



**ВАРНЕНСКИ СВОБОДЕН УНИВЕРСИТЕТ**  
**“Черноризец Храбър”**

инж. Иван Желев Павлов

**„ИЗСЛЕДВАНИЯ ВЪРХУ НАПРЕГНАТОТО И  
ДЕФОРМИРАНО СЪСТОЯНИЕ НА ВИСОКИ  
СТОМАНОБЕТОННИ КОМИНИ”**

**А В Т О Р Е Ф Е Р А Т**

Варна

2011г.

Дисертационният труд се състои от въведение, четири глави, заключение, насоки за бъдещи изследвания, списък на използваната литература, едно приложение и списък с публикации по темата на дисертацията. Материалът е изложен на 113 страници текст, илюстриран с 48 фигури и 24 таблици. Приложението е от 18 страници, съдържащи 18 фигури и 18 таблици. В списъка на използваната литература са посочени 145 заглавия, от които 4 на кирилица и 141 на латиница.

Защитата на дисертационния труд пред научно жури ще се състои на ..... от ..... часа в зала ..... на ВСУ „Черноризец Храбър” на заседание на научното жури. Материалите по защитата са на разположение на интересуващите се в УЦПД в стая А427.



**ВАРНЕНСКИ СВОБОДЕН УНИВЕРСИТЕТ**  
**“Черноризец Храбър”**

инж. Иван Желев Павлов

**„ИЗСЛЕДВАНИЯ ВЪРХУ НАПРЕГНАТОТО И  
ДЕФОРМИРАНО СЪСТОЯНИЕ НА ВИСОКИ  
СТОМАНОБЕТОННИ КОМИНИ”**

Научна специалност

02.15.04 “Строителни конструкции”

**АВТОРЕФЕРАТ на ДИСЕРТАЦИЯ**

за придобиване на образователна и научна степен „доктор”

Научен ръководител: проф. д-р инж. Никола Игнатиев

Рецензенти: проф. д-р инж. Петър Сотиров  
доц. д-р инж. Тинко Бобев

Варна

2011г.

Дисертационният труд е обсъден на заседание на катедра „Строителство на сгради и съоръжения” при ВСУ „Черноризец Храбър” и е одобрен за защита пред научно жури.

Докторантът се обучава в катедра „ССС” в докторантура на самостоятелна подготовка.

Авторът изказва своята благодарност на научния си ръководител проф. д-р инж. Никола Игнатиев, на Декана на „Архитектурен факултет” към ВСУ „Черноризец Храбър” проф. д-р инж. Стефан Терзиев и колектива на катедра „ССС” за напътствията и препоръките.

## ВЪВЕДЕНИЕ

Съществуващите методи за определяне на динамичните характеристики на стоманобетонните комини най-често използват значителни опростявания по отношение на геометричните характеристики на тялото на комина. В повечето случаи задачата се решава с приемане на идеално еластично поведение на материалите. Влиянието на допълнителните фактори се отчита в следствие от получените резултати. Това се дължи на факта, че точното решение не винаги е възможно. Анализът на динамичното поведение на комините с оглед развитие на нееластични деформации се извършва само с числени методи, като решенията са изведени основно за конструкции с постоянна геометрия. Системите с променливи сечения се решават с опростени модели на конструкцията, което не винаги води до резултати с висока точност.

В съществуващите софтуерни продукти са внедрени голяма част от числените методи за определяне на усилията от нееластичното поведение на конструкциите. Въпреки това все още модалния анализ се извършва само в еластична постановка на задачата. Такова смесено решение е сравнително точно за конструкции с големи собствени честоти. При високите стоманобетонни комини такова приемане може да доведе до значителни различия с реалното напрегнато и деформирано състояние. Поради тази причина е необходимо да се намерят по-точни методи за определяне на динамичните характеристики на конструкции с ниски собствени честоти с отчитане на тяхното нееластично поведение.

В основните нормативни документи не се предписва начина за определяне на усилията от температурни въздействия. Съществуващите решения за получаване на температурните усилия отчитат образуването на пукнатини в стоманобетонните сечения. При повечето от тях работата на бетона в опънната зона се пренебрегва, което не отговаря напълно на реалното състояние. Получаването на пукнатинообразуващите моменти обикновено се определя при линеен изчислителен модел на бетона. Освен това работните зависимости на бетона в опънната зона не са уточнени в нормативите. Поради тези причини е необходимо да се дефинират зависимости за определяне на разрезните усилия в стоманобетонните сечения с отчитане на нееластичното поведение на бетона и степента на пукнатинообразуване.

# ГЛАВА 1

## Литературен обзор

### 1.1. Увод

Коминът е средство за изхвърляне на отпадъчни газове на достатъчна височина, така че след разреждането си от атмосферната турбуленция твърдите частици да попаднат върху земната повърхност в допустими граници на концентрация. Въпреки, че чрез комините могат да се постигне значително намаление на концентрацията на множество замърсители (серен диоксид, пепел и др.), те не могат да се считат за окончателно решение на проблема със замърсяването.

### 1.2. Исторически преглед

До началото на 20-ти век най-често като материал за изграждането на комини са използвани глинени тухли. С нарастването на височината се е достигнато до момент, при който тухлените комини са станали неикономични и са били заменени от стоманени комини – свободно стоящи или укрепени с възета. Независимо, че първият бетонен комин е построен още през 1876г. в Германия, стоманобетонните комини се прилагат в Европа от 1907г. През 1910г. е построен първият стоманобетонен комин с променливо по височина сечение. В САЩ и СССР стоманобетонни комини се строят от 1900г., а през 1916г. в Япония е построен първият комин с височина 165м.

Процедурите на проектиране на комините са се развили значително през годините. Първите комини са получавали значителни пукнатини поради недостатъчното познаване на усилията от температура и другите въздействия. С течение на времето опитът и грешките в проектирането на индустриалните комини довежда до постепенно развитие и подобряване на теоретичните модели. Едни от първите подробни наръчници за проектиране на комини са разработени от Bancroft (1885) [13] и Christie (1899) [36]. Въвеждането на стоманобетона като основен материал и необходимостта на строеж на високи комини наложили въвеждането и на специализирани нормативни документи. Първият правилник за проектиране на стоманобетонни комини е публикуван през 1934г. от Американския институт по стоманобетон (ACI). Действащите основни нормативни документи за проектиране на стоманобетонни комини са ACI307-08 [6][7] и EN13084 [49][50]. Към тях може да се причислят и разработените специални документи от CICIND [40][41].

### 1.3. Видове комини

Видовете комини, класифицирани по различните показатели са представени схематично на Фиг.1.1.



*Фиг.1.1. Класификация на индустриалните комини [86]*

## 1.4. Геометрия на коминна

Геометричните размери на един комин зависят от много голям брой фактори. Най-общо казано един комин се проектира така, че да може да изхвърля определено количество газове на необходимата височина с такава скорост, че нивата на концентрация на замърсителите на земната повърхност (GLC) след атмосферната дисперсия да попадат в определени граници, дадени в законови нормативни документи. По този начин основните фактори, обуславящи размерите на коминна могат да се разделят на няколко категории:

- изисквания по отношение на необходимата тяга;
- изисквания по отношение на законите разпоредби за опазване на околната среда;
- изисквания по отношение на конструкцията.

Размерите на основата се определят основно по конструктивни съображения. Тези размери се подбират така, че сечението да е способно да поеме напреженията от собствено тегло, вятър, температура, земетръс и други натоварвания. От гледна точка на потока на газовете се предпочита тялото на коминна да има цилиндрична форма, но при стоманобетонните комини обикновено се прилага известно скосяване в рамките от 1:50 до 1:100, превръщайки черупката в конична. С прилагането на стоманени или пластмасови обшивки това скосяване може да бъде увеличено.

## 1.5. Проектиране на стоманобетонни комини

### 1.5.1. Натоварвания и въздействия

Натоварванията върху тялото на коминна са от собствено тегло на черупката, обшивката и технологичното оборудване. Въздействията, за които се оразмерява тялото на коминна, биват ветрови, сеизмични и от температурни разлики.

При стоманобетонните комини поради симетрията на конструкцията обикновено сеизмичните и ветровите въздействия се разглеждат само в едно главно направление.

#### 1.5.1.1. Собствено тегло

Натоварването от собствено тегло се формира от стоманобетонната черупка, обшивката и технологичното оборудване. Теглото на тялото на комина създава разпределени по височина натискови усилия в хоризонталните сечения, докато теглото на тухлената обшивка е концентрирано на определени места по височина. Местата на конзолите, където стъпва обшивката, се приемат така, че при съответната си дебелина тя да не се разруши от динамични трептения на комина.

#### 1.5.1.2. Ветрово натоварване

По своя характер ветровите въздействия са случайни флукутации на въздуха, упражняващи налягане върху повърхността на конструкцията. Ветровите въздействия при комините имат доминираща роля при тяхното оразмеряване. Извършени са много голям брой изследвания върху динамичните ефекти на вятъра върху конструкциите. Едни от най-значимите разработки са на Vickery [131][132][133][134][135][137], Basu [15][16], Kareem [71][72][73][74][75] и Holmes [64]. Въз основа на тези изследвания са разработени действащият в момента европейски нормативен документ EN1991-1-4 [52], както и повечето чуждестранни стандарти за ветрови натоварвания.

Вятърът по своята същност представлява мащабно движение на въздуха, дължащо се на температурни промени. Той играе важна роля при проектирането на комини поради способността му да пренася и разсейва замърсителите на въздуха, а така също и защото предизвиква статични и динамични натоварвания, чиито ефекти са значителни върху скосена конструкция, каквато представлява тялото на комина. Известно е, че не е възможно да се предвидят ефектите от вятър с точност чрез използването на аналитични процедури поради случайния характер на промяна на величините, характеризиращи ветровото въздействие. Поради тази причина се използват приблизителни методи за проектиране.

Ветровото натоварване, приложено върху която и да е точка от тялото на комина, се разглежда като сума от статична и динамична компонента. Статичното натоварване е силата, която упражнява вятъра, ако той духа с постоянна средна скорост и по този начин предизвиква деформация с постоянна стойност. Динамичната компонента, която предизвиква трептения на конструкцията, се дължи на основни на следните три причини:

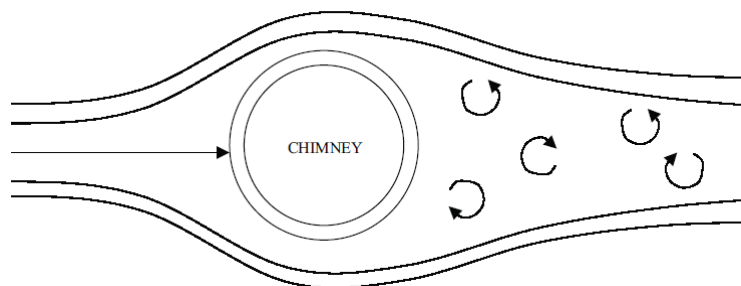
- порив на вятъра, пораждащ трептения в посоката на въздействието;
- завихряне на вятъра, пораждащо трептения, перпендикулярни на посоката на вятъра;
- възбуждане на бѐфтинг от наличието на съседни сгради, които могат да предизвикат усилване на турбулентността.

Ветровото натоварване се разглежда в две посоки:

- в посока на вятъра, където се комбинират статичното натоварване, поривът на вятъра и бѐфтинга;
- в напречно направление спрямо посоката на вятъра, където се разглеждат принудените трептения от завихрянето на вятъра около комина и подемните сили.



Ефектите в посока, съвпадаща с посоката на вятъра, се дължат на директното ветрово въздействие върху изложената повърхност на тялото на комина. За количествено определяне на тези ефекти коминът се представя като конзолен вертикален елемент, запънат в основата си. Тогава ветровото въздействие се моделира така, че да натоварва изложената повърхност. Ветровото натоварване се приема, че действа перпендикулярно към повърхността. Сложността на модела идва от това, че въздействието на вятъра не е постоянно, а обикновено се състои от пориви със случаен характер. Това налага натоварването да се приеме за динамично. Точното определяне на ефектите представлява изключителна математическа трудност. За целите на проектирането в нормативните документи се въвежда „еквивалентно статично” натоварване. Допълнителното натоварване от динамичния порив на вятъра се задава опростено чрез „коефициент на порива”, с който се умножават ефектите от статичното натоварване.



*Фиг.1.2. Формиране на вихри в подветрената страна на комина*

Ефектите в напречна посока се проявяват при протичането на въздушния поток около тялото на комина. При това протичане нормално не се появяват допълнителни въздействия. От подветрената страна, обаче, се получават сили на смучене, които предизвикват силни високоскоростни турбулентни вихри (Фиг.1.2). Тези вихри са причина за поява на подемни сили и трептения, перпендикулярни на посоката на ветровия поток. Този ефект се нарича „вихрово възбуждане”. За определяне неговите ефекти е необходимо да се познаят собствените форми на трептене.

Ефектите в напречна посока зависят от множество параметри, описващи в детайли въздушния поток, натоварването от вятър и динамичното поведение на конструкцията. Тези параметри от своя страна зависят от много други величини и фактори, като числа на Reynolds и Strouhal, турбуленцията, грапавината на терена, скосеността на комина и др. Най-съществен принос към изследвания в тази област имат Scruton и Vickery. За най-добър модел, който отчита вихровото въздействие върху стоманобетонните комини, се счита този, създаден от Vickery и Basu, и той е внедрен през последните няколко години в няколко международни стандарта (CICIND, ACI307). Въпреки своите съвършенства, при този модел се получават разлики с реалното поведение на комините до 25%-30% [10]. Алтернативен метод за предсказване на

поведението на реалните стоманобетонни комини е използването на тестове във ветрови канали върху мащабни модели на комини. Този метод се оказва, че е неефективен при високи комини, тъй като не може да се моделира точното число на Reynolds, както и параметрите, дефиниращи подемната сила [138]. Независимо от множеството изследвания в тази област все още няма единен теоретичен модел, който да предсказва с голяма точност вихровите въздействия върху цилиндрични или конични тела.

### 1.5.1.3. Сеизмични въздействия

#### 1.5.1.3.1. Общи положения

Сеизмичните въздействия представляват случайни по характер движения на земната основа, предизвикани от сеизмични вълни, идващи от голяма дълбочина. Тези движения имат много сложен характер поради смесването на няколко вида сеизмични вълни. Основните движения на земната основа, за които се проектират конструкциите, са трансляционни, предизвикващи премествания на основите в три взаимоперпендикулярни направления. Ротационните компоненти на сеизмичното въздействие са известни отдавна, но тяхното въздействие върху конструкциите все още се изследва. При стоманобетонните комини тези компоненти могат да окажат съществено влияние върху динамичното поведение на конструкцията. Въпреки, че в EN1998-6 [56] т.5.4 се допуска стоманобетонните комини да се изчисляват само за една трансляционна компонента на сеизмичното въздействие, се препоръчва да бъде изследвано и влиянието на ротационни сеизмични въздействия в райони с висока степен на сеизмичност.

#### 1.5.1.3.2. Определяне на усилията от сеизмични въздействия

Определянето на усилията в стоманобетонните комини от сеизмични въздействия се определят съгласно EN1998-1 [55] т.4.3.3 чрез три основни метода:

- модален анализ с използване на линейни спектри на реагиране (modal response spectrum analysis);
- нелинеен статичен анализ (non-linear pushover analysis);
- нелинеен анализ с акселерограми (non-linear time history analysis).

В EN1998-6 [56] т.4.3.1 за определяне на сеизмичните усилия в стоманобетонните комини се залага използването на модалния спектрален анализ с използването на еластичните спектри на ускоренията, дадени в EN1998-1 [55] т.3.2.2. Характерно за високите стоманобетонни комини е, че периодът на трептене по първа форма в повечето случаи се получава по-голям от максималния период на трептене в нормативните еластични спектри. Съгласно EN1998-1 [55] т.3.2.2.2. (6) в този случай еластичния спектър може да се получи от разширен спектър на преместванията, определен чрез процедура, дадена в EN1998-1 [55] Annex A.

Когато се налага конструкцията да се проектира с оглед нейното нелинейно поведение, се използват проектните спектри на ускоренията, изчислени за определен коефициент на поведение, дадени в EN1998-1 [55] т.3.2.2.5. Съгласно EN1998-6 [56] т.3.3(2) се препоръчва стоманобетонните

комини да се изчисляват като нискодуктилни или недуктилни с коефициент на поведение  $q = 1,5$ .

С оглед развитие на пластични деформации в критичните области на комина, в EN1998-6 [56] т.5.2 се допуска на тези места сеченията да се оразмеряват за коефициент на поведение  $q = 2,5$ . Тези критични зони се дефинират както следва:

- от основата на комина до височина  $D$ ;
- зона с височина  $D$  над местата с рязко изменение на сечението;
- зона с височина  $D$  над и под местата, където има повече от един отвор.

Тук  $D$  е външния диаметър на комина в средата на критичната зона.

За тези критични области се изисква специално детайлиране за постигане на определен коефициент на дуктилност по кривина.

#### 1.5.1.4. Температурни въздействия

##### 1.5.1.4.1. Общи положения

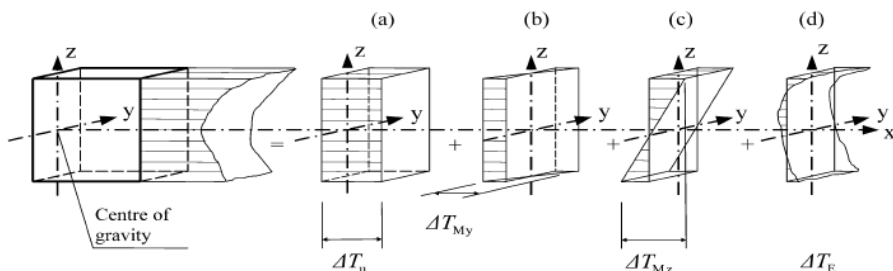
Температурните въздействия създават допълнителни деформации в конструкцията. Те се пораждат в резултат на температурни промени в стоманобетонните сечения. Прогресивното пукнатинообразуване води до постепенно намаляване на действителната коравина и до съществено намаление на реалните усилия в сеченията.

Специфичният характер на температурните въздействия предизвикват напълно различно поведение на стоманобетонните елементи в сравнение с поведението от приложено външно натоварване. Усилията в сеченията зависят от коравината на елемента, както и от подпорните условия. В участъците, където липсва ограничаване на преместванията, не възникват усилия от температурни разлики. При ограничение на преместванията се получават реактивни усилия, равни на усилията, които трябва да се приложат върху елемента, за да се възвърне първоначалното недеформирано състояние.

Съгласно EN1991-5 [53] температурните въздействия се представят като сума от две отделни компоненти:

- равномерна температурна промяна (Фиг.1.3а);
- температурен градиент (Фиг.1.3с).

Останалите два компонента (Фиг.1.3.b,d) при стоманобетонните комини се пренебрегват поради симетрията на конструкцията.



