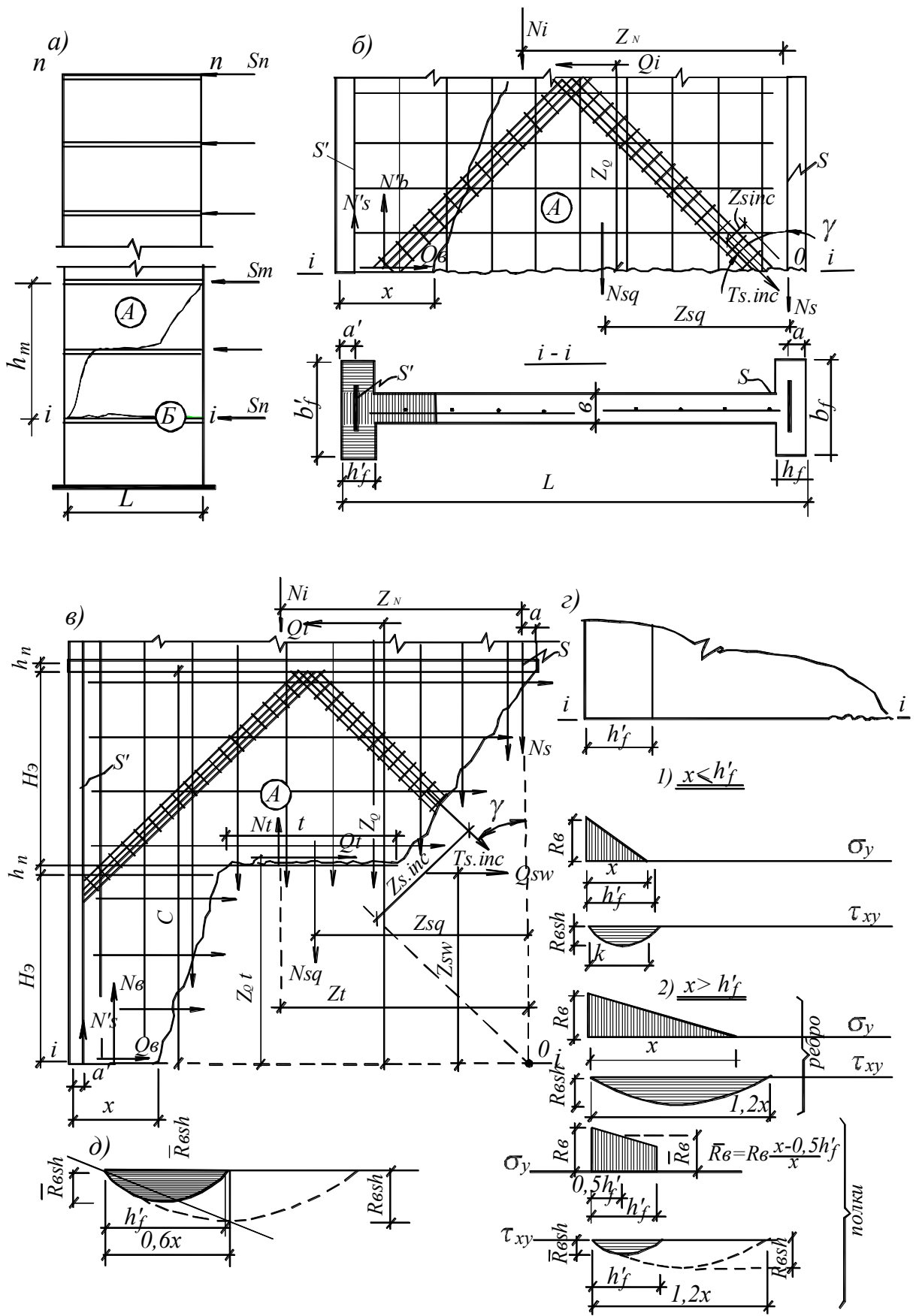


Fig. 17. Schema de calcul privind calculul analitic al pereților structurali de beton armat ai clădirilor la acțiuni seismice

La prezența în perete a unei secțiuni slăbite, care poate fi imitată pe o anumită lungime t printr-o tăietură îngustă (linia punctată în fig. 18, б), fisura înclinată în mod firesc va cuprinde sectorul acestei secțiuni. Însă, datorită deformării blocurilor pereților A și B va avea loc micșorarea înălțimii fisurii cu mărimea Δh . Ca urmare tăietura imaginată se va închide, iar în realitate în fisură, pe sectorul orizontal cu lungimea t vor apărea eforturi unitare de comprimare σ_y și tangențiale τ_{xy} , cărora li se vor opune forțele de frecare. În acest caz eforturile de comprimare vor avea loc, de asemenea și în afara fisurii înclinate la muchia comprimată a peretelui. Un astfel de mecanism de formare a fisurilor ne obligă, ca în calcule să fie considerate forțele de frecare, care apar pe acest sector cu lungimea t a secțiunii înclinate de calcul.