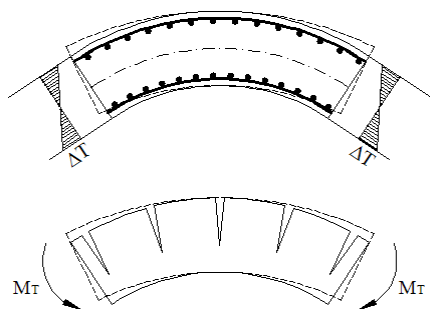
Фиг.1.3. Основните компоненти на температурните въздействия EN1991-5 [53]

Влиянието на температурните въздействия върху напрегнатото и деформирано състояние на тялото на комина е различно при хоризонталните и вертикални сечения. При хоризонталните

сечения температурното въздействие не дава съществени изменения на напрегнатото и деформирано състояние, тъй като при големи натоварвания от постоянни товари и вятър коравината на сеченията в резултат от напукването е малка и огъващите моменти от температура са много малки..

#### 1.5.1.4.2. Температурни усилия във вертикалните сечения

Неравномерните температурни разлики в работен режим на комина предизвикват различни деформации от двете страни на сеченията. Тъй като в тангенциално направление тези деформации са ограничени от затворената форма на хоризонталното сечение и поради симетричността на деформираното състояние, във вертикалните сечения възникват реактивни усилия. Поради това, че вътрешната температура е по-голяма от външната, това ограничение създава натискови деформации от вътрешната страна и опънни деформации от външната страна на вертикалните сечения (Фиг.1.4). Тези деформации отговарят на фиктивно приложен огъващ момент  $M_T$



Фиг.1.4.

*Реактивни огъващи моменти от неравномерна температурна разлика*

В СІСІND [41] т.4 температурните усилия във вертикалните сечения се изчисляват за три стадия (Фиг.1.5):

- Стадий 0 – зона на еластично поведение

$$M_T = \frac{\alpha_T \Delta T \cdot E_{cm} I^I}{t} \quad (1.1)$$

- Стадий 1 – зона на слабо напукване

$$M_T = W^I f_{ct} \quad (1.2)$$

В този стадий се приема, че съществуват отделни пукнатини и огъващият момент е равен на този при пукнатинообразуване.

- Стадий 2 – зона на значително напукване

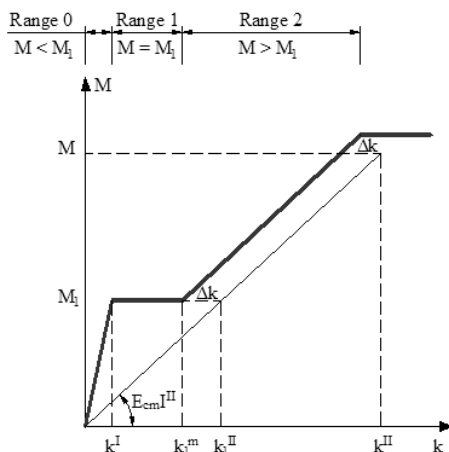
Моментната коравина на сечението в процеса на пукнатинообразуване, изразена чрез моментния инерционен момент  $I^m$ , се определя от съвместното решение на уравненията

$$M_T = \frac{\alpha_T \Delta T E_{cm} I^m}{t} \quad (1.3)$$

$$\frac{M_T}{E_{cm}I^m} = \frac{M_T}{E_{cm}I^{II}} = \frac{0,5M_1}{E_{cm}I^I} \quad (1.4)$$

Този стадий започва при значително пукнатинообразуване, като се приема, че намалението на напреженията в армировката между пукнатините от съдействието на бетона е постоянно. Тогава този участък от диаграмата се получава успореден на линията на граничната коравина при пълно напукване.

Огъващите моменти се получават като сума от моментите от вятър и температурна разлика. Максималният огъващ момент, който може да поеме сечението, се приема до момента на провлачване на опънатата армировка CICIND [41] т.б. с цел ограничаване на широчината на пукнатините, които остават след разтоварване.



Фиг.1.5. Стадии на напукване според CICIND [41]

### 1.5.2. Динамични характеристики на стоманобетонните комини

#### 1.5.2.1. Общи положения

За получаване на усилията от динамичните компоненти на ветровите въздействия, както и от сеизмичните въздействия, е необходимо да се изследват динамичните характеристики на стоманобетонните комини. Решението се свежда до решаване на хомогенно частно диференциално уравнение за движение, от което се получават собствените форми на трептене на комина, както и функцията на трептенето във времето. Основните динамичните характеристики, които е необходимо да се определят, са собствени честоти и периоди на трептене, както и коефициентът на затихване (демпфиране) на конструкцията. Коефициентът на демпфиране се приема обикновено като процент от критичната стойност на демпфирането, при която отклонението на системата постепенно затихва без осцилиране.

#### 1.5.2.2. Методи за определяне на собствените честоти и форми на трептене

Частното диференциално уравнение за движение и граничните условия се формулират, като стоманобетонните комини се представят като конзолни пръти, запънати в основата. Това приемане е по своя характер е приблизително, тъй като коминът представлява конична черупка,

чието пространствено динамично поведение по същество може да бъде доста сложно. При високите стоманобетонни комини това приближение не дава съществени различия с реалното поведение поради високата стройност на конструкцията, още повече, че черупката се проектира като тънка с отношение на радиуса към дебелината  $R/t \geq 20$ . По този начин решението се свежда до определяне на динамичните характеристики на свободностоящ прътов елемент с променливо сечение, натоварен с нормални сили. В частност са валидни и известните решения за конзолни греди.

При дефинирането на частното диференциално уравнение обикновено се отчита само съпротивлението на сечението спрямо огъващия момент. Освен него в уравнението могат да бъдат включени редица допълнителни фактори, които да отчитат по-реалното поведение на конструкцията. Такива фактори са:

- нормални сили;
- срязващи сили;
- ротационна инерция;
- затихване;

Доказано е от Isada [66], че затихването не влияе съществено върху собствените честоти и форми на трептене и може да се пренебрегне.

В зависимост от факторите, които се отчитат при формирането на диференциалното уравнение, задачите се разделят основно на два вида:

- решение на конзолна колона (греда) на Euler-Bernouli, в което се включва влиянието само на огъващите моменти и/или на нормалните сили;
- решение на конзолна колона (греда) на Timoshenko, в което се включва влиянието на огъващите моменти, срязващите сили и ротационната инерция.

Първата задача е значително по-опростена от математическа гледна точка, докато при гредите на Timoshenko, особено при променливо сечение, решението е доста сложно и невинаги възможно поради необходимостта от съвместно решаване на две частни диференциални уравнения [43][78][83].

При високите стоманобетонни комини основен фактор за динамичното поведение е огъващият момент. В някои частни случаи е възможно и останалите фактори да оказват съществено влияние, но решения в най-общ случай все още не са намерени.

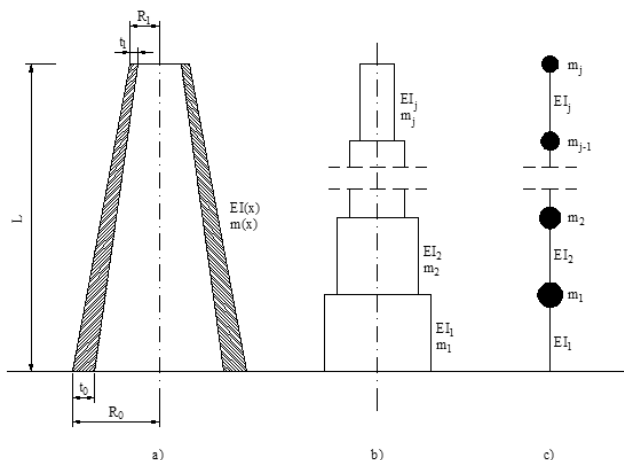
Известни са решения на значителен брой инженерни задачи за определяне на динамичните характеристики на конзолни греди. Най-често срещани са случаите, при които конструкциите са с постоянно напречно сечение и маса. При стоманобетонните комини, обаче, тези величини се изменят по височина, което значително усложнява решението. Известни са решения при някои частни случаи, при които изменението на геометрията се приема по определени зависимости. Използват се основно два приблизителни подхода при моделирането на конструкция с променлива геометрия (Фиг. 1.6):

- модел с концентрирани маси и постоянно сечение в участъците между тях;
- модел с разпределени маси и стъпалообразно изменящи се сечения;

При тях точността се определя от броя на приетите участъци. Чисто теоретично за постигане на абсолютна точност броя на тези участъци трябва да бъде безкраен. На практика такава точност не се постига и решението се ограничава от краен брой елементи.

Моделът с концентрирани маси е най-опростен и затова е най-често използван. Всички съществуващите програмни продукти използват този подход за получаване на динамичните характеристики на конструкциите, тъй като решенията могат да бъдат получени сравнително лесно в матрична форма.

Моделът с разпределени маси и стъпалообразно изменящи се сечения е значително по-труден за решаване, тъй като решението се свежда до решаване на отделните участъци като самостоятелни, като при това се вземат предвид граничните условия в двата края на участъците.



**Фиг.1.6.** Моделиране на стоманобетонни комини за динамични въздействия

Трудността в определянето на динамичните характеристики на стоманобетонните комини при използване на модел с постепенно променящи се маса и геометрия на сеченията зависи от главно от вида на функциите, описващи изменението на геометричните характеристики. Аналитични решения съществуват за много малък брой случаи. При сравнително сложни зависимости се използват само числени методи за интегриране на диференциалното уравнение за движение, като последните се делят на две основни категории [90]:

- Rayleigh-Ritz методи, от които най-често използван е методът, при който се подбира вида на модалните форми;
- методи на претеглените остатъци, от които най-често използван е методът на Galerkin.

Методите са итерационни и използват дискретизация на елементите. В рамките на всеки елемент геометричните характеристики се приемат за постоянни.

### 1.5.2.3. Величини, оказващи влияние върху динамичните характеристики на стоманобетонните комини

#### 1.5.2.3.1. Взаимодействие конструкция-фундамент

Влиянието на степента на запъване в основата се оказва съществен фактор при определяне на динамичните характеристики на високите комини. При слаби почви собствените периоди на

трептене и деформациите нарастват значително спрямо тези, изчислени при идеално запъване в основата. Това води до допълнителни усилия от деформирането на тялото на комина и възникване на опасност от преобръщане.

Влиянието на почвените характеристики се изследва основно чрез два подхода:

- приемане на Винклеров модел на почвата под фундамента, при който преместванията са пропорционални на напреженията;
- съставяне на тримерен модел на геоложкия профил с отчитане на нелинейните деформации в почвата до определена дълбочина.

Първият подход представлява значително опростяване на реалното поведение на фундаментната конструкция, при което прътовата конструкция се разглежда като подпряна върху ротационна пружина. Въпреки това този подход се е наложил в практиката като сравнително точен и лесен за употреба.

Вторият подход е значително по-сложен от първия, но дава по-точни резултати при наличие на слаби почви, както и при сложен геоложки профил, където използването на Винклеров модел дава значителни грешки в изчисленията. Сложността на подхода се състои в необходимостта от точно тримерно моделиране на теренните условия и геоложкия профил. За целта се изисква наличието на скъпоструващи софтуерни продукти и мощна изчислителна техника.

#### 1.5.2.3.2. Нормални усилия

Влиянието на натисковите нормални усилия върху динамичното поведение на стоманобетонните комини се налага да се изследва поради това, че те предизвикват допълнителни усилия в тялото на комина от вторични ефекти. Оказва се, че нормалните сили дават съществено влияние върху собствените периоди и честоти на трептене на конструкцията само при много високи и стройни комини (над 300м). При тях вторичните ефекти водят до значително повишаване на усилията и деформациите, особено при съчетаване с ефектите от взаимодействието конструкция-фундамент.

### 1.5.3. Оразмеряване на стоманобетонните комини

#### 1.5.3.1. Гранични състояния.

Граничните състояния са разделени на две категории:

- крайни гранични състояния, които се отнасят за граничната носеща способност;
- експлоатационни гранични състояния, които дефинират условията за нормална експлоатация.

Към крайните гранични състояния спадат:

- преобръщане на конструкцията;
- достигане гранична носеща способност на сечечнията.

Експлоатационните гранични състояния включват:

- отваряне на пукнатини с широчина, при която се намалява дълготрайността на конструкцията поради корозия на армировката;



- получаване на недопустими деформации.

### 1.5.3.2. Изчислителни модели.

Изчислителният модел за всяко гранично състояние отчита специфичен набор от величини, характеризиращи количествено въздействията, свойствата на материалите и геометричните характеристики. При наличието на величини с произволен характер на изменение, целта на оразмерителните процедури е да се получи допустима стойност на вероятността за възникване на разрушение. Това се постига по метода на частните коефициенти.

Работата на бетона в натисковата зона е дефинирана съгласно EN1992-1 т.3.1.7 [54] (Фиг.1.7) чрез следната зависимост:

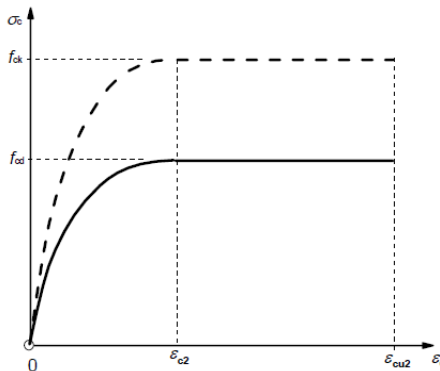
$$\sigma_c = 1000 \varepsilon_c (1 - 250 \varepsilon_c^2) f_{cd} \text{ при } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (1.5)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ при } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (1.6)$$

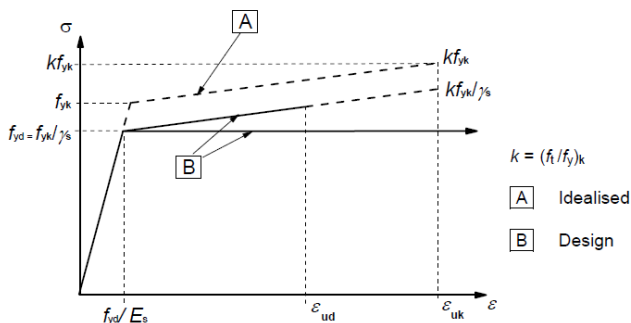
Работата на армировката е дефинирана съгласно EN1992-1 т.3.1.7 [54] (Фиг.1.8) чрез следната зависимост:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \text{ при } 0 \leq |\varepsilon_s| \leq |\varepsilon_{sy}| \quad (1.8)$$

$$\sigma_s = f_{yd} \text{ при } |\varepsilon_{sy}| \leq |\varepsilon_s| \leq |\varepsilon_{uk}| \quad (1.9)$$



Фиг.1.7. Работна диаграма на бетона в натисковата зона [54]



Фиг.1.8. Работна диаграма на армировката в опънатата и натисковата зони [54]

Съгласно СІСІND т.6.1.2, т.6.2.6 [40] деформациите в бетона  $\varepsilon_{c2}$  и в армировката  $\varepsilon_{sy}$  при достигане на максималните им якости могат да се приемат равни на 0,2%. Граничните деформации на бетона и армировката се приемат както следва:

$$\varepsilon_{cu2} = 0,003 \text{ за хоризонтални сечения}; \quad (1.11)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035 \text{ за вертикални сечения}; \quad (1.12)$$

$$\varepsilon_{uk} = 0,04 \text{ за сечения без значителни отвори}; \quad (1.13)$$

$$\varepsilon_{uk} = 0,01 \text{ за сечения със значителни отвори}. \quad (1.14)$$

### 1.5.3.3. Оразмеряване за крайни гранични състояния

За всяка комбинация на натоварването оразмерителното условие съгласно EN1990 т.6.4.2 [51] е:

$$E_d \leq R_d \quad (1.15)$$

където:

$E_d$  е изчислителната стойност на ефекта от въздействията;

$R_d$  е изчислителната стойност на съответната носеща способност.

Граничната носеща способност на хоризонталните сечения се определя по процедурата, дадена в СІСІND т.8.2 [40]. Температурните въздействия се отчитат чрез намаление на граничната натискава деформация на бетона  $\varepsilon_{cu2}$  с деформацията, отговаряща на температурна разлика 100°C (виж т.1.5.1.4.1). Това е взето предвид във формула (1.11).

Вертикалните сечения се оразмеряват за ветрови и температурни въздействия, като се отчита влиянието на пукнатините върху коравината на сеченията (т.1.5.1.4.2).

### 1.5.3.4. Оразмеряване за експлоатационни гранични състояния

Стоманобетонните комини се оразмеряват за две експлоатационни гранични състояния:

- отваряне на пукнатини;
- хоризонтални премествания на тялото на комина.

Широчината на пукнатините  $w_k$  се определя съгласно EN13084-2 Annex B [50] по формулата

$$w_k = 3,5 \left( \frac{\sigma_{s,cr}^{0,88} d_s}{f_{cm}^{0,67}} \right)^{0,89} \frac{\sigma_{s,eff} - 0,4\sigma_{s,cr}}{E_s} \quad (1.16)$$

Хоризонталните премествания на тялото на комина се ограничават само с оглед проектирането на вътрешната обшивка. Тези премествания се ограничават така, че обшивката да не се разруши при динамични движения на тялото на комина.

## 1.6. Изводи

Съществуващите методи за определяне на динамичните характеристики на стоманобетонните комини най-често използват значителни опростявания по отношение на геометричните характеристики на тялото на комина. В повечето случаи задачата се решава в еластична постановка с отчитане влиянието само на огъващите моменти. Влиянието на допълнителните фактори се отчита в следствие от получените резултати. Това се дължи на

факта, че точното решение не винаги е възможно. Анализът на динамичното поведение на комините с оглед развитие на нееластични деформации се извършва само с числени методи, като решенията са изведени основно за конструкции с постоянна геометрия. Системите с променлива геометрия се решават с опростени модели на конструкцията, което не винаги води до резултати с висока точност.

В съществуващите софтуерни продукти са внедрени голяма част от числените методи за определяне на усилията от нееластичното поведение на конструкциите. Въпреки това все още модалния анализ се извършва само в еластична постановка на задачата. Такова смесено решение е сравнително точно за конструкции с големи собствени честоти. При високите стоманобетонни комини такова приемане може да доведе до значителни различия с реалното напрегнато и деформирано състояние. Поради тази причина е необходимо да се намерят по-точни методи за определяне на динамичните характеристики на конструкции с ниски собствени честоти с отчитане на тяхното нееластично поведение.

В EN1992-1 не се предписва начина за определяне на усилията от температурни въздействия при стоманобетонните конструкции. Съществуват известни решения за получаване на температурните усилия, които отчитат образуването на пукнатини в стоманобетонните сечения. При повечето от тях работата на бетона в опънатата зона се пренебрегва, което не отговаря напълно на реалното състояние. Получаването на пукнатинообразуващите моменти обикновено се определя при линеен изчислителен модел на бетона. Освен това работните зависимости на бетона в опънатата зона не са уточнени в нормативите. Поради тези причини е необходимо да се дефинират зависимости за определяне на разрезните усилия в стоманобетонните сечения с отчитане на нееластичното поведение на бетона и степента на пукнатинообразуване.