Încă o observație merită să fie făcută referitor la rezistența armăturii la eforturile unitare transversale, așa numitul "efect de dorn" (dowel effect).

Prin încercările efectuate, de către diferiți autori, s-a stabilit că în barele de armături, intersectate de fisură apare rezistența armăturii la eforturile unitare transversale. Însă, în ceea ce privește mărimea acestei rezistențe și funcția ei în raport cu diferiți factori o părere comună pînă în prezent nu s-a format.

Astfel, P.Soroushian, K.Obaseki, M.Rojas, J.Sim și alții consideră, că rezistența betonului are o influență nesemnificativă asupra valorii eforturilor unitare transversale. Cu aceștia nu sunt de acord S.Zucantason, F.Barda.J. Hanson și W.Corley fiind convinși, că unghiul de înclinare a barelor față de planul de forfecare nu intră în factorii, care determină mărimea eforturilor unitare transversale în armătură. O părere opusă au H.Aktan și J.Tebbe.

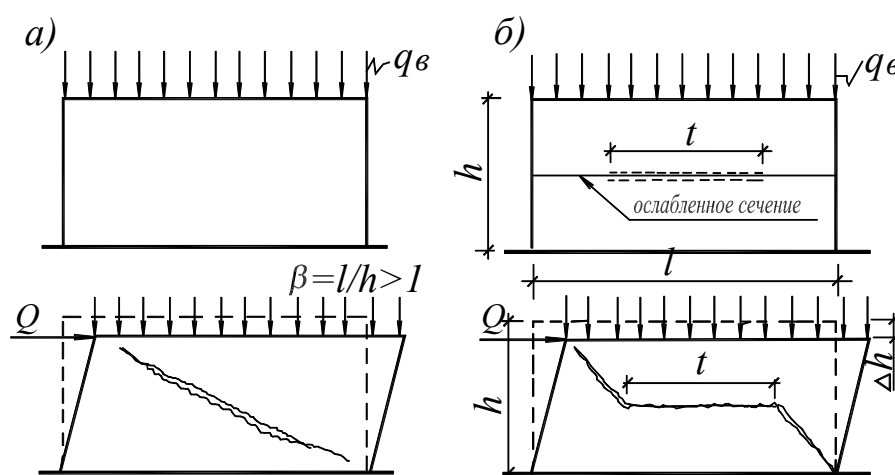


Fig. 18. Scheme de formare a fisurilor înclinate într-un perete omogen (a) și în perete cu secțiune slăbită (б).

Foarte importantă este evaluarea cantitativă a eforturilor unitare transversale în barele de armătură. Conform datelor multor cercetători valoarea acestora nu depășește 1-

2% din rezistența generală a îmbinărilor la forfecare. Valoarea maximă a acestei evaluări (16%) a fost obținută experimental de T.Paulay, R. Park și M.Phillips considerînd la fel că **influența eforturilor unitare transversale asupra formării rezistenței construcției la forfecare nu este semnificativă.**

Un studiu aprofundat al "efectului de dorn" cu cercetarea rolului diferitor factori, ce determină mărimea lui, a fost făcut de T.Tassios în laboratorul construcțiilor din beton armat al Universității tehnice naționale din Grecia. În cercetările acestuia probele au fost încercate prin încărcare alternantă statică și ciclică. Aceste cercetări au confirmat părerea despre faptul că, asupra mărimii eforturilor unitare transversale în mare măsură influențează diametrul barelor și într-o măsură mai mică – caracteristicile de rezistență a betonului și oțelului. Acest lucru a fost reflectat și în formula pentru determinarea eforturilor unitare transversale (D_N):

$$D_N = kd^2 \sqrt{R_b R_s \left[1 - \left(\frac{\sigma_s}{R_s} \right)^2 \right]} \quad (1)$$

în care:

k – coeficient empiric;

d – diametrul barei;

σ_s – efortul unitar de întindere în armătură.

Din formula (1) rezultă, că la tinderea σ_s spre R_s mărimea eforturilor unitare transversale "efect de dorn" (dowel effect) tinde spre zero. Astfel, în faza de rupere a construcției, cînd în majoritatea barelor de armături eforturile ating valoarea R_s sau tind spre aceasta, evidența eforturilor unitare transversale nu pare a fi argumentată. La aceasta trebuie adăugat și faptul că "efectul de dorn" se poate manifesta numai la condiția de acoperire a barei de armături cu un strat suficient de gros din beton rezistent.

Însă în construcțiile moderne, stratul de protecție din beton, se măsoară în cel mai bun caz în cîțiva centimetri și nu prezintă un obstacol serios pentru deformarea barelor de armături. Suplimentar la cele expuse, atragem atenția asupra consistenței suficient de slabe a armării pereților structurali ai clădirilor de beton armat, și atunci va fi clar, că luarea în considerare a eforturilor unitare transversale în calculele de rezistență a unor astfel de pereți pare puțin rațională. Mai bine să le neglijăm acest efect în favoarea rezervei de rezistență a pereților.