**Цел на дисертацията: Изследване поведението на високи стоманобетонни комини при динамични и температурни въздействия.**

Задачи на дисертацията:

1. Предложение на решение за определяне на собствените честоти и форми на трептене на стоманобетонни комини;
2. Изследване влиянието на нормалните усилия и ротационната деформативност на фундамента върху собствените честоти и форми на конструкцията;
3. Анализ на напрегнатото и деформирано състояние на стоманобетонната тръба при пукнатинообразуване;
4. Разработване на полуаналитичен метод за отчитане влиянието на степента на пукнатинообразуване и нееластичното поведение на материалите върху собствените честоти и форми на трептене на високи стоманобетонни комини;
5. Определяне на носимоспособността на вертикалните сечения на стоманобетонните комини от температурни и ветрови въздействия;
6. Предложение за процедура за оразмеряване на хоризонталните сечения от динамични въздействия за определен коефициент на поведение.

## ГЛАВА 2

### Собствени форми на трептене при еластично поведение на стоманобетонните комини

#### 2.1. Увод

Както бе отбелязано в обзорния раздел, една от основните задачи в тази дисертационна работа е свързана с разработването на *полуаналитичен метод за статико-динамично изследване на високи стоманобетонни комини*, който в известна степен би представлявал алтернативно решение, допълващо възможностите на наличните в момента специализирани софтуерни продукти. Основание за развитието на такъв подход дават някои особености на комините, разглеждани като строителни конструкции, а именно:

1. Те се отличават с проста геометрична форма – представляват ротационни черупки със слаба конусообразност и бавно променяща се дебелина. Съотношението между основните им размери (височина и диаметър) е такова, че с напълно достатъчна точност могат да бъдат третираны като *праволинейни тънкостенни пръти с променливо сечение*.

2. Граничните условия са прости и са локализирани само в две точки – долен и горен край.

3. Основните неизвестни величини в едно произволно хоризонтално напречно сечение (премествания, деформации и усилия) се оказват функции само на две променливи – времето  $t$  и разстоянието  $x$ , измервано от долния край на комина.

4. Значителните огъващи моменти, които се дължат на хоризонталните товари от вятър и земетръсни сили, предизвикват характерните за стоманобетона промени в коравината и динамичните характеристики на комина, които от своя страна се отразяват на стойностите на самите хоризонтални товари.

Поради първите три особености на задачата едно от най-важните предимства на МКЕ – възможността за безпроблемно решаване на конструкции с неограничено сложни геометрични конфигурации – в този случай не може да се прояви в достатъчна степен. Същевременно, от направения в обзора анализ се вижда, че възможностите на по-известните софтуерни продукти за отразяване на специфичните деформационни особености на стоманобетона са незадоволителни. Това дава основание за разработване на описаното по-нататък алтернативно решение в аналитичен вид.

#### 2.2. Натоварвания и въздействия върху комина

Напрегнатото състояние на тялото на стоманобетонните комини се определя от усилията, предизвикани от действащите натоварвания. Комините се изчисляват за три основни въздействия:

- натоварване от собствено тегло;
- натоварване от вятър;
- температурно въздействие;
- сеизмично въздействие.

Посочените натоварвания предизвикват различно по характер поведение на конструкцията. Натоварването от вятър действа директно като налягане върху външната повърхност на комина. Статичната компонента на вятъра предизвиква определена статична деформация от огъването на коминното тяло, докато динамичната компонента предизвиква трептене на конструкцията.

Температурното въздействие създава допълнителна деформация в сеченията на черупката без това да се отразява върху глобалната ѝ деформирана схема, а предизвиква само изменение на напрегнатото състояние на хоризонталните и вертикалните сечения. Сеизмичното въздействие поражда сложно трептене на конструкцията, предизвикано от инерционните сили, разпределени по височината на комина от динамично въздействие със случаен характер в основата на комина. Усилията зависят в голяма степен от моментното напрегнато и деформирано състояние на комина, определящи коравинните му характеристики.

Напреженията и деформациите от посочените по-горе усилия се комбинират в меродавни комбинации, отчитайки вероятността за едновременна поява на събитията със техните характеристични стойности на натоварванията. В комбинациите присъства и натоварването от собствено тегло на тялото на комина и обшивката (ако има такава).

Определянето на напрегнатото и деформирано състояние от статичните компоненти на натоварването не представлява особена трудност. Значително по-сложно, обаче, е определянето на усилията, предизвикани от динамичните компоненти на товарите от вятър и земетръс, тъй като те зависят от динамичните характеристики на конструкцията – собствени честоти и форми на трептене, степен на затихване и др. Затрудненията при тяхното определяне се обуславят основно от променливите по височина на комина геометрични характеристики на сеченията. Използването на дискретния модел с концентрирани маси е удобен и практичен подход за определянето собствените форми на трептене. Това решение може да даде само приблизителното динамично поведение, защото движенията на конструкцията са представени чрез ограничен брой премествания. Прецизност на резултатите се постига с увеличаване на броя на степените на свобода. По принцип точното решение се постига само с безброй много маси, като по този начин използвания подход не е подходящ за получаване на точно решение. Формалната математическа процедура за определяне на поведението на непрекъснати среди е формулирана чрез диференциални уравнения за равновесие, където неизвестни са функциите на преместванията. Тъй като времето е независима променлива, тези уравнения по своя характер представляват частни диференциални уравнения.

В настоящата глава е изведено решение на частното диференциално уравнение за трептене на комина, разглеждан като непрекъснатата среда с променливи по височина физични и геометрични характеристики – маса, геометрия и затихване, като е отчетено и влиянието на нормалните сили и ротацията на основата върху динамичните характеристики на конструкцията.

## **2.3. Решение на диференциалното уравнение за движение**

### 2.3.1. Общи положения

Тялото на стоманобетонния комин се разглежда като едномерен вертикален прътов елемент, запънат в основата си и свободен в горния си край. За основни физични характеристики се приемат огъвателната коравина  $EI(x)$  и масата на единица дължина  $m(x)$ , които се изменят по протежение на дължината на комина до височина  $L$ . Напречното преместване  $v$  зависи само от координатата по височина  $x$  и времето  $t$ , т.е.  $v = v(x, t)$ .

Получаването на напрегнатото и деформирано състояние при натоварване от вятър и при сеизмични въздействия се свеждат до решаване на едно диференциално уравнение за движение

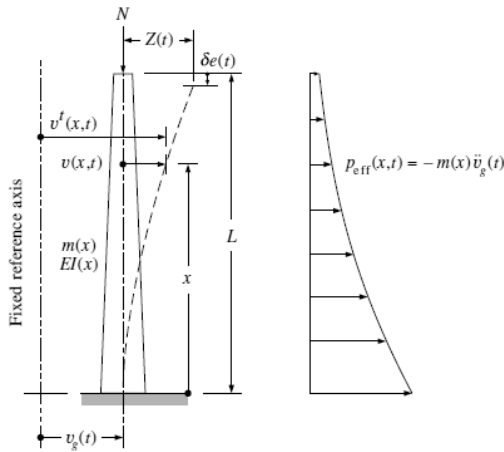
при различни функции на натоварване  $q(x,t)$ . Ветровото натоварване се прилага директно върху тялото на комина, докато при сеизмичните въздействия натоварването се задава индиректно като инерционни сили в резултат от движение на основата (Фиг.2.1). И при двете натоварвания общите интегрални на съответните диференциални уравнения са еднакви и те дават собствените честоти и форми на трепене на конструкцията.

Диференциалното уравнение за движение се получава съгласно принципа на d’Alambert от условието за равновесието на всички сили (реални, инерционни и съпротивителни), които действат върху диференциален елемент от комина (Фиг.2.2). При отчитане влиянията на нормалната сила  $N(x)$  и затихването  $c(x)$ , уравнението има вида [43]:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[ EI(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} \right] - \frac{\partial}{\partial x} \left( N(x) \frac{\partial v(x,t)}{\partial x} \right) + c(x) \frac{\partial v(x,t)}{\partial t} + m(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = q(x,t) \quad (2.1)$$

Собствените форми на трепене на конструкцията се намират от общия интеграл на (2.1), който е решение на хомогенното диференциално уравнение:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[ EI(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} \right] - \frac{\partial}{\partial x} \left( N(x) \frac{\partial v(x,t)}{\partial x} \right) + c(x) \frac{\partial v(x,t)}{\partial t} + m(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.2)$$



**Фиг.2.1.** Модел на комин като система с безкраен брой степени на свобода при сеизмични въздействия [43]

Граничните условия при идеално запъване в основата и свободен горен край са:

$$v(0,t) = 0 \quad (2.3)$$

$$\frac{\partial v(0,t)}{\partial x} = 0 \quad (2.4)$$

$$\frac{\partial^2 v(H,t)}{\partial x^2} = 0 \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial^3 v(H,t)}{\partial x^3} = 0 \quad (2.6)$$

Граничното условие (2.4) при отчитане ротацията на основата се преобразува в:

$$K_f \frac{\partial v(0,t)}{\partial x} = EI(0) \frac{\partial^2 v(0,t)}{\partial x^2} \quad (2.7)$$

където  $K_f$  е ротационната коравина на фундамента. При приемане на Винклеров модел на основата и фундиране чрез кръгла фундаментна плоскост, ротационната коравина се получава по формулата

$$K_f = k_s I_f \quad (2.8)$$

където  $k_s$  е Винклеровата константа на почвата, а  $I_f$  е инерционният момент на фундаментната плоскост спрямо един произволен диаметър.

Тогава граничното условие (2.4) се получава от условието (2.7) при приемане  $K_f = \infty$ .

Решението на (2.2) се търси по известния метод на разделяне на променливите [43].

Уравнението за определяне на собствените форми на трептене има вида:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ EI(x) \frac{d^2 f(x)}{dx^2} \right] - N(x) \frac{d^2 f(x)}{dx^2} - \frac{dN(x)}{dx} \frac{df(x)}{dx} - \omega^2 m(x) f(x) = 0 \quad (2.14)$$

Граничните условия за определяне на собствените форми на трептене от (2.14) се получават от условия (2.3)-(2.7), както следва

$$v(0,t) = 0 \rightarrow f(0) = 0 \quad (2.15)$$

$$K_f \frac{\partial v(0,t)}{\partial x} = EI(0) \frac{\partial^2 v(0,t)}{\partial x^2} \rightarrow K_f \left( \frac{df}{dx} \right)_{x=0} = EI(0) \left( \frac{d^2 f}{dx^2} \right)_{x=0} \quad (2.16)$$

$$\frac{\partial^2 v(H,t)}{\partial x^2} = 0 \rightarrow \left( \frac{d^2 f}{dx^2} \right)_{x=L} = 0 \quad (2.17)$$

$$\frac{\partial^3 v(H,t)}{\partial x^3} = 0 \rightarrow \left( \frac{d^3 f}{dx^3} \right)_{x=L} = 0 \quad (2.18)$$

Уравнението за времевата функция  $Z(t)$  е:

$$\frac{d^2 Z(t)}{dt^2} + \frac{c(x)}{m(x)} \frac{dZ(t)}{dt} + \omega^2 Z(t) = 0 \quad (2.19)$$

За да съществува решение на (2.19) за всяко  $x$  е необходимо да бъде изпълнено условието:

$$\frac{c(x)}{m(x)} = const \quad (2.20)$$

Такова обвързване на функцията  $c(x)$  със  $m(x)$  би могло да се схваща като неявно приемане, че разсейването на енергия се дължи само на процеси, протичащи в обема на стоманобетонното тяло – например нееластични деформации, но при условие, че тяхната интензивност е константна. Последното обаче не е изпълнено, най-вече в горната част на комина, където деформациите са сравнително малки. Поради това, при едно бъдещо прецизиране на решението ще бъдат потърсени някакви интегрални критерии за по-точно определяне на  $c(x)$ .

Времевата функция  $Z(t)$  не представлява особен интерес в настоящото изследване, тъй като тя е подробно изследвана в специализираната литература [21][38][43][77].

### 2.3.2. Физически и геометрични характеристики на тялото на комина

За да се определят динамичните параметри на системата е необходимо да се приемат функциите за изменение на физичните и геометричните характеристики.

Площта на пръстеновидното сечение за среден диаметър  $D$  и дебелина на стената  $t$  се изчислява по формулата

$$A(x) = \frac{\pi}{4} \left\{ [D(x) + t(x)]^2 - [D(x) - t(x)]^2 \right\} = \pi D(x)t(x) \quad (2.30)$$

Инерционният момент се определя по следния начин

$$I(x) = \frac{\pi}{64} \left\{ [D(x) + t(x)]^4 - [D(x) - t(x)]^4 \right\} \approx \frac{\pi D(x)^3 t(x)}{8} \quad (2.31)$$

Разпределената маса е:

$$m(x) = \rho A(x) = \pi \rho D(x)t(x) \quad (2.32)$$

където  $\rho$  е плътността на материала.

Нека с  $D_0$ ,  $t_0$ ,  $A_0$ ,  $I_0$  и  $m_0$  се означат средния диаметър, дебелината, площта, инерционният момент и разпределената маса на сечението в основата на комина, а с  $D_1$  и  $t_1$  се означат средния диаметър и дебелина на сечението при върха на комина.

Ако се приеме бездимензионна координата

$$\xi = \frac{x}{L} \quad (2.44)$$

изменението на физическите и геометрични характеристики във функции на  $\xi$  са:

$$A(\xi) = A_0 (1 - \alpha \xi)(1 - \beta \xi) \quad (2.45)$$

$$I(\xi) = I_0 (1 - \alpha \xi)^3 (1 - \beta \xi) \quad (2.46)$$

$$m(\xi) = m_0 (1 - \alpha \xi)(1 - \beta \xi) \quad (2.47)$$

$$N(\xi) = -gm_0 L \left[ \frac{1}{3} \alpha \beta (1 - \xi^3) - \frac{1}{2} (\alpha + \beta) (1 - \xi^2) + 1 - \xi \right] \quad (2.48)$$

$$\frac{dN(\xi)}{d\xi} = gm_0 L (1 - \alpha \xi)(1 - \beta \xi) \quad (2.49)$$

където

$$\alpha = \frac{D_0 - D_1}{D_0} = \frac{\Delta D}{D_0} \text{ - степен на скосяване на диаметъра} \quad (2.50)$$

$$\beta = \frac{t_0 - t_1}{t_0} = \frac{\Delta t}{t_0} \text{ - степен на скосяване на дебелината} \quad (2.51)$$

Като заместим зависимости (2.45)-(2.49) в уравнение (2.14) се получава

$$\frac{d^2}{d\xi^2} \left[ p(\xi) \frac{d^2 f(\xi)}{d\xi^2} \right] + n_0 r(\xi) \frac{d^2 f(\xi)}{d\xi^2} - n_0 q(\xi) \frac{df(\xi)}{d\xi} - \lambda^2 q(\xi) f(\xi) = 0 \quad (2.55)$$

където:

$$p(\xi) = (1 - \alpha \xi)^3 (1 - \beta \xi) \quad (2.56)$$

$$q(\xi) = (1 - \alpha \xi)(1 - \beta \xi) \quad (2.57)$$



$$r(\xi) = \frac{1}{3}\alpha\beta(1-\xi^3) - \frac{1}{2}(\alpha+\beta)(1-\xi^2) + 1 - \xi \quad (2.58)$$

$$n_0 = \frac{gm_0L^3}{EI_0} - \text{коэффициент за влиянието на нормалните усилия} \quad (2.59)$$

$$\lambda = \omega \sqrt{\frac{m_0L^4}{EI_0}} \quad (2.60)$$

Граничните условия на диференциалното уравнение за собствените форми на трептене се преобразуват във вида

$$f(0) = 0 \quad (2.62)$$

$$K_f \left( \frac{df}{d\xi} \right)_{\xi=0} = EI_0 \left( \frac{d^2f}{d\xi^2} \right)_{\xi=0} \quad (2.63)$$

$$\left( \frac{d^2f}{d\xi^2} \right)_{\xi=1} = 0 \quad (2.64)$$

$$\left( \frac{d^3f}{d\xi^3} \right)_{\xi=1} = 0 \quad (2.65)$$

### 2.3.3. Формулировка на задачата с използване на DTM

Уравнение (2.55) по своя характер е линейно диференциално уравнение от четвърти ред. Аналитично решение на общия интеграл все още не е намерено. Съществуват редица аналитични и числени методи за приблизително решение на уравнение (2.14) [67][88][89][90][117]. В настоящото изследване ще бъде показано определянето на общия интеграл чрез използването на **Диференциалния Трансформационен Метод (DTM)** [144][78], при който търсената функция се представя развита в ред на Taylor-Maclaurin. Този метод е подходящ за решаване на линейни диференциални уравнения с променливи коефициенти, като същевременно предлага много лесно формулиране на необходимите условия за решаването на задачата.

Тъй като DTM е приблизителен метод, броят на членовете в реда на Taylor-Maclaurin определя точността на решението. Във всеки конкретен случай е необходимо е да се намери оптималния брой членове, така че да се постигне задоволителна точност, без да възникват изчислителни затруднения. Приемането на прекалено голям брой членове може да създаде проблеми, тъй като решението се свежда до развитие на детерминанта от голям ред, което може да стане невъзможно дори и за най-съвременния софтуер поради наличието на ограничения от изчислителен характер.

#### 2.3.3.1. Трансформация на диференциалното уравнение с използване на DTM

Съгласно DTM всяка функция  $f(x)$  може да се представи във вида

$$f(x) = \sum_{k=0}^{\infty} F(k)(x-x_0)^k \quad (2.66)$$

където

$$F(k) = \frac{1}{k!} \left( \frac{d^k f(x)}{dx^k} \right)_{x=x_0} \quad (2.67)$$

Функцията  $F(k)$  представлява диференциална трансформация или образ на функцията  $f(x)$ . В практически случаи функцията  $f(x)$  се представя във вида

$$f(x) = \sum_{k=0}^N F(k)(x-x_0)^k \quad (2.68)$$

където  $N$  се подбира така, че изразът

$$\sum_{k=N+1}^{\infty} F(k)(x-x_0)^k \quad (2.69)$$

да е пренебрежимо малък.

Имайки предвид зависимости (2.44) и (2.68) търсената координатна функция в уравнение (2.61) при  $x_0 = 0$  може да се представи по следния начин

$$f(\xi) = \sum_{k=0}^N F(k)\xi^k \quad (2.70)$$

$$F(k) = \frac{1}{k!} \left( \frac{d^k f(\xi)}{d\xi^k} \right)_{\xi=0} \quad (2.71)$$

Нека  $P(k)$ ,  $Q(k)$  и  $R(k)$  са образите съответно на функциите  $p(\xi)$ ,  $q(\xi)$  и  $r(\xi)$ . Имайки предвид основните теореми на ДТМ, диференциалното уравнение (2.55) се трансформира в система от линейни уравнения, дефинирани по следния начин

$$\begin{aligned} & \sum_{i=0}^k P(k-i)(i+1)(i+2)(i+3)(i+4)F(i+4) + \\ & + 2 \sum_{i=0}^k (k-i+1)P(k-i+1)(i+1)(i+2)(i+3)F(i+3) + \\ & + \sum_{i=0}^k (k-i+1)(k-i+2)P(k-i+2)(i+1)(i+2)F(i+2) + \\ & + n_0 \sum_{i=0}^k R(k-i)(i+1)(i+2)F(i+2) - \\ & - n_0 \sum_{i=0}^k Q(k-i)(i+1)F(i+1) - \lambda^2 \sum_{i=0}^k Q(k-i)F(i) = 0 \end{aligned} \quad (2.84)$$

Образите  $P(k)$ ,  $Q(k)$  и  $R(k)$  се намират по формула (2.67).

**Табл.2.2.**

Стойности на образите  $P(k)$ ,  $Q(k)$  и  $R(k)$

Образ	$k$					
	0	1	2	3	4	5..N
$P(k)$	1	$-3\alpha - \beta$	$3\alpha(\alpha + \beta)$	$-\alpha^2(\alpha + 3\beta)$	$\alpha^3\beta$	0

$Q(k)$	1	$-\alpha - \beta$	$\alpha\beta$	0	0	0
$R(k)$	1	-1	$\frac{\alpha + \beta}{2}$	$-\frac{\alpha\beta}{3}$	0	0

### 2.3.3.2. Гранични условия

Граничните условия на диференциалното уравнение за собствените форми на трептене (2.62)-(2.65) се трансформират както следва

$$f(0) = 0 \rightarrow F(0) = 0 \quad (2.94)$$

$$K_f \left( \frac{df}{d\xi} \right)_{\xi=0} = EI_0 \left( \frac{d^2 f}{d\xi^2} \right)_{\xi=0} \rightarrow F(1) - 2k_0 F(2) = 0 \quad (2.95)$$

$$\left( \frac{d^2 f}{d\xi^2} \right)_{\xi=1} = 0 \rightarrow \sum_{k=2}^N k(k-1)F(k) = 0 \quad (2.96)$$

$$\left( \frac{d^3 f}{d\xi^3} \right)_{\xi=1} = 0 \rightarrow \sum_{k=3}^N k(k-1)(k-2)F(k) = 0 \quad (2.97)$$

където

$$k_0 = \frac{EI_0}{LK_f} \quad (2.98)$$

е параметър, отразяващ ротационната деформативност на фундамента. В случая на идеално запъване в основата  $k_0 = 0$ .

### 2.3.4. Получаване на честотите на собствените форми на трептене

Първият член  $F(0)$  в реда на Taylor-Maclaurin се получава от (2.94). Граничните условия (2.94)-(2.97) дават три уравнения, в които участват неизвестните функции  $F(1)..F(N)$ . Допълнителните  $(N-3)$  на брой условия се дефинират от уравнение (2.84) при  $k = 0..(N-4)$ . Получава се система от  $(N-1)$  линейни хомогенни уравнения, в които участва като неизвестно и параметъра  $\lambda^2$ .

Системата има нетривиално решение само ако детерминантата на матрицата от коефициенти пред неизвестните е равна на нула. Тази детерминанта представлява полиномно уравнение по отношение на  $\lambda^2$ , от решенията на което се получават честотите на собствените форми на трептене с използване на зависимост (2.60), а именно

$$\omega_j = \lambda_j \sqrt{\frac{EI_0}{m_0 L^4}} \quad (2.101)$$

Проблем в решението на полиномното уравнение е получаването на голям брой имажинерни корени, които не определят реално динамично поведение на конструкцията. За получаване на достатъчен брой реални положителни корени е необходимо да се увеличи броят на уравненията.

### 2.3.5. Получаване на собствените форми на трептене

Стойностите на собствените честоти  $\omega_j$ , получени от (2.101), дават възможност да се намери решение на системата уравнения по отношение на неизвестните  $F(1)..F(N)$ . Тъй като системата се получава с линейно зависими уравнения, е необходимо тя да бъде решена по отношение на едно от неизвестните. За удобство може да се приеме неизвестното  $F(N) = const$ . Тогава останалите неизвестни  $F(1)..F(N-1)$  могат да бъдат намерени като  $F(N)$ -кратни стойности. Окончателните форми на трептене се получават по формула (2.68).

### 2.3.6. Достоверност на резултатите

Достоверността на резултатите може да се оцени чрез сравнение на стойностите за собствените честоти на трептене на конкретни комини, получени по предложения метод и чрез използване на софтуер, работещ по Метода на Крайните Елементи (FEM) по модел с концентрирани маси. За целта са приети следните модели за стоманобетонни комини:

- **Модел 1:** височина  $L = 200m$ , среден диаметър и дебелина при основата  $D_0 = 14,0m$ ,  $t_0 = 0,6m$ , среден диаметър и дебелина при върха  $D_0 = 6,0m$ ,  $t_0 = 0,2m$ , бетон клас C25/30;
- **Модел 2:** височина  $L = 400m$ , среден диаметър и дебелина при основата  $D_0 = 25,0m$ ,  $t_0 = 1,0m$ , среден диаметър и дебелина при върха  $D_0 = 9,0m$ ,  $t_0 = 0,2m$ , бетон клас C25/30.

Сравнението на резултатите за Модел 1 и Модел 2 са представени в Табл.2.3.

**Табл.2.3. Собствени честоти на трептене по DTM и FEM**

	Форма на трептене	DTM	FEM	Разлики
Модел 1	1	2.264	2.284	0.9%
	2	8.571	8.612	0.5%
	3	20.520	20.536	0.1%
	4	38.256	38.127	-0.3%
	5	61.851	61.384	-0.8%
	6	91.326	89.214	-2.4%
Модел 2	1	1.145	1.157	1.0%
	2	3.892	3.930	1.0%
	3	8.930	9.006	0.8%
	4	16.367	16.485	0.7%
	5	26.244	26.395	0.6%
	6	38.582	38.740	0.4%

Получените стойности на собствените честоти по двата метода са приблизително еднакви, което доказва тяхната достоверност. За разлика от DTM, при модела с крайни елементи изменението на геометричните характеристики се задава като приблизителна зависимост, която може да бъде линейна, квадратна или кубична. Въпреки това те могат да бъдат използвани за сравнително точно определяне на динамичните характеристики на стоманобетонни комини при еластична постановка на задачата. При разглеждане на проблема с оглед развитието на нееластични деформации, DTM притежава значителни възможности за моделиране на

изменението на коравината. По Метода на Крайните Елементи тази възможност все още не е реализирана в софтуерните продукти.

Предимствата на DTM са демонстрирани в Глава 3, където е предложено решение за получаване на динамичните характеристики на стоманобетонните комини, като се вземат предвид нееластичното поведение на материалите и развитието на пукнатини по височина на комина.

## 2.4. Изследване влиянието на някои фактори и характеристики на решението

### 2.4.1. Точност на решението

Точността на метода се определя от броя на членовете  $N$  в реда на Taylor-Maclaurin. За анализиране на точността е необходимо да се изследват множество варианти, при които има известни решения. Най-лесно това може да се извърши при анализ на комини с постоянно сечение и идеално загъване в основата. Тогава  $\alpha = \beta = 0$ .

Табл.2.4. Стойности на показателя  $\lambda$

точна стойност	$\lambda$ брой неизвестни $N$					
	15	20	25	30	35	40
3.516015	3.516015	3.516015	3.516015	3.516015	3.516015	3.516015
22.03449	21.99346	22.03424	22.03449	22.03449	22.03449	22.03449
61.69721	-	-	61.80604	61.69679	61.69721	61.69721

Заб. Липсата на стойности означава, че броят на уравненията не е достатъчен за получаването на достатъчно реални положителни корени на полиномното уравнение на детерминанта.

Точни стойности за първа и втора собствени честоти се получават при 20 на брой уравнения. За получаване на точни стойности за по-висшите собствени форми се налага да се използват поне 30 неизвестни члена в реда на Taylor-Maclaurin. Интересно е да се отбележи, че при тела с постоянно сечение всички членове  $F(4i)$  и  $F(4i+1)$  ( $i=0..N/4$ ) са равни на нула. Тогава реалните уравнения могат да се намалят чрез редуциране на матричните уравнения. При тела с променливо сечение такава редукция не може да бъде направена.

### 2.4.2. Необходим брой форми на трептене.

При системи с разпределени физични и геометрични зависимости броят на реалните форми на трептене е безкраен. Допуска се да се отчитат само първите  $N_m$  на брой форми, които определят с достатъчна точност динамичното поведение на конструкцията като цяло. Основният критерий за достатъчност на броя форми на трептене се дава в нормативните документи. В EN1998-1 [55] т.4.3.3.1(3) този критерий е дефиниран като достигане на сумарната модална маса по форми на трептене до стойност 0,90 от общата модална маса. От теорията на модалния анализ е известно, че модалната маса на  $j$ -тата форма на трептене представлява израза

$$MM_j = \frac{\left( \int_0^1 m(\xi) \cdot f_j(\xi) d\xi \right)^2}{\int_0^1 m(\xi) \cdot f_j(\xi)^2 d\xi} \quad (2.109)$$

При цилиндричните тела се оказва, че първите 3 до 4 форми на трептене са напълно достатъчни за определянето на усилия от динамични въздействия. При скосените комини достигането на сумарна модална маса до стойност 0,90 от общата маса на системата се постига при 6 до 7 форми на трептене. Особеност на собствените форми се оказва това, че висшите собствени форми имат близки собствени честоти и модални маси. Съгласно втората клауза на EN1998-1 [55] т.4.3.3.3.1(3) в сумарната модална маса трябва да участват само формите с модална маса най-малко 5% от общата маса. При стриктно спазване на това правило при високите стоманобетонни комини критерия за сумарна модална маса не може да бъде спазен. Изследванията [88] показват, че независимо от това, броят на необходимите форми на трептене може да бъде намален до 3 поради много малките стойности на резултантните усилия от по-висшите форми.

#### 2.4.3. Влияние на нормалните усилия върху честотите на собствените форми.

Нормалните усилия, които действат в сеченията на деформирания диференциален елемент, създават допълнителни усилия, дължащи се на изместването на техните направления в съседните сечения. Тези допълнителни усилия отразяват ефектите от II ред, наричани още  $P-\Delta$  ефекти. В практиката обикновено собствените честоти и форми се определят без отчитане на нормалните сили, като ефектите от тяхното наличие се вземат под внимание в последствие, когато усилията се определят въз основа на деформираната схема на конструкцията. При малки нормални сили този подход е приемлив, но в определени случаи, при високи и стройни комини, може да доведе до значителни разлики между получените резултати и реалното поведение на комина.

Отчитането на влиянието на нормалните сили в уравнение (2.55) става чрез коефициентът  $n_0$ , определен по формула (2.59), която като се вземе предвид (2.31) може да се преобразува в следния вид

$$n_0 = \frac{gm_0L^3}{EI_0} = \frac{8g\rho L}{E} \left( \frac{L}{D_0} \right)^2 \quad (2.110)$$

където

$\frac{L}{D_0}$  е стройността на комина спрямо диаметъра на основата

Стройността на комина е една от основните характеристики на стоманобетонните комини. Тя определя характера на поведението на прътовите системи, каквито са високите стоманобетонни комини. Конструкции с висока стройност са по-икономични, имат по-малък период на трептене поради по-малката си маса. Въпреки това усилията от динамичните въздействия са по-големи в сравнение с конструкциите с малка стройност поради това, че първата собствена честота повишава значително своето участие в крайните усилия. Тогава много стройните комини могат да получат значителни премествания вследствие на ветровото натоварване, което да предизвика преобръщане на комина. Освен това при много голяма стройност на комините е необходимо да се изследва и възможността за загуба на устойчивост, независимо че като цяло усилията от собственото им тегло е много малко в сравнение с резултатните огъващи моменти от вятър и земетръс.

В нормативните документи липсват предписания по отношение на стройността на стоманобетонните комини. Въпреки това е необходимо да се дефинират известни ограничения, особено за комини с височина над 250м, при които опасността от преобръщане и от загуба на устойчивост е най-голяма.

Практическите граници на изменение на стройността са  $L/D_0 = 10 \div 25$ . По-големите стойности на параметъра  $n_0$  се получават при по-стройни и високи комини. Тогава съгласно формула (2.110) параметъра  $n_0$  се получава в практически граници от 0,20 до 2,00.

Честотите на собствените форми на трептене зависят от наличието на нормални сили и се определят от параметъра  $\lambda$  по формула (2.101). Влиянието на нормалните сили върху изменението на параметъра  $\lambda_1$  за първа собствена форма, при различни степени на скосеност на диаметъра  $\alpha$  и дебелината на стената  $\beta$ , е дадено в Табл.2.6. Състоянието  $n_0 = 0$  дава референтните стойности, получени без отчитане на нормалните сили. Влиянието върху по-висшите форми на трептене е незначително и може да се пренебрегне.

Табл.2.6. Стойности на параметъра  $\lambda_1$  в зависимост от параметъра  $n_0$

$\alpha$	$\beta$	$n_0$				
		0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0.0	0.0	<b>3.516</b>	<b>3.402</b>	<b>3.285</b>	<b>3.163</b>	<b>3.036</b>
	0.4	4.097	4.014	3.930	3.844	3.756
	0.8	5.399	5.374	5.350	5.328	5.307
0.4	0.0	3.737	3.650	3.562	3.472	3.380
	0.4	4.319	4.281	4.246	4.212	4.181
	0.8	5.627	5.693	5.767	5.850	5.942
0.8	0.0	4.314	4.384	4.469	4.573	4.697
	0.4	4.907	5.131	5.391	5.689	6.027
	0.8	6.233	6.821	7.447	8.099	8.709

Заб. Подчертаните стойности отговарят на цилиндрични комини без намаление на дебелината

Изводи:

- при малка степен на скосеност на диаметъра  $\alpha$  се получава намаление на първите собствени честоти при увеличение стройността на комина;
- с увеличаване степента на скосеност на дебелината  $\beta$  първата собствена честота нараства независимо от степента на скосеност на диаметъра  $\alpha$  и стройността на комина;
- с нарастване на стройността на комина собствената честота нараства;
- най-голямо влияние на нормалните сили върху първа собствената честота се получава при голяма степен на скосяване на диаметъра  $\alpha$  и на дебелината  $\beta$  и голяма стройност на комина.

#### 2.4.4. Влияние на ротацията на основата върху собствените честоти на високите стоманобетонни комини.

Влиянието на ротационната деформативност на фундамента се отчита чрез параметъра  $k_0$  по формула (2.98), която може да се запише във вида

$$k_0 = \frac{EI_0}{LK_f} = \frac{E}{Lk_s} \frac{I_0}{I_f} \quad (2.111)$$

Влиянието на подаваемостта на фундамента зависи от отношението между инерционния момент на стоманобетонната тръба в долния ѝ край и инерционния момент на фундамента. Това отношение зависи в голяма степен от вида и здравината на почвата, върху която се фунда. Размерите на фундамента се определят от проверките на ръбовите напрежения в почвата от действието на ветровете и сеизмичните натоварвания, както и от проверката за преобръщане на комина. По принцип за здравите почви с големи стойности на Винклеровата константа се получават по-малки размери на фундамента, докато при слабите почви фундамента може да се получи с много голям диаметър. В този случай обикновено се налага да се търси друг начин на фундаране.

Отношението между инерционните моменти на стоманобетонната тръба и фундамента варира практически в малки граници. По-големи стойности се получават при комини с малка височина и стройност. Тъй като размерите на фундамента се уточняват в следствие, за определянето на динамичните характеристики на конструкцията е необходимо диаметърът на фундамента да бъде приет предварително. Тази задача е трудна поради това, че не е възможна предварителна преценка за стойностите на огъващите моменти от ветрови и сеизмични въздействия, от които зависят напреженията в почвата. Поради тази причина изчисленията е необходимо да се извършват итерационно. На практика може да се работи директно чрез приемане на стойности на отношението  $\frac{I_0}{I_f}$  от вече проектирани комини. В практически граници тези стойности варират от 0,05 до 0,15.

Тъй като при по-слабите почви се прилагат по-големи фундаменти, практическите граници на изменение на параметъра за отчитане влиянието на ротационната деформативност на фундамента са от  $k_0 = 0,5$  при много високи комини върху здрави почви до  $k_0 = 2,0$  при комини с височина  $L = 150m$  върху слаби почви.

Сравнението на резултатите за стойностите на параметъра  $\lambda$  показват, че ротационната деформативност на фундамента оказва много голямо влияние върху собствените честоти и периоди на трептене дори и при по-висшите форми. За илюстрация на това в Табл.2.8. и Табл.2.9. са дадени стойностите на параметъра  $\lambda$  при средни степени на скосяване на геометрията с и без отчитане на влиянието на нормалните сили.

Табл.2.8. Стойности на параметъра  $\lambda$  в зависимост от параметъра  $k_0$  при  $n_0 = 0$

$\alpha$	$\beta$	Форма №	$k_0$				
			0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0.4	0.4	1	4.319	2.729	2.149	1.829	1.619
		2	20.049	15.314	14.580	14.287	14.129
		3	51.337	42.745	41.926	41.620	41.462
		4	98.004	85.561	84.713	84.412	84.264
		5	160.209	143.919	143.042	142.773	142.544
		6	232.834	216.310	215.723	215.312	215.333



**Табл.2.9.** Стойности на параметъра  $\lambda$  в зависимост от параметъра  $k_0$  при  $n_0 = 0,5$

$\alpha$	$\beta$	Форма №	$k_0$				
			0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0.4	0.4	1	4.281	2.629	1.996	1.631	1.380
		2	19.873	15.111	14.370	14.073	13.913
		3	51.113	42.503	41.679	41.373	41.213
		4	97.760	85.299	84.447	84.149	83.998
		5	159.936	143.621	142.788	142.448	142.271
		6	232.683	216.230	215.354	215.157	215.089

Изводи:

- влиянието на нормалните сили (до  $n_0 = 0,5$ ) при отчитане поддаваемостта на фундамента не дава съществени изменения на собствените честоти спрямо случая на идеално еластично запъване;
- с увеличаване на ротационната деформативност собствените честоти намаляват;
- най-голямо влияние поддаваемостта на фундамента оказва върху първата форма на трептене, като честотата намалява до 3 пъти при голяма степен на ротационна деформативност. При всяка следваща форма това влияние намалява, като от пета форма това влияние е под 10% и може на практика да се пренебрегне.

#### 2.4.5. Условия за загуба на устойчивост на комина.

При високи и много стройни комини, както и при висока ротационна деформативност на фундамента, влиянието на нормалните сили и поддаваемостта на почвата водят до значително намаление на първата собствена честота  $\omega_1$ . При достигане на определени стойности на параметрите  $n_0$  и  $k_0$  е възможно да се получи честота  $\omega_1 = 0$ , която отговаря на безкраен период на трептене. Това е динамически критерий за загуба на устойчивост на системата. То се постига при получаване на нулева стойност на детерминантата на системата при  $\lambda = 0$ .