Să studiem modelul de calcul a unui perete structural multietajat de beton armat de profil I, armat cu armătură de contur și de cîmp (verticală, orizontală și înclinată) – (vezi fig. 17).

Condiția de rezistență conform secțiunii orizontale de calcul i (a se vedea fig.17, 6) se prezintă sub formă de un sistem de ecuații:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \cos\gamma; \quad (2)$$

$$Q_i = Q_b + T_{s.inc} \cdot \sin\gamma \quad (3)$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s - N_i Z_n - N_{sq} Z_{sq} - T_{s.inc} Z_{s.inc} \quad (4)$$

Pentru modelul de calcul cu secțiunea înclinată **i** (vezi fig. 17, B) condițiile de echilibru a blocului "A" vor avea forma:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s + N_t - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \cos\gamma; \quad (5)$$

$$Q_i = Q_b + Q_t + Q_{sw} + T_{s.inc} \cdot \sin\gamma; \quad (6)$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s + N_t Z_t + Q_t Z_{qt} - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} + T_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_n \quad (7)$$

În relațiile (2) ... (7):

N_i - rezultanta sarcinii verticale pentru secțiunea **i** de calcul, care cuprinde toate forțele exterioare, aplicate mai sus de secțiunea de calcul (orizontală sau înclinată);

Q_i - forța tăietoare de la sarcina exterioară orizontală în secțiunea **i**. Pentru modelul de calcul al peretelui (fig. 17, B) Q_i se determină ținând cont de forța S_i , care se distribuie între blocurile «A» și «B»;

$M_{i(o)}$ - suma momentelor în raport cu punctul **O** al forțelor orizontale S_k ;

$$M_{i(o)} = \sum_{k=i+1}^n S_k h_k \quad (8)$$

Valoarea $M_{i(o)}$ se determină altfel, ca un moment al rezultantei forțelor orizontale S_k în raport cu punctul **O**, aflat la intersecția secțiunii **i** cu linia de acțiune a efortului N_s (fig. 17, B).

$$M_{i(o)} = Z_Q Q_i \quad (9)$$

$$Z_Q = \frac{\sum_{k=i+1}^n S_k h_k}{\sum_{k=i+1}^n S_k} \quad (10)$$

N_s, N'_s - rezultanta eforturilor unitare corespunzător în armătura de contur întinsă și comprimată în secțiunea de calcul;

$N_{sq}, Q_{sw}, T_{s.inc}$ - rezultanta eforturilor unitare, corespunzător în barele de câmp verticale și înclinate, intersectate de secțiunea de calcul;

N_t - rezultanta eforturilor unitare σ_y pe sectorul orizontal al secțiunii înclinate de calcul;

Q_t - rezultanta forțelor de frecare pe sectorul orizontal al secțiunii înclinate de calcul;

Q_b - rezistența zonei comprimate a betonului la forfecare;

N_b - rezultanta eforturilor unitare σ_y în zona comprimată a peretelui;

x - lungimea zonei comprimate a peretelui;

$Z_b, Z'_s, Z_N, Z_t, Z_{qt}, Z_{sq}, Z_{sw}, Z_{s.inc}$ - brațele forțelor corespunzătoare în raport cu punctul O ;

Să determinăm valorile eforturilor cuprinse în ecuațiile (2)...(7) pentru două cazuri de funcționare a peretelui: $x \leq h'_f$ și $x > h'_f$.

În ambele cazuri, se respectă principiul:

$$G = G_{(p)} + G_{(n)} \quad (11)$$

în care, G – rezultanta eforturilor în zona comprimată a secțiunii peretelui;

$G_{(p)}, G_{(n)}$ - partea rezultantei efortului G , care acționează corespunzător în inima și talpa secțiunii peretelui.

După determinarea valorilor eforturilor în beton și armătură, substituindu-le în expresiile (2)...(7), vom obține un sistem de ecuații pentru secțiunea de calcul i a peretelui.

Pentru secțiunea orizontală:

a) pentru $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - R_s A_s - q_{sq}(L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma \quad (12)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin \gamma \quad (13)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right] - 0,5q_{sq}(L - h_f - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (14)$$

b) pentru $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b)h'_f \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right\} - R_s A_s - q_{sq}(L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin \gamma \quad (15)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'^2_f}{x} \right] + A_{s.inc} R_{s.inc} \sin \gamma \quad (16)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b)h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x-2h'_f}{2x-h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (17)$$

Pentru secțiunea înclinată:

a) pentru $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x - a'}{x} \right) - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq}(L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma \quad (18)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \sin \gamma \quad (19)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x - a'}{x} (L - a - a') \right] + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p) \operatorname{tg} \beta + 0,5H_e \operatorname{tg} \alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sq}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (20)$$

b) pentru $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \right] + nA'_s \frac{x - a'}{x} \right\} - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma \quad (21)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'_f}{x} \right] + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \sin \gamma \quad (22)$$