**Табл.2.10.** Гранични стойности на параметъра  $k_0$ , при които системата губи устойчивост

$\alpha$	$\beta$	$n_0$				
		0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0.0	0.0	$\infty$	3.80	1.79	1.13	0.79
	0.4	$\infty$	5.30	2.57	1.66	1.21
	0.8	$\infty$	8.55	4.27	2.84	2.13
0.4	0.0	$\infty$	5.29	2.56	1.65	1.20
	0.4	$\infty$	7.28	3.62	2.41	1.80
	0.8	$\infty$	11.34	5.80	3.96	3.05
0.8	0.0	$\infty$	8.83	4.55	3.14	2.45
	0.4	$\infty$	11.76	6.23	4.40	3.50
	0.8	$\infty$	17.08	9.15	6.49	5.15

Резултатите показват, че слабо скосените и близките до цилиндрични високи комини могат да загубят устойчивост дори при сравнително слабо деформируеми фундаменти с  $k_0 < 1,0$ . Това се дължи на по-високата позиция на глобалния център на тежест спрямо много скосените комини. Този факт трябва да се вземе в предвид при приемане размерите на сеченията на комина.

## 2.5. Предимства и недостатъци на метода.

Използването на Диференциалния Трансформационен Метод има следните предимства:

- лесно дефиниране на системата уравнения;
- възможност за получаване на решения на линейни диференциални уравнения от произволен ред;
- възможност за използване на зависимости с произволна степен на сложност по отношение на изменението на геометричните и физични характеристики;
- получаване на сравнително точни решения за първа собствена честота с малък брой уравнения.

Недостатъци на метода:

- за получаването на собствените честоти е необходимо да се развие в аналитичен вид детерминанта от висок порядък. Поради това е необходимо да се използва специализиран софтуер в областта на математиката;
- при използването на много сложни функции на изменението на геометричните и физични характеристики, матрицата на коефициентите се получава с много ненулеви членове, което води до получаването на много големи като стойност междинни резултати от преумножението на коефициентите (при матрица от 50-ти ред коефициентите в полиномното уравнение имат порядък над  $10^{1000}$ ). Това налага софтуера, който се използва, да е способен да работи в подобна точност.

Посочените недостатъци се дължат на факта, че DTM е сравнително нов метод и все още не съществуват решения за намиране на собствените честоти с използване на матрични методи, каквито съществуват за по-простите инженерни задачи на динамиката.

## 2.6. Изводи

Използването на Диференциалния Трансформационен Метод позволява да се дефинират зависимости с произволна сложност по отношение на изменението на геометричните характеристики. Това го прави изключително удобен за определяне на динамичните характеристики на комините. След известни преобразувания на системата линейни уравнения, DTM може да се използва за определяне не само на общия интеграл на диференциалното уравнение (2.14), но и частните интегрални при известни функции на натоварването. Все още най-големият проблем за метода е липсата на математически решения в матричен вид за определяне на собствените честоти, което води до затруднения от изчислителна гледна точка при използването на функции, при които се получават голям брой ненулеви образи. Въпреки това достойнствата на метода са значителни. Изследването на нелинейното поведение на стоманобетонните комини става сравнително лесно чрез съответна модификация на функционалните зависимости за изменение на геометричните характеристики на сеченията.

Самостоятелното влияние на нормалните сили върху стойностите на динамичните характеристики на стоманобетонните комини се оказва съществено при много високи и стройни комини, при които параметъра  $n_0 \geq 0,5$ . При по-ниски стойности това влияние може да се пренебрегне.

За разлика от нормалните сили, влиянието на ротационната деформируемост е съществено дори при малки стойности на параметъра  $k_0$ . Резултатите показват, че разликите в стойностите на първа собствена честота могат да достигнат до 300%. Следователно поддаваемостта на фундамента следва задължително да се отчита при определяне на динамичните характеристики на конструкцията, а в последствие върху стойностите на деформациите.

Съвместното влияние на нормалните сили и ротационната деформативност на фундамента се получава съществено само при стойности на параметъра  $n_0 \geq 1$ . Разликите в стойностите на собствените честоти достигат максимум 15% само при много голяма поддаваемост на основата. Съответната разлика при стойностите на периодите на собствени трептения е максимум 7%.

Изследванията също така показват, че загуба на устойчивост при стоманобетонните комини може да настъпи само при  $n \geq 1$ .

От направените изводи следва, че за стойности  $n_0 < 1$  при определянето на динамичните характеристики може да се отчита само ротацията на фундамента без да се проверява устойчивостта на комина.

## ГЛАВА 3

### Собствени форми на трептене с отчитане нееластичното поведение на стоманобетонните комини

#### 3.1. Същност на проблема

Определянето на собствените честоти и форми на трептене въз основа на уравнение (2.2) става при еластично поведение на конструкцията, когато коравината на напречните сечения се изменя само поради промяна на техните размери. В този случай огъващият момент се определя по формулата

$$M(x, t) = EI(x) \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial x^2} = EI(x) \kappa(x, t) \quad (3.1)$$

Тук  $I(x)$  е инерционен момент на сеченията по височина,  $E$  е модул на еластичност на стоманобетона, а  $\kappa(x, t)$  е кривината на оста на комина.

При решаването на динамичната задача в нелинейна (нееластична) постановка, коравината на системата зависи и от нейното напрегнато състояние. Този фактор може да бъде отчетен чрез въвеждане на *допълнителни корекции* в инерционния момент, който в такъв случай се превръща във функция *не само на геометричната координата  $x$ , но също така и в неявна функция на времето  $t$ , зависеща от него посредством кривината  $\kappa(x, t)$* . При трептене на комина напрегнатото му състояние циклично се променя, което предизвиква подобни промени и в коравината му, в зависимост от степента на напукване и наличието на нееластични деформации в

бетона и армировката. Минимална коравина на конструкцията се получава при достигане на максимални амплитуди на трептене, когато огъващите моменти са максимални.

При нелинейно реагираща система уравнение (3.1) добива вида

$$M(x, t) = EI[x, \kappa(x, t)] \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial x^2} = EI[x, \kappa(x, t)] \kappa(x, t) \quad (3.3)$$

където  $I[x, \kappa(x, t)]$  е изменящият се във времето и по височина коригиран инерционен момент. Тогава *линейното* уравнение (2.1) се превръща в следното *нелинейно диференциално уравнение*

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[ EI[x, \kappa(x, t)] \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial x^2} \right] - \frac{\partial}{\partial x} \left( N(x) \frac{\partial v(x, t)}{\partial x} \right) + c(x) \frac{\partial v(x, t)}{\partial t} + m(x) \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} = q(x, t) \quad (3.4)$$

Нелинейността на (3.4) притежава една характерна особеност. Тя се дължи *не само* на присъствието на  $\kappa(x, t) = \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial x^2}$  в произведението в квадратните скоби от лявата страна на равенството, но и на това, че  $I[x, \kappa(x, t)]$  *зависи от външното въздействие*  $q(x, t)$  посредством кривината  $\kappa(x, t)$ . Поради всичко това, *прякото* решение на (3.4) е невъзможно. При всички варианти на решение е необходимо уравнението *предварително да бъде преобразувано* по подходящ начин. В тази глава е показан вариант, при който след направените преобразувания може да се приложи подходът, описан в Глава 2. Кратко описание на основните моменти от изложеното по-нататък решение е дадено по-долу:

1. Инерционният момент  $I[x, \kappa(x, t)]$  се представя във вида

$$I[x, \kappa(x, t)] = \varphi(x) I_{red}(x) \quad (3.5)$$

където  $\varphi(x)$  е коректурна функция, отразяваща влиянието на кривината върху огъвателната коравина, а  $I_{red}(x)$  е реалния начален инерционен момент на сечението с отчитане наличието на армировка и нееластична работа на бетона, която може да бъде дефинирана чрез следната зависимост

$$I_{red}(x) = \phi(x) I(x) \quad (3.6)$$

където  $\phi(x)$  е функция за привеждане на геометричния инерционен момент  $I(x)$  по формула (2.31) към реалния начален инерционен момент  $I_{red}(x)$ .

2. Функцията  $\phi$  зависи от количеството на вложената армировка и от приетата работна диаграма на бетона в опънатата и натисковата зона. Тя може да бъде определена за всяко сечение по височина на комина при избрани размери и процент на армиране.

3. Функцията  $\varphi$ , която строго взето би трябвало да зависи както от  $x$ , така и от  $t$ , се осреднява по отношение на времето. Построената по този начин функция ще бележим с  $\varphi_{red}(x)$ .

4. Зависимостта на  $\varphi_{red}(x)$  от амплитудните стойности на кривината е съществена за резултатите от динамичното изследване. Този фактор обаче не може да бъде пряко отразен в (3.4) и поради това се включва в решението чрез *последователни итерации*.

След като се вземат под внимание изброените по-горе приемания, при всяка от итерациите уравнение (3.4) получава вида

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[ E \varphi_{red}(x) \phi(x) I(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} \right] - \frac{\partial}{\partial x} \left( N(x) \frac{\partial v(x,t)}{\partial x} \right) + c(x) \frac{\partial v(x,t)}{\partial t} + m(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = q(x,t) \quad (3.7)$$

в който като неизвестна величина се счита **само функцията на напречните премествания**  $v(x,t)$ , а  $\varphi_{red}(x)$  и  $\phi(x)$  са заместени с **актуализирания** си за итерацията вид. Така записаното уравнение **по същество** не се различава от (2.1). Единствената формална разлика е, че известната по условие функция  $I(x)$ , участваща в (2.1), в (3.7) е заменена с произведение на три също известни за текущата итерация функции  $\varphi_{red}(x)\phi(x)I(x)$ . Това дава възможност от тук нататък за решението на (3.7) да бъде приложен същия подход, който бе описан в Глава 2.

Тогава уравнение (2.14) добива вида

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ E \varphi_{red}(x) \phi(x) I(x) \frac{d^2 f(x)}{dx^2} \right] - N(x) \frac{d^2 f(x)}{dx^2} - \frac{dN(x)}{dx} \frac{df(x)}{dx} - \omega^2 m(x) f(x) = 0 \quad (3.9)$$

Бездименсионната форма на (3.9) се получава аналогично на (2.55)

$$\frac{d^2}{d\xi^2} \left[ \bar{p}(\xi) \frac{d^2 f(\xi)}{d\xi^2} \right] + n_0 r(\xi) \frac{d^2 f(\xi)}{d\xi^2} - n_0 q(\xi) \frac{df(\xi)}{d\xi} - \lambda^2 q(\xi) f(\xi) = 0 \quad (3.10)$$

където:

$$\bar{p}(\xi) = \varphi_{red}(\xi) \phi(\xi) p(\xi) \quad (3.11)$$

Решението на (3.10) може да бъде извършено с използването на DTM и ще зависи от това как са подбрани коректурните функции  $\varphi_{red}(x)$  и  $\phi(x)$ .

### 3.2. Кравина на сеченията

Намалението на кравината при трептене се формира основно от два механизма:

- образуване на пукнатини в тялото на комина, дължащо се на усилията в хоризонталните сечения;
- възникване на пластични деформации в сеченията от нелинейното поведение на материалите.

Пукнатините се появяват при наличие на опъни напрежения в сеченията, по-големи от якостта на опън на бетона. Степента на напукване зависи до голяма степен от напрегнатото състояние. Пукнатинообразуването продължава до пълното изчерпване на съдействието между бетона и армировката между пукнатините.

Съгласно EN1992-1 [55] т.7.4.3 поведението на стоманобетонните сечения в процеса на пукнатинообразуване при известен огъващ момент  $M_{eff}$  се определя чрез зависимостта

$$\chi_{eff} = \zeta \chi_u + (1 - \zeta) \chi_{cr} \quad (3.12)$$

където  $\chi_{cr}$  и  $\chi_u$  са кривините в момента на поява на пукнатина и при изчерпване съдействието на бетона между пукнатините, а  $\chi_{eff}$  е ефективната (моментна) усреднена кривина.

Функцията  $\zeta$  дефинира изменението на кривината  $\chi_{eff}$  в процеса на пукнатинообразуване и се определя чрез зависимостта

$$\zeta = 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{eff}} \right)^2 \quad (3.13)$$

Тогава ефективният инерционен момент се определя по формулата

$$I_{eff} = \frac{M_{eff}}{E_{cm} \chi_{eff}} \quad (3.14)$$

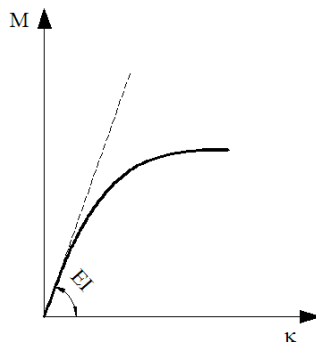
Влиянието на пукнатинообразуването върху коравината на сеченията е изследвано подробно от редица автори [22][23][28][97][99][102]. Приети са два основни подхода при определяне на малената коравина. Първият подход е на Branson [28], който предлага коравината на елемент с пукнатини да се изчислява чрез ефективния инерционен момент по формулата

$$I_{eff} = \left( \frac{M_{cr}}{M_{eff}} \right)^3 I_{cr} + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{eff}} \right)^3 \right] I_u \quad (3.15)$$

Вторият подход е на Bischoff [22], основан на EN1992-1-1 **Error! Reference source not found.**, при който ефективната коравина се определя по формулата

$$\frac{1}{I_{eff}} = \left( \frac{M_{cr}}{M_{eff}} \right)^2 \frac{1}{I_{cr}} + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{eff}} \right)^2 \right] \frac{1}{I_u} \quad (3.16)$$

Доказано е в [24][60], че методът на Branson подценява значително съдействието между бетона и армировката в началните стадии на пукнатинообразуване, докато методът на Bischoff дава много добро приближение към данните, получени от експерименти.



**Фиг.3.2.** Зависимост „момент-кривина“ за стоманобетонно сечение

Пластичните деформации възникват от характера на работните диаграми на бетона и армировката в сеченията с големи натискови или опънни напрежения. Тези деформации се определят чрез зависимости от вида „момент –кривина“, която в най-общ вид е представена на Фиг.3.2.

Двата механизма водят до намаляване на ефективната коравина на сеченията, а оттам и до промяна на динамичното поведение на конструкцията. Това намаление се оценява от така въведените в т.3.1 коректурни функции  $\varphi_{red}(x)$  и  $\phi(x)$ . За тяхното дефиниране е необходимо да

се познава изменението на инерционните моменти в зависимост от напрегнатото и деформирано състояние на сеченията.

### 3.3. Нееластично поведение на хоризонталните сечения

Поведението на хоризонталните сечения се определя от напрегнатото и деформирано състояние вследствие на приложеното натоварване. При липса на пукнатини бетонът поема опънни усилия и сечението има почти идеално еластично поведение. След поява на пукнатини съдействието между бетона и армировката в опънната зона постепенно намалява, което предизвиква намаляване на коравината. Достигането на стадий на пълно напукване се счита при изчерпване на това съдействие, при което в опънната зона работи само армировката.

#### 3.3.1. Напрегнато и деформирано състояние на хоризонталните сечения.

##### 3.3.1.1. Основни приемания и предпоставки.

Поведението на пръстеновидното сечение на стоманобетонен комин зависи в голяма степен от нормалното натисково усилие, което действа в сечението. Съотношението между нормалната сила и огъващият момент, приложени върху сечението, определя положението на нулевата линия, която в повечето случаи се намира вътре в сечението поради наличието на големи ексцентрицитети, причинени от ветрово или сеизмично въздействие. Изключение правят само най-горните сечения, където при наличие на малки натискова нормална натискова сила и огъващ момент е възможно да липсва нулева линия вътре в сечението. Поради това в настоящото изследване са определени напрегнатото и деформирано състояние при всички възможни случаи на нецентричен натиск при използване на следните приемания и предпоставки:

- валидна е хипотезата на Bernoulli за равнинност на сеченията;
- усилията и деформациите са приети с положителни стойности при натиск;
- черупката е достатъчно тънка и всички зависимости се изчисляват за средния радиус на сечението;
- деформациите се изчисляват за средната ос на пръстеновидното сечение;
- армировката се приема, че е равномерно разпределена по средната ос на пръстеновидното сечение;
- работните диаграми на бетона и армировката се приемат съгласно EN1992-1-1 3.1.7. [54] (т.1.5.3.2) с използване на характеристични стойности на величините;
- липсват отвори в сеченията;
- зависимостите за напреженията на бетона в опънната зона се приемат съгласно т.3.3.1.2.

##### 3.3.1.2. Опънна якост на бетона.

Якостта на опън на бетона  $f_{ctm}$  се изчислява съгласно EN13084-2 т.5 [50] по следната формула:

$$f_{ctm} = c_c \cdot c_\beta \cdot c_v \cdot c_\eta \cdot f_{ctm}^{2/3} \quad (3.17)$$

където:

$$c_c = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \approx 1,0 \text{ - фактор на плътността на бетона;} \quad (3.18)$$

$$c_\beta = 0,45 \text{ - фактор на якостта на бетона;} \quad (3.19)$$

$$c_v = 0,85 - 0,2t \text{ - фактор на фаза преди повреди;} \quad (3.20)$$

$$c_\eta = \frac{0,6 + 6.c_t.\eta}{1,0 + 6.\eta} \text{ - фактор на ексцентрицитета } \eta; \quad (3.21)$$

$$c_t = \frac{2,6 + 24t}{1,0 + 40t} \text{ - фактор на дебелината на стената;} \quad (3.22)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ - средната якост на бетона на натиск;} \quad (3.23)$$

$$\eta = \frac{M}{Nt} \text{ - относителен ексцентрицитет на натоварването.} \quad (3.24)$$

където  $t$  е дебелината на черупката.

От формула (3.21) може да се направи извода, че при големи стойности на  $\eta$  факторът на ексцентрицитета  $c_\eta$  се приближава по стойност към фактора на дебелината на стената  $c_t$ . Тогава ексцентрицитетът на натоварването оказва влияние върху опънната якост на бетона само в сечения, при които  $\eta \leq 1$ . Имайки предвид, че при високи стоманобетонни комини се получават големи ексцентрицитети на натоварването, отношението  $c_\eta / c_t$  се получава в диапазона  $0,95 \div 1,00$ . Поради тази причина с достатъчна точност може да се приеме, че  $c_\eta = c_t$ . Тогава опънната якост на бетона може да се изчисли по формулата:

$$f_{ctm} = 0,45(0,85 - 0,2t) \frac{2,6 + 24t}{1,0 + 40t} f_{cm}^{2/3} \quad (3.25)$$

Стойностите, определени по EN13084-2 **Error! Reference source not found.**, се получават по-ниски от тези по EN1992-1-1 [54] при дебелина на стената  $t \geq 0,40m$ .