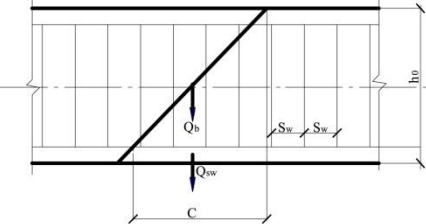
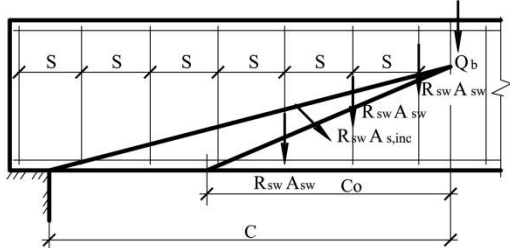
$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x - 2h'_f}{2x - h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x - a'}{x} (L - a - a') \right\} + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p) \operatorname{tg} \beta + 0,5H_e \operatorname{tg} \alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sw}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (23)$$

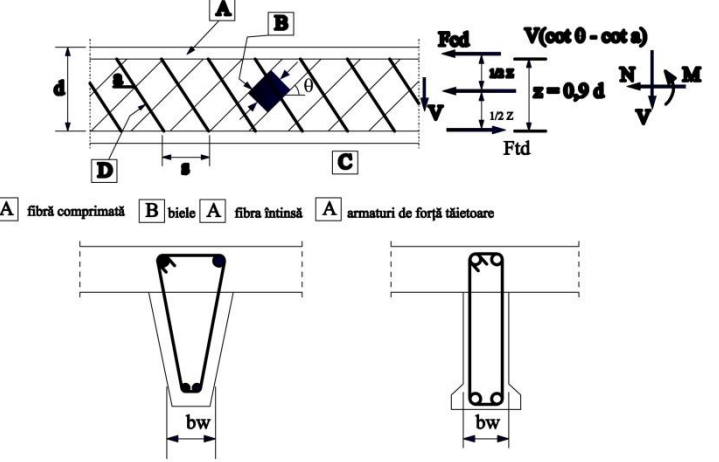
Cum s-a menționat anterior, în practica mondială de proiectare a clădirilor cu pereții structurali de beton armat se aplică diferite metode de calcul a pereților, ținându-se cont de sarcina seismică. Majoritatea din acestea sunt excesiv de approximate, bazate pe studiul unor modele de calcul idealizate a pereților. În tab. 5 sunt prezentate rezultatele determinării capacității portante a peretelui, menționat anterior, cu aplicarea diferitor metode.

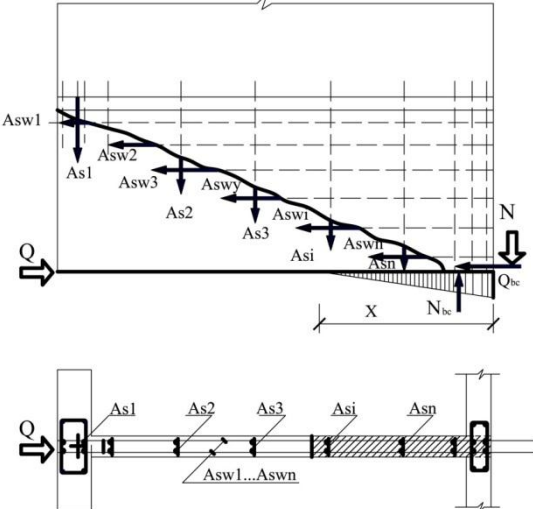
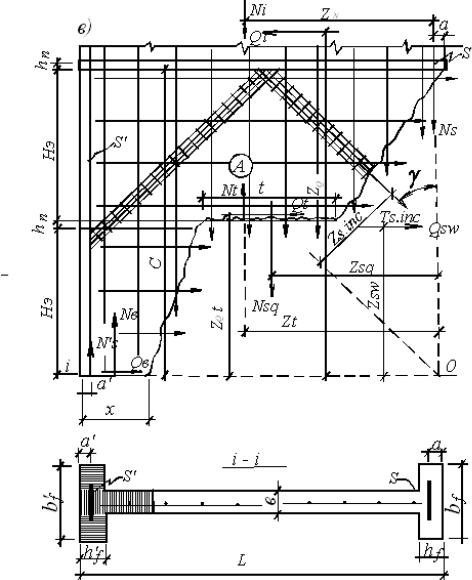
Analiza acestor date conduce la concluzia, că cu excepția metodei prezentate în normele «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР», Республиканские строительные нормы (РСН 13-87, Часть-I) restul metodelor dau un pronostic de calcul majorat a capacității portante a pereților structurali de beton armat la acțiunea seismică. Această majorare, în majoritatea cazurilor, este considerabilă.

În ceea ce privește metoda autorului, aceasta este bazată pe un model de calcul generalizat al peretelui, care reproduce suficient de apropiat originalul fizic al acestuia.