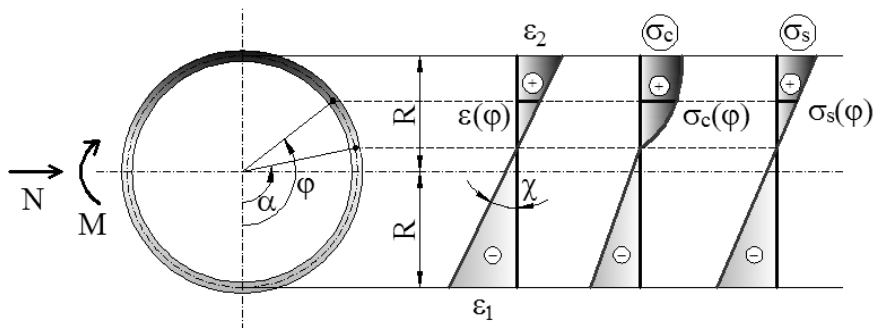
Работата на бетона в опънната зона не се дефинира в нормативните документи. Модулът на еластичност при опън  $E_{ctm}$  се разглежда от редица автори, като за целта на настоящото изследване е приета зависимостта, получена от Cho [37], а именно

$$E_{ctm} = 3000 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.26)$$

### 3.3.1.3. Коравина на сеченията без пукнатини

Съгласно изложените приемания и предпоставки, моделът на напрегнатото и деформирано състояние на пръстеновидните стоманобетонни хоризонтални сечения е показана на Фиг.3.5.





Фиг.3.5. Напрегнато и деформирано състояние на хоризонтално сечение без пукнатини

В най-общ случай могат да бъдат въведени следните величини:

Средната деформация и вътрешната кривина при огъване се получават:

$$\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_2 + \varepsilon_1}{2} \quad (3.27)$$

$$\chi = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{2R} \quad (3.28)$$

Механичният процент на надлъжно армиране се определя по формулата:

$$\omega_{sx} = \rho_x \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (3.29)$$

$$\varepsilon_m = \chi R \cos \alpha \quad (3.32)$$

Разпределението на деформациите по височина на сечението е:

$$\varepsilon(\varphi) = \varepsilon_m - \chi R \cos \varphi = (\cos \alpha - \cos \varphi) \chi R \quad (3.33)$$

Напреженията в бетона са:

- при  $0 \leq \varphi \leq \alpha$

$$\sigma_c(\varphi) = E_{ctm} \varepsilon(\varphi) = (\cos \alpha - \cos \varphi) \chi R E_{ctm} = 3000 (\cos \alpha - \cos \varphi) \chi R \sqrt{f_{ck}} \quad (3.34)$$

- при  $\alpha \leq \varphi \leq \pi$

$$\sigma_c(\varphi) = 1000 (\cos \alpha - \cos \varphi) [1 - 250 \chi R (\cos \alpha - \cos \varphi)] \chi R f_{ck} \quad (3.35)$$

Напреженията в армировката са:

$$\sigma_s(\varphi) = E_s \varepsilon(\varphi) = \frac{f_{yk}}{\varepsilon_y} (\cos \alpha - \cos \varphi) \chi R = 500 (\cos \alpha - \cos \varphi) \chi R f_{yk} \quad (3.36)$$

От уравненията за статическо равновесие се получава:

$$N = 1000 \chi R^2 f_{ck} \left\{ \begin{array}{l} \frac{6}{\sqrt{f_{ck}}} (\alpha \cos \alpha - \sin \alpha) + 2(\pi - \alpha) \cos \alpha + 2 \sin \alpha - \\ - 250 \chi R [(\pi - \alpha)(2 \cos^2 \alpha + 1) + 3 \sin \alpha \cos \alpha] + \pi \omega_{sx} \cos \alpha \end{array} \right\} \quad (3.43)$$

$$M = 500 \chi R^3 t f_{ck} \left\{ \begin{array}{l} \frac{6}{\sqrt{f_{ck}}} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + 2(\pi - \alpha) + \sin 2\alpha - \\ - \frac{1000}{3} \chi R [3(\pi - \alpha) \cos \alpha + 2 \sin \alpha + \sin \alpha \cos^2 \alpha] + \pi \omega_{sx} \end{array} \right\} \quad (3.44)$$

Нека се положат следните бездимензионни величини:

$$n_p = \frac{N}{2\pi R t f_{ck}} \quad (3.45)$$

$$m_p = \frac{M}{2\pi R^2 t f_{ck}} \quad (3.46)$$

Величините  $n_p$  и  $m_p$  представляват „относителна нормална сила” и „относителен огъващ момент” в сечението, които се получават с изразите

$$n_p = \frac{500}{\pi} \chi R \left\{ \begin{array}{l} \frac{6}{\sqrt{f_{ck}}} (\alpha \cos \alpha - \sin \alpha) + 2(\pi - \alpha) \cos \alpha + 2 \sin \alpha - \\ - 250 \chi R [(\pi - \alpha)(2 \cos^2 \alpha + 1) + 3 \sin \alpha \cos \alpha] + \pi \omega_{sx} \cos \alpha \end{array} \right\} \quad (3.47)$$

$$m_p = \frac{250}{\pi} \chi R \left\{ \begin{array}{l} \frac{6}{\sqrt{f_{ck}}} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + 2(\pi - \alpha) + \sin 2\alpha - \\ - \frac{1000}{3} \chi R [3(\pi - \alpha) \cos \alpha + 2 \sin \alpha + \sin \alpha \cos^2 \alpha] + \pi \omega_{sx} \end{array} \right\} \quad (3.48)$$

При известно натоварване изрази (3.47) и (3.48) се решават съвместно за определяне на относителната вътрешна кривина  $\chi R$  и ъгълът на нулевата линия  $\alpha$ .

Огъващият момент при образуване на пукнатина  $M_{cr}$  се получава при

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{ct} = -\frac{f_{ctm}}{E_{ctm}} = -\frac{f_{ctm}}{3000 \sqrt{f_{ck}}} \quad (3.49)$$

Тогава относителната вътрешна кривина  $\chi_{cr} R$  и огъващ момент  $m_{p,cr}$  при пукнатинообразуване се получава от решението на уравнения (3.47) и (3.48) за конкретна стойност на относителната нормална сила.

Зависимостта „относителен момент – относителна вътрешна кривина” има вида, показан на Фиг.3.6. Изменението на коравината в бездименсионен вид може да се представи чрез коректурна функция по следния начин:

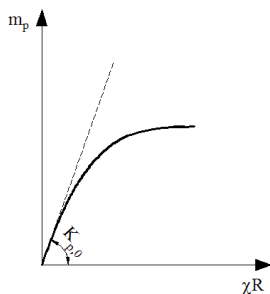
$$K_p(\chi R) = \varphi(\chi R) K_{p,0} \quad (3.50)$$

където  $K_{p,0}$  е началната относителна коравина, дефинирана чрез израза

$$K_{p,0} = \lim_{\kappa R \rightarrow 0} K_p(\kappa R) \quad (3.51)$$

Тогава зависимостта „относителен момент-относителна вътрешна кривина” се получава във вида

$$m_p = K_p(\chi R) \chi R = \varphi(\chi R) K_{p,0} \chi R \quad (3.52)$$



**Фиг.3.6.** Зависимост „относителен момент-относителна вътрешна кривина“ за стоманобетонно сечение

Тъй като до възникване на първа пукнатина нееластичното изменение на кривината на сечението ще се диктува само от нелинейното поведение на бетона в натисквата зона, самата коравина няма да се изменя съществено и може да се приеме, че коравината на сечението в момента на пукнатинообразуване е равна на началната коравина при много малки огъващи моменти. Тогава  $\varphi(\chi R) = 1$ .

Началният инерционен момент на сеченията без пукнатини може да се определи по формулата

$$I_{cr} = \frac{M_{cr}}{E\chi_{cr}} \quad (3.53)$$

След заместване на (3.46) и (3.52) зависимост (3.53) добива вида

$$I_{cr} = 2 \frac{m_{p,cr}}{\chi_{cr}R} \frac{f_{ck}}{E} I = 2K_{p,0} \frac{f_{ck}}{E} I = \phi_0 I \quad (3.54)$$

където  $I$  е геометричният инерционен момент на сечението, получен по формула (2.31).

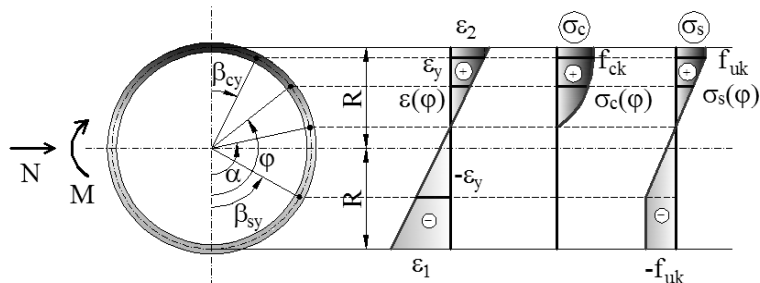
Коефициентът  $\phi_0$  има смисъла на относителна начална коравина отчита изменението на геометричният инерционен момент поради наличието на армировка и нелинейна работна диаграма на бетона и се определя по формулата:

$$\phi_0 = 2K_{p,0} \frac{f_{ck}}{E} \quad (3.55)$$

Стойностите на  $\chi_{cr}R$ ,  $m_{p,cr}$  и  $K_{p,0}$  за бетон клас C25/30 за характерни сечения, относителни нормални сили и механични проценти на армиране, са дадени в Приложение А.

### 3.3.1.4. Гранична коравина на сеченията.

Крайният инерционен момент  $I_u$  се определя при липса на съдействие между бетона и армировката в опънатата зона с отчитане на нелинейното поведение на материалите (Фиг.3.7).



Фиг.3.7. Напрегнато и деформирано състояние на хоризонтално сечение при липса на съдействие между бетона и армивката в огънатата зона

От Фиг.3.7 могат да бъдат изведени следните геометрични зависимости:

$$\frac{R(\cos \beta_{sy} - \cos \alpha)}{R(1 + \cos \alpha)} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_2} \quad (3.56)$$

$$\frac{R(\cos \alpha + \cos \beta_{cy})}{R(1 + \cos \alpha)} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_2} \quad (3.57)$$

откъдето се получава:

$$\cos \beta_{sy} = \frac{\varepsilon_m + \varepsilon_y}{\chi R} = \frac{\chi R \cos \alpha + \varepsilon_y}{\chi R} = \cos \alpha + \frac{\varepsilon_y}{\chi R} \quad (3.58)$$

$$\cos \beta_{cy} = \frac{\varepsilon_y - \varepsilon_m}{\chi R} = \frac{\varepsilon_y - \chi R \cos \alpha}{\chi R} = \frac{\varepsilon_y}{\chi R} - \cos \alpha \quad (3.59)$$

Напреженията в бетона са:

- при  $\alpha \leq \varphi \leq \pi - \beta_{cy}$

$$\sigma_c(\varphi) = 1000(\cos \alpha - \cos \varphi) [1 - 250 \chi R (\cos \alpha - \cos \varphi)] \chi R f_{ck} \quad (3.1)$$

- при  $\pi - \beta_{cy} \leq \varphi \leq \pi$

$$\sigma_c(\varphi) = f_{ck} \quad (3.2)$$

Напреженията в армивката са:

- при  $0 \leq \varphi \leq \beta_{sy}$

$$\sigma_s(\varphi) = -f_{yk} \quad (3.3)$$

- при  $\beta_{sy} \leq \varphi \leq \pi - \beta_{cy}$

$$\sigma_s(\varphi) = E_s \varepsilon(\varphi) = \frac{f_{yk}}{\varepsilon_y} (\cos \alpha - \cos \varphi) \chi R = 500 (\cos \alpha - \cos \varphi) \chi R f_{yk} \quad (3.4)$$

- при  $\pi - \beta_{cy} \leq \varphi \leq \pi$

$$\sigma_s(\varphi) = f_{yk} \quad (3.5)$$

Аналогично на (3.45) и (3.46) от уравненията за статическо равновесие се получава:

$$n_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \begin{aligned} & \left[ \beta_{cy} + 1000 \chi R \left[ (\pi - \alpha - \beta_{cy}) \cos \alpha + \sin \alpha - \sin \beta_{cy} \right] \right. \\ & - 125000 \chi^2 R^2 \left[ \begin{aligned} & \left( 1 + 2 \cos^2 \alpha \right) (\pi - \alpha - \beta_{cy}) + 3 \sin \alpha \cos \alpha - \\ & \left. - \sin \beta_{cy} \cos \beta_{cy} - 4 \cos \alpha \sin \beta_{cy} \right] + \end{aligned} \right. \\ & \left. + \omega_{sx} (\beta_{cy} - \beta_{sy}) + 500 \omega_{sx} \chi R \left[ (\pi - \beta_{cy} - \beta_{sy}) \cos \alpha + \sin \beta_{sy} - \sin \beta_{cy} \right] \right] \end{aligned} \right\} \quad (3.71)$$

$$m_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \begin{aligned} & \left[ \sin \beta_{cy} + 500 \chi R \left[ \begin{aligned} & \left[ \pi - \alpha - \beta_{cy} + \sin \alpha \cos \alpha - \right. \right. \\ & \left. \left. - 2 \cos \alpha \sin \beta_{cy} - \sin \beta_{cy} \cos \beta_{cy} \right] - \right. \right. \\ & - \frac{250000}{3} \chi^2 R^2 \left[ \begin{aligned} & \left[ 3(\pi - \alpha - \beta_{cy}) \cos \alpha + 2(\sin \alpha - \sin \beta_{cy}) + \right. \\ & \left. \left. + \cos^2 \alpha (\sin \alpha - 3 \sin \beta_{cy}) - \right. \right. \\ & \left. \left. - \sin \beta_{cy} \cos \beta_{cy} (3 \cos \alpha + \cos \beta_{cy}) \right] \right. \end{aligned} \right] + \end{aligned} \right\} \quad (3.72) \\ & + \omega_{sx} (\sin \beta_{cy} + \sin \beta_{sy}) + \\ & + 250 \omega_{sx} \chi R \left[ \begin{aligned} & \left[ \pi - \beta_{cy} - \beta_{sy} + 2 \cos \alpha (\sin \beta_{sy} - \sin \beta_{cy}) - \right. \\ & \left. \left. - \sin \beta_{sy} \cos \beta_{sy} - \sin \beta_{cy} \cos \beta_{cy} \right] \right. \end{aligned} \right] \end{aligned} \right\}$$

Граничната относителната кривина  $\chi_u R$  и огъвач момент  $m_{p,u}$  при липса на съдействие между бетона и армировката в опънната зона се получава при достигане на границата на разрушение на бетона  $\varepsilon_{cu2}$  или на деформацията при провлачване на опънната армировка  $\varepsilon_y$ . Първото условие се получава само при високи стойности на относителната нормална сила, характерни за най-долните сечения на стоманобетонните комини. При останалите случаи разрушението настъпва при достигане границата на провлачване на армировката.

Крайният инерционен момент на сеченията се определя по формулата:

$$I_u = \frac{M_u}{E \chi_u} \quad (3.73)$$

Аналогично на формула (3.54) се получава

$$I_u = 2K_{p,u} \frac{f_{ck}}{E} I = \phi_u I \quad (3.74)$$

$$K_{p,u} = \frac{m_{p,u}}{\chi_u R} \quad (3.75)$$

$$\phi_u = 2K_{p,u} \frac{f_{ck}}{E} \quad (3.76)$$

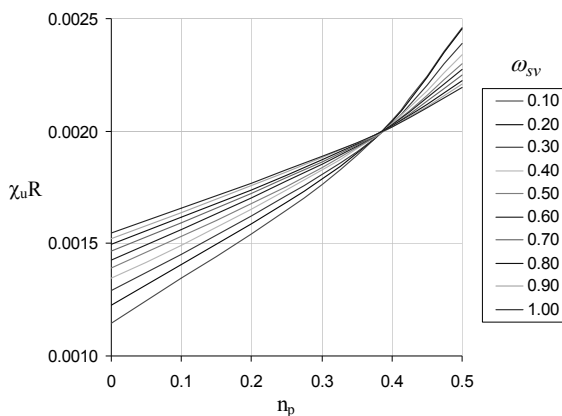
Стойностите на  $\chi_u R$ ,  $m_{p,u}$  и  $K_{p,u}$  не зависят от дебелината на стената, а само от относителната нормална сила и механичния процент на надлъжно армиране.

За бетон клас C25/30 за характерни относителни нормални сили и механични проценти на армиране, стойностите на граничната относителна кривина  $\chi_u R$  са дадени в Табл.3.1 и Фиг.3.8.

Табл.3.1. Гранична относителна кривина  $\chi_u R$

Механичен процент на армиране $\omega_{sv}$	Относителна нормална сила $n_p$					
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

0.10	0.00115	0.00135	0.00154	0.00176	0.00205	0.00246
0.20	0.00123	0.00140	0.00159	0.00179	0.00204	0.00245
0.30	0.00129	0.00145	0.00162	0.00181	0.00204	0.00239
0.40	0.00134	0.00149	0.00165	0.00183	0.00203	0.00234
0.50	0.00139	0.00153	0.00168	0.00184	0.00203	0.00230
0.60	0.00143	0.00156	0.00170	0.00185	0.00203	0.00227
0.70	0.00146	0.00159	0.00172	0.00186	0.00202	0.00225
0.80	0.00150	0.00161	0.00174	0.00187	0.00202	0.00223
0.90	0.00152	0.00164	0.00176	0.00188	0.00202	0.00221
1.00	0.00155	0.00166	0.00177	0.00189	0.00202	0.00219



**Фиг.3.8.** Гранична относителна кривина  $\chi_u R$

От Фиг.3.8 се вижда, че кривите за стойностите на граничната относителна кривина  $\chi_u R$  имат сходно поведение. Получава се характерна пресечна точка на всички криви при стойност на относителната нормална сила  $n_p = 0,38$ . Особено на това състояние е, че при тази стойност на относителната нормална сила се получава достигане на гранична якост на бетона в натисквата зона. При  $n_p > 0,38$  бетонът в натисквата зона развива значителни пластични деформации, като при ниски стойности на механичния процент на армиране критерия за граничното състояние е разрушение на бетона в натисквата зона.

### 3.3.2. Инерционен момент на сеченията в процеса на пукнатинообразуване.

При липса на пукнатини бетонът работи съвместно с армировката в опънатата зона и коравината на сеченията е сравнително постоянна и се изменя несъществено само от нееластичното поведение на бетона в натисквата зона. Тогава за начална коравина може да се приеме коравината при образуване на първа пукнатина  $I_{cr}$ . В процеса на пукнатинообразуване сечението в място на пукнатина работи без опънни напрежения в бетона, докато между пукнатините съществува известно съдействие между бетона и армировката. Усреднената коравина на сеченията намалява с увеличаване на огъващите моменти поради увеличаване степента на пукнатинообразуване. При достигане на момент, при който съдействието между бетона и армировката между пукнатините се изчерпва напълно, процеса на образуване на пукнатини спира.

Последващо намаление на коравината се дължи само на развитието на пластични деформации в бетона и армировката.