Tabelul 5. Capacitatea portantă a peretelui structural de beton armat fără armare de câmp, determinată cu aplicarea diferitor metode de calcul

Nr.	Denumirea documentului (țara)	Forța transversală în secțiunea înclinată, preluată de beton, kN.	Abaterea valorii de calcul a capacității portante de la cea experimentală, %	Schema d calcul
1	2	3	4	5
1.	Свод правил. СП 63.13330-2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003, Москва 2012	1696	93	
2.	NCM F.02.02.-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006.	3297	276	
3.	Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat. Indicativ CR 2-1-1.1:2012. Romania	2696	207	

1	2	3	4	5
4.	<p>Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. (ACI 318-11) American Concrete Institute, August, 2011.</p>	5339	509	
5.	<p>EN 1992-2-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.</p>	3710	323	 <p>A fibră comprimată B biele A fibră întinsă A armături de forță tăietoare</p> <p>EC-2 Modelul de grindă cu zăbrele și notațiile în cazul elementelor cu armături pentru forța tăietoare</p>

6.	<p>Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР. Республиканские строительные нормы. РСН 13-87 Часть I. Кишинев "Тимпул", 1988</p>	1652	88	
7.	<p>Autorul</p>	943	7,5	

Notă: Valoarea sarcinii experimentale la care s-a rupt peretele structural de beton armat, fără armarea de câmp, constituie **877 kN**

CONCLUZII PRINCIPALE

Rezultatele cercetărilor științifice efectuate au determinat crearea unei noi direcții științifice în domeniul proiectării construcțiilor antiseismice privind calculul rezistenței pereților structurali de beton armat la ruperea după secțiuni înclinate. Metoda analitică de calcul elaborată, bazată pe un model de calcul generalizat al peretelui, care reproduce suficient de apropiat originalul fizic al acestuia, ne va permite să obținem o siguranță mai mare a clădirilor și edficiilor la acțiunea seismică. Rezultatele cercetărilor au permis formularea următoarelor concluzii principale:

1. Armarea de contur sporește capacitatea portantă a panoului, însă pentru aceasta trebuie prevenit flambajul (încovoiere longitudinală) a armăturii, instalată pe conturul panoului;
2. Armarea de câmp pe diagonală este mult mai eficientă, decât cea cu plase, deoarece traiectoria eforturilor principale de întindere coincid cu axele carcaselor;
3. Eforturile unitare transversale (efectul de dorn) în calculul pereților structurali de beton armat la acțiunea seismică pot fi neglijate, deoarece în faza de rupere eforturile unitare σ_s în armătura de rezistență tind spre valorile de calcul ale rezistenței armăturii la întindere (R_s);
4. Eforturilor de agățare a dinților în fisura înclinată în calculul în faza de rupere a pereților structurali de beton armat la solicitări cu caracter oscilant de semn alternant, din cauza măcinării suprafețelor fisurilor pot fi neglijate;
5. Deplasările reciproce ale blocurilor de pereți, după formarea în acestea a fisurilor sub formă de zigzag, contribuie la o disipare considerabilă a energiei oscilațiilor, în special pe sectoarele orizontale ale fisurilor în rosturile tehnologice;
6. Stabilitatea zonei comprimate în panourile la care barele de contur sunt fortificate cu sîrmă sub formă de spirală (efectul beton fretat) a contribuit la sporirea capacității portante a construcțiilor pînă la mărirea armării de contur în limitele $\varepsilon < \varepsilon_R$. O astfel de schemă de armare sporește rezistența panourilor la încovoiere și la forfecare, localizînd complet acțiunea negativă a armăturii de contur asupra betonului de protecție a acesteia;
7. Analiza formării fisurilor în pereții structurali plini permite stabilirea traiectoriei fisurii critice pentru modelul de calcul a unor astfel de pereți. Aceasta începe în zona întinsă a etajului imediat superior, aproximativ sub un unghi de 60° , coboară spre planșeu, trece prin rostul tehnologic și sub același unghi pleacă spre zona comprimată

a etajului imediat inferior. Astfel traiectoria fisurii critice (de calcul) are un caracter de zigzag.

RECOMANDĂRI

Rezultatele cercetărilor experimentale statice și dinamice, precum și informația privind comportarea clădirilor cu pereții structurali de beton armat la solicitări seismice au permis elaborarea următoarelor recomandări:

1. Un rol important în formarea capacității portante a pereților structurali a clădirilor de beton armat și, în primul rând celor cu multe etaje, îi aparține armăturii de contur, instalate pe muchiile pereților. Însă la instalarea unor astfel de armături trebuie să fim foarte atenți, deoarece la nerespectarea anumitor cerințe acestea influențează negativ asupra stratului de protecție de beton în faza de funcționare "la comprimare". Luând în considerare rezultatele corespunzătoare ale încercărilor statice a pereților structurali, aceste cerințe pot fi formulate astfel:
 - a) înnădirile armăturii de contur trebuie scoase în afara limitelor de $1/4$ din înălțimea etajului deasupra nivelului fiecărui planșeu. Construcția înnădirilor trebuie să excludă excentricitatea de transfer a eforturilor în barele înnădite;
 - b) trebuie de tins spre faptul, ca secțiunea de calcul a armăturii de contur să fie stabilită cu un număr minim de bare, adică cu bare de un diametru mai mare;
 - c) în zonele cu posibila flambare (aproximativ $1/4$ din înălțimea etajului de la nivelul planșeului) armăturile de contur trebuie fortificate cu sîrmă sub formă de spirală (efectul beton fretat).
2. Capacitatea portantă a pereților structurali de beton armat în secțiunile înclinate, la proiectarea clădirilor la acțiuni seismice, poate fi determinată cu aplicarea metodei analitice de calcul elaborate. Baza acesteia o constituie modelul de calcul, care ia în considerație acțiunea simultană în secțiunea înclinată de calcul a momentelor de încovoiere, eforturilor transversale și normale, precum și a influenței particularităților tehnologice de edificare a clădirilor din beton monolit, așa ca betonarea separată a pereților și amenajarea rosturilor tehnologice.

Principalele rezultate ale tezei au fost publicate în următoarele lucrări:

1. Burovenco V., Zolotcov A., Pavlov O. Restabilirea compactității betonului la construcțiile afectate de cutremur. În. A XVI-a Conferință pentru beton cu participare internațională. Comportarea și calculul structurilor din beton la acțiuni seismice și alte acțiuni speciale. Comunicări. Brașov: România, 28-30 Iunie, 1994, vol.2, p.3-99 - 3-104.

2. Livovschi E., Zolotcov A. ș.a. Beton armat și beton precomprimat. Chișinău: Tehnica-Info, 2010. 229 p.
3. NCM F.02.02.-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006. 208 p.
4. Zolotcov A. Aprecierea rezistenței clădirilor la cutremur conform caracteristicilor dinamice reale. În. A XVI-a Conferință pentru beton cu participare internațională. Comportarea și calculul structurilor din beton la acțiuni seismice și alte acțiuni speciale. Comunicări. Brașov: România, 28-30 Iunie, 1994, vol.2, p.3-95 - 3-98.
5. Золотков А.С. Сейсмостойкость монолитных зданий. Кишинев. /Изд-во «Картя Молдовей», 2000, 283 с.
6. Золотков А., Айзенберг Я. Международные строительные нормы стран Содружества Независимых Государств. Строительство в сейсмических районах. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2002, № 3, с. 27-56, ISSN 1681-6560.
7. Золотков А. Сейсмостойкое монолитное строительство в Молдове. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 3, с. 28-46, ISSN 1681-6560.
8. Золотков А. Нормирование сейсмостойкого монолитного домостроения в Молдове. În:Buletinul Institutului de Geologie și Seismologie al AȘM. Chișinău, 2010, № 1, с 25-31, ISSN 1857-0046.
9. Золотков А. Диагностика физического состояния зданий по их динамическим характеристикам В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 6, с. 31-33, ISSN 1681-6560.
10. Золотков А. Метод теоретического изучения напряженно-деформированного состояния стен с повреждениями. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2011, № 2, с. 30-34, ISSN 1681-6560.
11. Золотков А. Натурные виброиспытания фрагментов монолитных зданий. În: Buletinul Institutului de Geologie și Seismologie al AȘM. Chișinău, 2011, № 2, с 22-26, ISSN 1857-0046.
12. Золотков А. Вибрационные испытания фрагментов монолитных зданий до разрушения. В: Инженерно - строительный журнал. Санкт-Петербург. 2012, № 1, с. 14-21, ISSN 2071-4726.
13. Золотков А. Метод расчета прочности стен монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия. В: Бетон и железобетон. М., 1997, № 3, с. 30-33, ISSN 0005-9889.
14. Золотков А. Расчет прочности стен монолитных зданий на сейсмические воздействия. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2013, № 5, с. 35-39, ISSN 1681-6560.