Изменението на коравината в процеса на пукнатинообразуване се отчита основно чрез изменение на инерционния момент на сеченията чрез използване на формула (3.14) или формула (3.16). Анализът на зависимостите показва, че достигането на граничната кривина  $\chi_u$ , респективно инерционен момент  $I_u$ , при пълно напукване е възможно само когато приложения огъващ момент  $M_{eff}$  клони към безкрайност. Освен това резултатите за ефективния инерционен момент по формула (3.14) са валидни само в сравнително малък диапазон за огъващия момент, в който инерционният момент намалява. От един момент нататък с нарастване на огъващия момент инерционния момент започва да нараства. Тогава тази зависимост води до получаване на нелогични резултати, а именно с нарастване на  $M_{eff}$  до безкрайност инерционният момент също клони към безкрайност при  $\chi_{eff}$  клонящо към крайна стойност  $\chi_u$ . Минималната стойност на ефективния инерционен момент се получава при

$$\frac{M_{eff}}{M_{cr}} = \frac{\sqrt{3\chi_u(\chi_u - \chi_{cr})}}{\chi_u} = \sqrt{3\left(1 - \frac{\chi_{cr}}{\chi_u}\right)} \quad (3.77)$$

Следователно степента на пукнатинообразуването е по-коректно да се отчита чрез определяне на изменението на инерционния момент вместо кривината в зависимост от напрегнатото състояние.

По отношение на достигането на граничните условия за формула (3.16) съществуват същите проблеми, както и при зависимост (3.14). Затова в настоящото изследване се предлага следната зависимост, основана на (3.16), а именно:

$$\frac{1}{I_{eff}} = \zeta \frac{1}{I_u} + (1 - \zeta) \frac{1}{I_{cr}} \quad (3.78)$$

където

$$\zeta = \alpha_u \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{eff}} \right)^2 \right] \text{ е функция на изменението на деформациите} \quad (3.79)$$

$$\alpha_u = \frac{M_u^2}{M_u^2 - M_{cr}^2} \text{ е коефициент на изменението на огъващия момент} \quad (3.80)$$

Нека се въведат следните величини:

$$\varphi_u = \frac{I_u}{I_{cr}} \text{ - относителен граничен инерционен момент} \quad (3.81)$$

$$\varphi_{eff} = \frac{I_{eff}}{I_{cr}} \text{ - относителен ефективен инерционен момент} \quad (3.82)$$

$$\psi_{eff} = \frac{\chi_{eff}}{\chi_{cr}} \text{ - относителна ефективна кривина} \quad (3.83)$$

$$\psi_u = \frac{\chi_u}{\chi_{cr}} - \text{относителна гранична кривина} \quad (3.84)$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{M_{cr}} = \varphi_u \psi_u - \text{приведен граничен огъващ момент} \quad (3.85)$$

$$\mu_{eff} = \frac{M_{eff}}{M_{cr}} = \varphi_{eff} \psi_{eff} - \text{приведен огъващ момент} \quad (3.86)$$

Зависимост (3.80) може да се преобразува по следния начин

$$\alpha_u = \frac{\mu_u^2}{\mu_u^2 - 1} \quad (3.87)$$

Тогава зависимост (3.78) добива вида

$$\frac{1}{\varphi_{eff}} = \zeta \frac{1}{\varphi_u} - \zeta + 1 \quad (3.88)$$

където

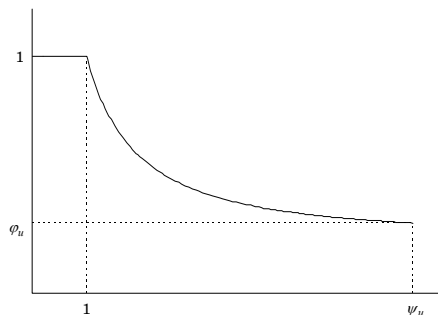
$$\zeta = \alpha_u \frac{\mu_{eff}^2 - 1}{\mu_{eff}^2} \quad (3.89)$$

Относителната ефективна кривина  $\psi_{eff}$  се определя от

$$\psi_{eff} = \frac{M_{eff}}{EI_{eff} \chi_{cr}} \quad (3.90)$$

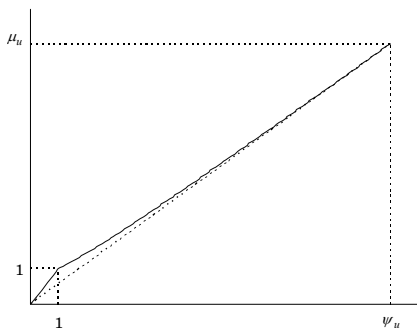
Началната и крайната стойности на инерционния момент  $I_{cr}$  и  $I_u$  се определят по формули (3.54) и (3.74). Изменението на инерционния момент по предложения метод в зависимост от напрегнатото състояние в бездимензионна форма е показано на Фиг.3.12.

Общият вид на зависимостите „момент-кривина” в бездимензионен вид „приведен момент-относителна кривина” е показан на Фиг.3.14.



**Фиг.3.12.** Изменение на инерционния момент на сечението в процеса на пукнатинообразуване по предложения метод в бездимензионна форма





Фиг.3.14. Зависимост „момент-кривина“ в бездименционна форма

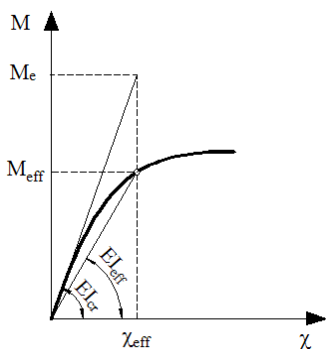
### 3.4. Коэффициент на поведение на стоманобетонните комини

При известно напрегнато състояние, отчетено с коефициента  $\mu_{eff}$ , изменението на коравината вследствие на нееластичните деформации и пукнатинообразуването може да се определи чрез коефициента  $\varphi_{eff}$ , докато изменението на кривината се определя от коефициента  $\psi_{eff}$ . Съгласно EN1998-6 т.5.2 (1) [56] стоманобетонните комини могат да се оразмерят с коефициент на поведение  $q = 2,5$  за критичните области и  $q = 1,0 \div 1,5$  за останалата част. Коефициентът на поведение се дефинира по следния начин

$$q = \frac{M_e}{M_{eff}} \quad (3.91)$$

където  $M_e$  е огъващия момент в сеченията, който се получава в резултат на идеално еластично поведение на конструкцията (Фиг.3.15) по формулата

$$M_e = EI_{cr} \chi_{eff} \quad (3.92)$$



Фиг.3.15. Зависимост „момент-кривина“ при еластично и нееластично поведение

След заместване на (3.14) и (3.92) в (3.91) се получава

$$q = \frac{EI_{cr} \chi_{eff}}{EI_{eff} \chi_{eff}} = \frac{I_{cr}}{I_{eff}} = \frac{1}{\varphi_{eff}} \quad (3.93)$$

или граничната стойност на относителния ефективен инерционен момент е

$$\varphi_{eff,u} = \frac{1}{q} \quad (3.94)$$

Тогава граничната стойност на  $\mu_{eff,u}$  може да се получи от (3.88). След известни преобразувания се получава

$$\mu_{eff,u} = \sqrt{\frac{\alpha_u \varphi_{eff,u} (1 - \varphi_u)}{\alpha_u \varphi_{eff,u} (1 - \varphi_u) - (1 - \varphi_{eff,u}) \varphi_u}} = \sqrt{\frac{\alpha_u (1 - \varphi_u)}{\alpha_u (1 - \varphi_u) - (q - 1) \varphi_u}} \quad (3.95)$$

Граничната стойност на коефициента  $\psi_{eff,u}$  по формула (3.86) се получава

$$\psi_{eff,u} = q \mu_{eff,u} \quad (3.96)$$

### 3.5. Собствени форми на трептене с отчитане на нееластичното поведение на тялото на комина.

Степента на напрегнато състояние на конструкцията при трептене се изменя съгласно моментните амплитуди на преместванията, респективно кривините на тялото на комина. Максималните усилия се получават при достигане на амплитудни премествания. При вземане под внимание изменение на коравината в зависимост от напрегнатото състояние, динамичното поведение на конструкцията е доста сложно. Изследването на подобно поведение е изключително трудоемко и не винаги възможно. Известно опростяване може да се извърши, като се приеме усреднена стойност на коравината при трептене по собствени форми, което да превърне сложното нееластично в приведено еластично движение. Тази усреднена коравина може да се приеме като средна аритметична на началната и крайната коравина, изразена чрез съответните инерционни моменти, т.е.

$$I_{red} = \frac{I_{cr} + I_{eff,u}}{2} \quad (3.97)$$

Като се вземат под внимание зависимости (3.82) и (3.94) за относителния усреднен инерционен момент  $\varphi_{red}$  се получава

$$\varphi_{red} = \frac{I_{red}}{I_{cr}} = \frac{1 + \varphi_{eff,u}}{2} = \frac{q + 1}{2q} \quad (3.98)$$

Тогава за усреднения приведен огъващ момент се получава

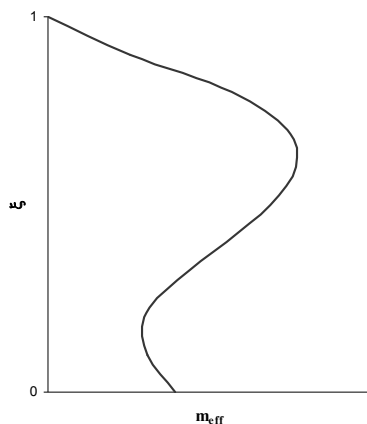
$$\mu_{red} = \sqrt{\frac{\alpha_u \varphi_{red} (1 - \varphi_u)}{\alpha_u \varphi_{red} (1 - \varphi_u) - (1 - \varphi_{red}) \varphi_u}} = \sqrt{\frac{\alpha_u (q + 1) (1 - \varphi_u)}{\alpha_u (q + 1) (1 - \varphi_u) - (q - 1) \varphi_u}} \quad (3.99)$$

Числените стойности на приведения усреднен огъващ момент  $\mu_{red}$  се определят за избрани сечения по височина на тялото на комина, като от тях в следствие може се изведе приблизителна аналитична зависимост  $\mu_{red}(x)$ . Това може да се осъществи само при предварително прието разпределение на механичния коефициент на армиране  $\omega_{sx}(x)$  по височина на комина. Това предварително оразмеряване може да бъде направено от решението, при което сеченията се приемат за ненапукани.

### 3.6. Особенности при оразмеряване на сеченията за сеизмични въздействия

Максималните усилия в сеченията от сеизмични въздействия могат да се получат от модалния анализ чрез средноквадратично комбиниране на усилията от различните форми на трептене (SRSS), получени чрез използване на спектри на реагиране, които дават абсолютните максимуми на усилията за цялото времетраене на динамичното въздействие. Характерна особеност при високите стоманобетонни комини е, че първият собствен период на трептене е по-голям от 2sec, което при използване на спектъра на реагиране съгласно Наредба №2 [3] води до получаване на едни и същи усилия от първа форма на собствени трептения, независимо от стойността на този период. Тази зависимост създава известно удобство, тъй като, поради доста по-голямата модална маса на първа форма спрямо останалите собствени форми на трептене, средноквадратичните усилия в долния край не се променят съществено при промяна на коравината на сечението. Това, обаче, води до значителни разлики с реалното поведение. Използването на проектните спектрите съгласно EN1998-1 [55] води до съответно изменение на усилията от първа форма, което по-коректно отразява реалното състояние.

При високите стоманобетонни комини се оказва, че най-големите средноквадратични моменти се получават в основата на комина, но в бездименсионен вид по формула (3.46) максималните относителни огъващи моменти се получават в средната по височина част от тялото на комина (Фиг.3.16). Това обстоятелство се дължи на факта, че максималните ускорения се получават не от първа форма, а от по-висшите форми на трептене. Тогава в средните по височина участъци се получават усилия, близки по стойност до тези в основата на комина. Имайки предвид намалението на геометричните размери по височина, максималните относителни огъващи моменти се получават в средните участъци на комина.



Фиг.3.16. Общ вид на диаграмата на относителните огъващи моменти от сеизмични въздействия

След получаване на собствените форми по (3.10) и получаване на меродавните огъващи моменти, сеченията е необходимо да бъдат оразмерени за новите усилия. Оразмеряването може да се извърши като диаграмата на получените усилия се наложи върху оразмерителни графики, определящи допустимите огъващи моменти  $\mu_{red}m_{cr}$  при различни механични проценти на

армиране за избраните сечения, за конкретни стойности на коефициента на поведение. Решението се извършва итерационно до достигане на момент, в който при новото оразмеряване не се получават съществени разлики в стойностите на механичните проценти на армиране.

Решението на (3.10) трябва да се извърши в следната последователност:

1. При приета геометрия на комина и фундамента се определят коефициентите  $n_0$  и  $k_0$  по формули (2.59) и (2.98);

2. Извършва се проверка на критерия за загуба на устойчивост (Табл.2.9). При необходимост се коригира инерционния момент на фундамента  $I_f$ ;

3. Извършва се решение на диференциалното уравнение (3.10) при  $\varphi_{red} = 1$  и се определят средноквадратичните стойности на усилията в тялото на комина в идеално еластична постановка с използване на проектни спектри на реагиране;

4. Оразмеряват се сеченията за необходим механичен процент на армиране  $\omega_{sx}(x)$  по височина на комина;

5. За избрани сечения по височина се определят относителните огъващи моменти  $m_{p,cr}$  при пукнатинообразуване в зависимост от стойностите на относителната нормална сила  $n_p$  и приетия механичен процент на армиране чрез числено решение на уравнения (3.47) и (3.48). По същия начин чрез решаване на уравнения (3.71) и (3.72) се определят и граничните относителните огъващи моменти  $m_{p,u}$ ;

6. За същите сечения се определят и стойностите на началните относителни инерционни моменти  $K_{p,0}$  и  $K_{p,u}$  по формули (3.54) и (3.75), както и стойностите на коефициентите  $\alpha_u$  и  $\varphi_u$  по формули (3.87) и (3.81);

7. Определят се числените стойности на приведения усреднен инерционен момент  $\varphi_{red}$  и коефициента за началния инерционен момент  $\phi_0$  за избраните сечения и се съставят приблизителни аналитични зависимости  $\varphi_{red}(x)$  и  $\phi(x)$  по височина на комина. За сеченията, където напрегнатото състояние не предизвиква отваряне на пукнатини  $\varphi_{red} = 1$ ;

8. Извършва се ново решение на диференциалното уравнение (3.10) с така приетите функции  $\varphi_{red}(x)$  и  $\phi(x)$  и се определят новите меродавни стойности на усилията в тялото на комина;

9. Решението се повтаря от стъпка 4 до получаване на сравнително малки разлики в стойностите на механичните проценти на армиране.

### 3.7. Изводи

Предложеното приблизително полуаналитично решение има следните предимства:

- дава възможност за отчитане нееластичната работа на материалите при определяне на началните и крайните коравини на сеченията, както и отчитане изменението на коравината на сеченията в зависимост от степента на пукнатинообразуване;
- сравнително лесно получаване и използване на коректурните функции  $\varphi_{red}(x)$  и  $\phi(x)$ ;
- възможност за прилагане в конструкции с различни коефициенти на поведение.

Недостатъци на решението са:

- точността на решението зависи от броя на сеченията, чрез които се определят аналитичните зависимости за коректурните функции, като те могат да се получат във вид на полиноми от висока степен;
- използването на сложни зависимости за коректурните функции води до затруднения от изчислителна гледна точка, тъй като броят на ненулевите членове в матрицата на коефициентите за определяне на собствените форми се увеличава значително;

Въпреки посочените недостатъци предложеният метод може да намери широко приложение в бъдеще поради сравнително лесното преобразуване на сложното диференциално уравнение (3.7) в проста система линейни уравнения. Трудността за работа с метода се състои основно в решаването на самата система, за което са необходими нови математически методи.

## **Глава 4**

### **Напрегнато и деформирано състояние на вертикалните сечения на стоманобетонни комини от температурни въздействия**

#### **4.1. Увод**

Температурното въздействие по своя характер създава допълнителна деформация в сеченията на черупката без това да се отразява върху глобалната деформирана схема на конструкцията, а само създава изменение на напрегнатото състояние в хоризонталните и вертикалните сечения.

Неравномерните температурни разлики оказват значително въздействие върху напрегнатото и деформирано състояние на вертикалните сечения на комина. Освен това усилията от температура не могат директно да се суперпонираг с усилията от външното натоварване, тъй като зависят от промяната на коравина на сечението от напрегнатото състояние.

В процедурата за определяне на огъващите моменти във вертикалните сечения, описана в т.1.5.1.4.2, отчитането на намалението на коравината в процеса на пукнатинообразуване е прието при съдействие на бетона между пукнатините, което е с постоянна стойност. Това не съответства напълно на реалното поведение на сеченията, тъй като напреженията в бетона между пукнатините постепенно намаляват с увеличаване на натоварването и в краен стадий на пукнатинообразуване тези напрежения спадат до нула. Тогава огъващите моменти в сеченията се получават по-малки от тези, получени по горната процедура. Поради тази причина е необходимо посоченият метод да бъде усъвършенстван с оглед по-точното определяне на съдействието на бетона между пукнатините и отчитане на постепенното намаление на коравината на сеченията.

В настоящата глава е определено специфичното влияние на температурните въздействия върху усилията и деформациите във вертикалните сечения на комина и начина за комбиниране на температурните въздействия с външните натоварвания. Всички зависимости са изведени окончателно в бездименсионен вид.

#### **4.2. Усилия във вертикалните сечения на комина от външно натоварване.**

##### 4.2.1. Огъващи моменти.

Във вертикалните сечения действат огъващи моменти от ветрово натоварване се определят съгласно зависимостта CICIND [40] (8.10)

$$M_{Wh}(x) = 0,09k_t \frac{w_m(x)}{C_D} D(x) \quad (4.1)$$

Съгласно означенията в EN 1991-1-4 [52] формула (2.160) се преобразува в

$$M_{Wh}(x) = 0,09 \frac{q_p(x)}{C_D} D(x) \quad (4.2)$$

където:

$q_p$  е върховата стойност на скоростния напор на вятъра съгласно EN1991-1-4 т. 4.5[52].

Факторът на формата  $C_D$  се получава съгласно СІСІND [40] (7.5). При високи стоманобетонни комини може да се приеме, че  $C_D = 0,7$ .

Тогава огъващият момент във вертикалните сечения се получава

$$M_{Wh}(x) = 0,129q_p(x)D(x) \quad (4.4)$$

#### 4.2.2. Нормални усилия.

Нормалните усилия във вертикалните сечения се получават поради две основни причини:

- скосената форма на комина, при която от собственото тегло се пораждат опънни нормални напрежения;
- еластичното поведение на материала, изразено чрез обобщения закон на Хук, при което се пораждат натискови нормални напрежения.

Нормалните усилия в пръстеновидна посока, породени от скосената форма на тялото на комина, са опънни и за 1м дължина се получават

$$N_{2g}(x) = Q(x).R(x) = \frac{i_D N(x)R(x)}{2\pi R(x)t(x)} = \frac{i_D N(x)}{2\pi t(x)} = i_D R(x)n_p(x)f_{ck} \quad (4.5)$$

където  $n_p(x)$  е относителната нормална сила в хоризонталните сечения по формула (2.154).

Нормалните натискови сили за 1м дължина, получени от обобщения закон на Хук, могат да се изчислят по формулата

$$N_{2e}(x) = \frac{\nu N(x)}{2\pi R(x)t(x)} = \nu n_p(x)f_{ck} \quad (4.1)$$

където  $\nu$  е коефициентът на Poisson на бетона. Съгласно EN1992-1-1 [54] т.3.1.3(4) може да се приеме, че  $\nu = 0,20$ .