15. Золотков А. Проектирование монолитных железобетонных зданий в сейсмических районах Республики Молдова. Сборник научных трудов. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Одесская Государственная Академия Строительства и Архитектуры. Одесса 2011. № 15, с. 68-75, ISBN 972-966-8169-35-9.
16. Золотков А. Теоретические основы определения физического состояния здания по их динамическим характеристикам. Научно-техническая конференция «30 лет образованию КПП им. С. Лазо». Кишинев: Кишиневский Политехнический Институт им. С. Лазо, 1994, 2 с.
17. Золотков А. Новые принципы армирования сейсмостойких монолитных зданий. В: Стихия. Строительство. Безопасность. Тезисы докладов международной конференции. Владивосток: Россия, 8-12 сентября, 1997, 2 с.
18. Золотков А. ș.a. ДБН В. 1.1-12:2006. Издание официальное. Государственные строительные нормы Украины. Строительство в сейсмических районах Украины. Киев, 2006. 84 с.
19. Золотков А.С. Расчет прочности стен монолитных зданий на сейсмические воздействия. X Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию, 9-13 сентября, 2013, г. Сочи, Российская Федерация, с. 27-35.
20. Чеботарь В., Рэйляну И., Золотков А. и др. Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений в Республике Молдова. Informație de sinteză, Chișinău: 1997, 29 с.
21. Bubiuc I., Zolotcov A., Izmailov Iu. Experimental substantiation of reinforcement philosophy regarding strengthening of walls of aseismic monolithic buildings. //Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris. France. September 6-11. 1998. Volume of Abstracts, p. 603.
22. Zolotcov A. Assessment of earthquake resistance of buildings by their dynamic characteristics. //Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris. France. September 6-11. 1998. Volume of Abstracts, p. 519.
23. Zolotcov A. Determination of buildings condition by their dynamic characteristics. //Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco. Mexico. June 23-28. 1996. Volume of Abstracts, p. 508.
24. Zolotcov A., Izmailov Iu. Vibrational tests on sections of monolithic building at high levels of loading. //Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco. Mexico. June 23-28. 1996. Volume of Abstracts, p. 514.
25. Zolotcov A. The calculation of reinforced concrete walls under seismic action. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Volume of Abstracts. Vancouver: Canada. August 1-6. 2004.

ADNOTARE

Zolotcov Anatolie, "Calculul rezistenței pereților construcțiilor monolite la acțiuni seismice".

Teză pentru obținerea titlului științific de doctor habilitat în tehnică.

Teza cuprinde introducere, cinci capitole, concluzii și propuneri, lista din 139 titluri bibliografice, fiind expusă pe 230 de pagini de text tipărit, conținând 81 de figuri, 9 tabele. Principalele rezultate ale cercetărilor științifice au fost publicate în 25 de lucrări științifice și într-o monografie.

Cuvinte cheie: construcția clădirilor cu pereți structurali de beton armat, clădiri din beton monolit, construcții seismic rezistente, mașini de vibrații, acțiuni seismice, încercări vibrodinamice ale clădirilor, metode analitice, sistem de armare a pereților.

Specialitatea: 211.02. Materiale de construcții, elemente și edificii.

Scopul lucrării: Elaborarea unui model analitic de calcul al rezistenței pereților structurali ai clădirilor de beton armat la ruperea în secțiunea înclinată în rezultatul acțiunii seismice.

Sarcini: Perfecționarea metodei de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiunile înclinate la solicitări dinamice.

Noutatea și originalitatea științifică: Pentru prima dată a fost elaborată metoda analitică de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiuni înclinate, care iau în considerare acțiunea concomitentă în secțiunea înclinată de calcul a momentelor de încovoiere, eforturilor transversale și normale, precum și a influenței particularităților tehnologice de edificare a clădirilor din beton monolit, ca betonarea separată a pereților și amenajarea rosturilor tehnologice.

Problema științifică: Principala sarcină constă în perfecționarea metodei de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiuni înclinate la solicitări seismice cu caracter oscilant.

Direcția științifică: Rezultatele cercetărilor științifice efectuate au determinat crearea unei noi direcții științifice în domeniul proiectării construcțiilor antiseismice privind calculul rezistenței pereților structurali de beton armat la ruperea după secțiuni înclinate. Metoda analitică de calcul elaborată, precum și modelul dinamic, bazată pe un model de calcul generalizat al peretelui, care reproduce suficient de apropiat originalul fizic al acestuia, ne va permite să obținem o siguranță mai mare a clădirilor și edificiilor la acțiunea cutremurilor de pământ.

Importanța teoretică: S-a demonstrat, că metoda elaborată de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiuni înclinate oferă rezultate mult mai autentice decât metodele existente.

Valoarea aplicativă: S-a obținut un model de calcul al traiectoriei fisurii critice a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiuni înclinate, ținându-se cont de acțiunea seismică.

Implementarea rezultatelor științifice: Metoda elaborată s-a introdus sub formă de modificare în NCM F.02.02-2006 "Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat", pct. 5.2.10 și în PCH 13-87 «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР», Республиканские строительные нормы (PCH 13-87, Часть-I), subpunctul 5.25.1.

АННОТАЦИЯ

Золотков Анатолий, «Расчет прочности стен монолитных зданий на сейсмические воздействия».

Диссертация на соискание ученой степени доктора хабилитата технических наук.

Диссертация состоит из введения, пяти глав, выводов и предложений, списка литературы из 139 наименований, изложена на 230 страниц печатного текста, содержит 81 рисунок, 9 таблиц. Основные результаты научных исследований опубликованы в 25 научных работах и в одной монографии.

Ключевые слова, монолитное домостроение, сейсмостойкое строительство, вибромашина, сейсмическое воздействие, вибродинамические испытания зданий, степень повреждения конструкций, динамические характеристики, аналитическая методика, система армирования стен.

Специальность: 211.02. Строительные материалы, элементы и сооружения.

Цель работы. Разработка аналитического метода расчета прочности стен монолитных зданий при разрушении по наклонным сечениям в результате сейсмического воздействия.

Задачи. Совершенствование метода расчета стен монолитных зданий по наклонным сечениям в условиях динамического воздействия.

Новизна и научная оригинальность. Впервые был разработан аналитический метод расчета стен монолитных зданий по наклонным сечениям, учитывающий одновременное действие в расчетном наклонном сечении изгибающих моментов, поперечных и нормальных усилий, а также влияния технологических особенностей возведения монолитных зданий, таких как раздельное бетонирование стен и устройства технологических швов.

Научная проблема. Основная задача состоит в усовершенствовании метода расчета стен монолитных зданий по наклонным сечениям в условиях сейсмического циклического воздействия.

Новое научное направление. Результаты выполненных научных исследований послужили основанием для разработки нового научного направления в области сейсмостойкого проектирования строительных конструкций по расчету прочности монолитных стен при разрушении по наклонным сечениям. Разработанный аналитический метод расчета, а также динамическая модель, основанная на классической обобщенной расчетной модели стены, которая довольно близко воспроизводит её физический оригинал, позволит

получить повышенную безопасность зданий и сооружений на сейсмические воздействия.

Теоретическая значимость. Было доказано, что разработанный метод расчета монолитных зданий дает более достоверные результаты, чем существующие методы.

Прикладное значение. Получена расчетная модель траектории критической трещины монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия

Внедрение научных результатов. Разработанный метод использован в молдавских строительных нормах «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР, Республиканские строительные нормы, РСН 13-87, Часть-I», п. 5.2.10 и «NCM F.02.02.-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006», п. 5.25.1.

ANNOTATION

Zolotcov Anatoly , "Calculation of monolithic buildings wall strength to seismic actions."

Dissertation for the degree of Habilitated Doctor of Technical Sciences.

The thesis consists of an introduction, five chapters, conclusions and recommendations, bibliography of 139 titles, has 230 pages of the printed text, contains 81 figures, 9 tables. The main results of the scientific investigation are published in 25 scientific papers and one monograph.

Keywords: monolith building construction, earthquake resistant construction, vibrator, seismic impact, vibration-dynamic tests of buildings, structures damage levels, dynamic characteristics, analytical method, system of concrete walls reinforcement.

Specialty: 211.02. Building materials, elements and structures.

Objective. Development of an analytical method for monolithic buildings' walls strength calculation in destruction in oblique sections as a result of the seismic action.

Tasks. Improvement of the calculation method of the monolithic buildings walls in oblique sections, in conditions of a dynamic impact.

Scientific novelty and originality. For the first time was developed an analytical method for calculating monolithic buildings walls in oblique sections, taking into account the simultaneous action in the calculated oblique section of bending moments, transverse and normal forces, as well as the impact of technological peculiarities of monolithic buildings construction, such as separate concreting of walls and the structure of technological seams.

Scientific problem. The main task is to improve the method of calculation of monolithic buildings walls in oblique sections under cyclic seismic exposure.

New scientific direction. The results of the completed scientific research fundamentally contributed to the development of a new scientific direction in the area of seismic resistant design of building construction by calculation of monolithic walls

resistance in oblique sections actions. The developed analytical method of calculation, as well as the dynamic model, based on the classic generalized calculated wall model, which reproduces fairly accurately its physical original, will allow increasing the safety of buildings and constructions with regards to seismic influence.

Theoretical value. Was proved that the developed method of calculation of monolithic buildings provides more reliable results than existing methods.

Practical importance. Was obtained the calculated critical crack trajectory model for monolithic buildings, taking into account seismic influence.

Implementation of scientific results. The developed method is used in Moldovan construction norms "Construction of monolithic buildings in seismic areas of the Moldavian SSR", Republican building codes (PCH 13-87, Part -I), p. 5.2.10 and "Calculation, design and creation of reinforced concrete and pre-compressed concrete". NCM F.02.02.- 2006 , p. 5.25.1

ЗОЛОТКОВ АНАТОЛИЕ

**РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СТЕН МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ
НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

**Специальность 211.02
Строительные материалы, элементы и сооружения**

**А в т о р е ф е р а т
диссертации на соискание ученой степени доктора
хабилитата технических наук**

Подписано в печать: « 20 » mai 2015 г.

Печать лазерная

Печатных листов: 2,0

Формат бумаги 60 x 84 А5

Тираж ... 50 экс.

Заказ номер ____

Editura "TNCERCOM". Institutul de cercetări științifice în construcții: Str. Independenței
6/1, Chișinău, Republica Moldova, MD-2043,

UNIVERSITATEA TEHNICĂ A MOLDOVEI

Cu titlu de manuscris

C.Z.U: 694.078-413.046 (043.3)

ZOLOTCOV ANATOLIE

**CALCULUL REZISTENȚEI PEREȚILOR
CONSTRUCȚIILOR MONOLITE LA ACȚIUNI SEISMICE**

**Specialitatea 211.02
“Materiale de construcții, elemente și edificii”**

Autoreferatul tezei de doctor habilitat

CHIȘINĂU, 2015