Нормалните сили във вертикалните сечения при върха на комина са равни на нула, а при основата достигат максималната си стойност. При огъващите момент във вертикалните сечения тенденцията е обратна. При основата на комина тя те са равни на нула, а при върха достигат максималната си стойност.

От формули (4.5) и (4.6) се вижда, че при  $\frac{AD}{L}R < 0,20$  преобладават натисковите нормални напрежения и обратно, при  $\frac{AD}{L}R > 0,20$  преобладават опънните напрежения. При степен на скосяване  $\frac{AD}{L} = 1\%$  и  $\frac{AD}{L} = 2\%$  съответните гранични стойности на средния радиус са  $R = 20m$  и  $R = 10m$ . Практически радиус на черупката  $R > 10m$  може да се получи при много високи

стоманобетонни комини ( $H > 300m$ ) само в най-долните сечения. Евентуалните резултатни опънни напрежения при  $R > 10m$ , получени от разликата между съответните опънни и натискови напрежения, не са съществени като стойност в сравнение с останалите усилия. Поради тази причина обикновено нормалните усилия във вертикалните сечения не се вземат под внимание.

#### **4.3. Усилия във вертикалните сечения на комина от температурни въздействия**

##### 4.3.1. Общи положения

В стадий на ненапукано сечение коравината на сечението е постоянна и нарастването на огъващите моменти е монотонно с нарастване на кривината. При определена гранична стойност на кривината  $1/\rho_{cr}$  и съответния огъващ момент  $M_{cr}$  опънните напрежения в бетона достигат неговата опънна якост и сечението се напуква. В мястото на пукнатината работи единствено опънната армировка. Между пукнатините съществува съдействие между бетона и армировката, което води до намаление на опънните напрежения в бетона. При последващо нарастване на кривината, тези напрежения постепенно нарастват отново до опънната якост на бетона и съответно до образуване на нова пукнатина. Процеса на образуване на пукнатини води да прогресивно намаляване коравината на сечението и съответно на изменението на стойността на огъващите моменти. Степента на регресия на коравината при напукване определя тенденцията на промяната на реактивните моменти. Граничните усилия се достигат при стадий на напълно напукване, където носещата способност на сечението, респективно съдействието между бетона и армировката в зоните между пукнатините, се изчерпва напълно. Това състояние съответства на гранична кривина  $1/\rho_u$ , крайна коравина  $I_u$  и граничен огъващ момент  $M_u$ .

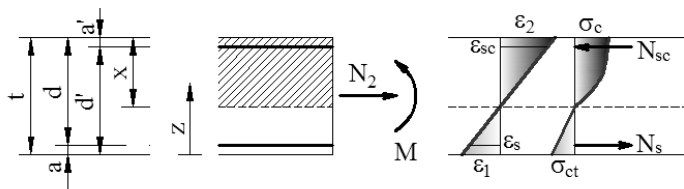
При определянето на влиянието на температурното въздействие върху напрегнатото и деформирано състояние на вертикалните сечения на комина са приети следните предпоставки:

- равнинните сечения остават осреднено равнинни и след натоварване;
- в опънната зона в място на пукнатина бетонът не се взема под внимание;
- извън областта на пукнатините съществува връзка между бетон и армировка;
- напреженията в бетона и армировката се определят от съответните им деформации;
- температурните деформации са разпределени линейно по дебелина на стената;
- работните диаграми на бетона и армировката са съгласно т.1.5.3.2 ;
- процентът на армиране на вертикалните сечения е разпределен поравно за вътрешната и външната пръстеновидна армировка;
- якостта на опън на бетона  $f_{ctm}$  се изчислява съгласно EN13084-2 [50] т.5 (т. 3.3.1.2);
- модулът на еластичност на бетона в опънната зона се приема както в т.3.3.1.2.

##### 4.3.2. Коравина на вертикално сечение без пукнатини.

Пукнатинообразуваният момент  $M_{cr}$  се получава при достигане на гранична опънна деформация  $\varepsilon_{ct}$ , при която максималните опънни напрежения в бетона достигат до якостта му на опън (Фиг.4.2), т.е.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{ct} = \frac{f_{ctm}}{E_{ctm}} = \frac{f_{ctm}}{3000\sqrt{f_{ck}}} \quad (4.7)$$



Фиг.4.2. Напрегнато и деформирано състояние на вертикално сечение без пукнатини

Площете на опънната и натисковата армировки са приети за еднакви, т.е.

$$A_s = A_s' = \frac{\rho_v t}{2} \quad (4.9)$$

Механичният процент на армиране на вертикалните сечения се изчислява по формулата

$$\omega_{sv} = \rho_{sv} \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (4.10)$$

Относителната височина на натисковата зона се получава с израза

$$\xi_x = \frac{x}{t} \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_1 = \chi t (1 - \xi_x) \quad (4.14)$$

Разпределението на деформациите по височина на сечението е:

$$\varepsilon(z) = \varepsilon_1 - \chi z = \chi t (1 - \xi_x - \xi_z) \quad (4.15)$$

където

$$\xi_z = \frac{z}{t} \text{ е относителна координата} \quad (4.16)$$

Деформациите в армировката са съответно:

- в опънната зона

$$\varepsilon_s = \varepsilon(a) = \varepsilon_1 - \chi a = \chi t (1 - \xi_x - \xi_a) \quad (4.17)$$

където

$$\xi_a = \frac{a}{t} \text{ е относително положение на армировката в опънната зона} \quad (4.18)$$

- в натисковата зона

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon(t - a') = \varepsilon_1 - \chi(t - a') = -\chi t (\xi_x - \xi'_a) \quad (4.19)$$

където

$$\xi'_a = \frac{a'}{t} \text{ е относително положение на армировката в натисковата зона} \quad (4.20)$$

Напреженията в бетона са:

- в опънната зона (при  $0 \leq z \leq t - x$ )

$$\sigma_c(z) = E_{ctm} \varepsilon(z) = 3000(1 - \xi_x - \xi_z) \chi t \sqrt{f_{ck}} \quad (4.21)$$

- в натисковата зона (при  $t - x \leq z \leq t$ )



$$\begin{aligned}\sigma_c(z) &= 1000\varepsilon(z)[1 - 250\varepsilon(z)]f_{ck} = \\ &= 1000(1 - \xi_x - \xi_z)[1 - 250\chi t(1 - \xi_x - \xi_z)]\chi f_{ck}\end{aligned}\quad (4.22)$$

Напреженията в опънатата армировка са:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s = 500 f_{yk} \varepsilon_s = 500 \chi t (1 - \xi_x - \xi_a) f_{yk}\quad (4.23)$$

Напреженията в натисковата армировка са:

$$\sigma_{sc} = E_s \varepsilon_{sc} = 500 f_{yk} \varepsilon_{sc} = -500 \chi t (\xi_x - \xi'_a) f_{yk}\quad (4.24)$$

Уравненията за статическо равновесие се получават:

$$N_2 = 250 \chi t^2 f_{ck} \left[ \frac{6(1 - \xi_x)^2}{\sqrt{f_{ck}}} - 2\xi_x^2 + (1 - 2\xi_x - \xi_a + \xi'_a) \omega_{sv} + \frac{1000}{3} \xi_x^3 \chi t \right]\quad (4.35)$$

$$M = 125 \chi t^3 f_{ck} \left\{ \frac{2(1 - \xi_x)^2(1 + 2\xi_x)}{\sqrt{f_{ck}}} + 2\xi_x^2 \left( 1 - \frac{2}{3} \xi_x \right) + \frac{500}{3} \chi t \xi_x^3 (2 - \xi_x) \right. \\ \left. + [(1 - \xi_x - \xi_a)(1 - 2\xi_a) + (\xi_x - \xi'_a)(1 - 2\xi'_a)] \omega_{sv} \right\}\quad (4.36)$$

Както и при определяне на началните коравини на хоризонталните сечения (т.3.3.1.3) и тук могат да се въведат величините „относителна нормална сила” и „относителен огъващ момент” за вертикалните сечения с изразите

$$n_{pv} = \frac{N_2}{f_{ck}}\quad (4.37)$$

$$m_{pv} = \frac{M}{t^2 f_{ck}}\quad (4.38)$$

След заместване на (4.35) и (4.36) в (4.37) и (4.38) се получават

$$n_{pv} = 250 \chi t \left[ \frac{6(1 - \xi_x)^2}{\sqrt{f_{ck}}} - 2\xi_x^2 \left( 1 + \frac{500}{3} \xi_x \chi t \right) + (1 - 2\xi_x - \xi_a + \xi'_a) \omega_{sv} \right]\quad (4.39)$$

$$m_{pv} = 125 \chi t \left\{ \frac{2(1 - \xi_x)^2(1 + 2\xi_x)}{\sqrt{f_{ck}}} + 2\xi_x^2 \left( 1 - \frac{2}{3} \xi_x \right) + \frac{500}{3} \chi t \xi_x^3 (2 - \xi_x) \right. \\ \left. + [(1 - \xi_x - \xi_a)(1 - 2\xi_a) + (\xi_x - \xi'_a)(1 - 2\xi'_a)] \omega_{sv} \right\}\quad (4.40)$$

Ако  $a = a'$  изрази (4.39) и (4.40) добиват вида

$$n_{pv} = 250 \chi t \left[ \frac{6(1 - \xi_x)^2}{\sqrt{f_{ck}}} - 2\xi_x^2 \left( 1 + \frac{500}{3} \xi_x \chi t \right) + (1 - 2\xi_x) \omega_{sv} \right]\quad (4.41)$$

$$m_{pv} = 125 \chi t \left[ \frac{2(1 - \xi_x)^2(1 + 2\xi_x)}{\sqrt{f_{ck}}} + 2\xi_x^2 \left( 1 - \frac{2}{3} \xi_x \right) + \frac{500}{3} \chi t \xi_x^3 (2 - \xi_x) \right. \\ \left. + (1 - 2\xi_x)^2 \omega_{sv} \right]\quad (4.42)$$

Имайки предвид изложеното в т.4.2.2, относителните пукнатиннообразуващи моменти  $m_{pv,cr}$  се намират при относителна нормална сила  $n_{pv,cr} = 0$  при достигане на условие (4.7).

Граничната опънна деформация на бетона при образуване на пукнатина  $\varepsilon_{ct}$  по формула (4.7) за най-често използваните класове бетон е дадена в Табл.4.1.

Табл.4.1. Гранична опънна деформация на бетона

Клас на бетона	Дебелина $t$ [m]						
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
C25/30	2.056E-04	1.706E-04	1.532E-04	1.407E-04	1.302E-04	1.206E-04	1.117E-04
C30/37	2.062E-04	1.710E-04	1.537E-04	1.411E-04	1.305E-04	1.210E-04	1.121E-04
C35/45	2.073E-04	1.720E-04	1.545E-04	1.418E-04	1.312E-04	1.216E-04	1.127E-04

Стойностите на  $\xi_{x,cr}$  зависят от дебелината на стената поради влиянието ѝ върху якостта на опън на бетона.

Инерционният момент на сечението при поява на пукнатина  $I_{cr}$  с вземане предвид наличието на армировка и нелинейно поведение на бетона в натисквата зона се получава по формула (3.53), където след заместване на (4.38) се получава

$$I_{cr} = \frac{m_{pv,cr}}{\chi_{cr} t} \frac{t^3 f_{ck}}{E_{cm}} = 12 \frac{m_{pv,cr}}{\chi_{cr} t} \frac{f_{ck}}{E_{cm}} I \quad (4.2)$$

където

$$I = \frac{t^3}{12} \text{ е геометричният инерционен момент на сечението.} \quad (4.3)$$

При малки дебелини и минимално армиране, инерционният на сеченията при пукнатинообразуване е значително по-малък от геометричния поради развитието на значителни пластични деформации в бетона, както и по-малкия модул на еластичност на бетона в опънната зона. При значителен процент на армиране се постига съществено закоравяване.

#### 4.3.3. Гранична коравина на сеченията.

Ефективният инерционен момент на сечението в процеса на пукнатинообразуване  $I_{eff}$  зависи от моментното напрегнато състояние съгласно (3.14). Граничният инерционен момент при изчерпване на съдействието между бетона и армировката в опънната зона  $I_u$  се получава от напрегнатото и деформирано състояние в мястото на пукнатина. Относителният огъващ момент  $m_{pv}$  и деформациите се определят при липса на нормални сили и на напрежения в бетона в опънната зона, т.е. при  $N_2 = 0$ .

Ако  $a = a'$  изрази (4.41) и (4.42) добиват вида

$$n_{pv} = 250 \chi t \left[ -2\xi_x^2 \left( 1 + \frac{500}{3} \xi_x \chi t \right) + (1 - 2\xi_x) \omega_{sv} \right] \quad (4.45)$$

$$m_{pv} = 125 \chi t \left[ 2\xi_x^2 \left( 1 - \frac{2}{3} \xi_x \right) + \frac{500}{3} \chi t \xi_x^3 (2 - \xi_x) + (1 - 2\xi_x)^2 \omega_{sv} \right] \quad (4.46)$$

Граничната стойност на относителния огъващ момент  $m_{pv,u}$ , който може да поеме сечението, може да се приеме съгласно СІСІND [41] т.6 при достигане на границата на границата на провлачване на опънната армировка. Тогава

$$\varepsilon_s = \varepsilon_y = 0,002 \quad (4.47)$$

а граничната относителна кривина от (4.17) се получава

$$\chi_{u^t} = \frac{\varepsilon_s}{1 - \xi_x - \xi_a} = \frac{0,002}{1 - \xi_x - \xi_a} \quad (4.48)$$

След заместване на (4.48) в (4.45) и като се има предвид, че  $n_{pv} = 0$ , граничната относителната височина на натисковата зона  $\xi_{x,u}$  може да се получи от решението на следното кубично уравнение:

$$\frac{2}{3} \xi_x^3 - (1 - \xi_a - \omega_{sv}) \xi_x^2 - \left( \frac{3}{2} - \xi_a \right) \omega_{sv} \xi_x + \frac{1}{2} (1 - \xi_a) \omega_{sv} = 0 \quad (4.49)$$

Стойностите на  $\xi_{x,u}$  са относително стабилни, тъй като дебелината на стената не оказва влияние, както при начало на пукнатинообразуване. Може да бъде изведена следната приблизителна аналитична зависимост

$$\xi_{x,u} = \omega_{sv}^{0,085} - 0,646 \quad (4.4)$$

При слабоармираните сечения граничният относителен момент е между 2 и 3 пъти по-голям от пукнатинообразуващия, докато при силно армиране това отношение надвишава 10 пъти при по-големи дебелини на сеченията.

Граничният инерционен момент на сечението  $I_u$  се получава аналогично на (4.43) по формулата

$$I_u = 12 \frac{m_{uv,u}}{\chi_{u^t}} \frac{f_{ck}}{E_{cm}} I \quad (4.51)$$

При слабоармираните сечения крайната гранична коравина намалява значително спрямо тази в момента на пукнатинообразуване, като това намаление може да достигне до около 80%. При средно и силно армираните сечения стойността на коравината спада между 20% и 50%.

#### 4.3.4. Усилия от неравномерни температурни разлики.

Големините на деформациите, предизвикани от неравномерна температурна разлика, се определят по формулата

$$\varepsilon_t(z) = \alpha_t \Delta T(z) \quad (4.52)$$

Неравномерната температурна разлика се определя от топлотехническите изчисления на стоманобетонния комин с вземане предвид на топлоизолацията и сезонните изменения на външната температура, което не е предмет на настоящото изследване.

При прието линейно разпределение на деформациите от температура по височина на сечението, температурната разлика предизвиква ефективна вътрешна кривина в сечението, която се определя с израза

$$\chi_T = \frac{\varepsilon_t}{t} = \frac{\alpha_t \Delta T}{t} \quad (4.53)$$

Тази кривина съответства на огъващ момент, стойността на който зависи от ефективната коравина на сечението с вземане предвид степента на пукнатинообразуване и се получава по формулата

$$M_T = E_{cm} I_{eff} \chi_T \quad (4.54)$$

До момента на образуване на първа пукнатина сечението работи с ефективен инерционен момент  $I_{eff} = I_{cr}$  по формула (4.43). Температурната разлика, която съответства на този момент, се получава, като в зависимости (4.53) се замести кривината при пукнатинообразуване  $\chi_{cr}$ :

$$\Delta T_{cr} = \frac{\chi_{cr} t}{\alpha_t} \quad (4.55)$$

За приети разстояния до центъра на тежест на армировките  $a = a' = 0,045m$  за клас на бетона C25/30 температурните разлики при пукнатинообразуване са дадени в Табл.4.9.

Процентът на армиране не оказва съществено влияние върху температурните разлики при пукнатинообразуване и на практика може да бъде пренебрегнат и уравнения (4.39) и (4.40) да бъдат опростени. Този извод не е валиден за температурните разлики  $\Delta T_u$ , при които се изчерпва съдействието на бетона между пукнатините.

Табл.4.1. Температурна разлика при пукнатинообразуване

Механичен процент на армиране $\omega_{sv}$	Дебелина на стената $t$ [m]						
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
0.20	7.35	12.21	16.46	20.16	23.32	25.94	28.04
0.40	7.43	12.34	16.63	20.37	23.57	26.22	28.33
0.60	7.50	12.45	16.78	20.55	23.77	26.45	28.58
0.80	7.55	12.54	16.90	20.70	23.95	26.64	28.79
1.00	7.60	12.62	17.01	20.83	24.09	26.81	28.97

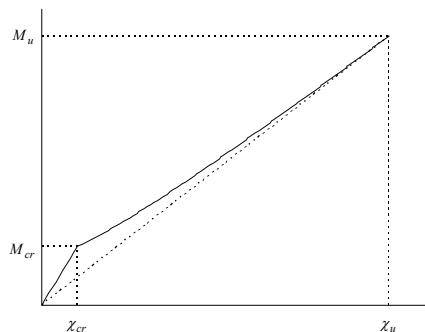
При температурна кривина  $\chi_u > \chi_T > \chi_{cr}$  ефективният инерционен момент трябва да се определи в зависимост от степента на напукване. Последният следва да се получи по формула (3.88), но при известна кривина  $\chi_{eff} = \chi_T$ . След известни преобразувания и използвайки въведените в т.3.3.2 означения се получава следното квадратно уравнение:

$$(\alpha - \alpha\varphi_u + \varphi_u)\psi_{eff}^2 \varphi_{eff}^2 - \varphi_u\psi_{eff}^2 \varphi_{eff}^2 - \alpha(1 - \varphi_u) = 0 \quad (4.56)$$

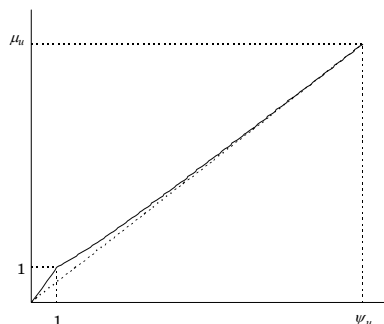
с реален корен

$$\varphi_{eff} = \frac{\varphi_u\psi_{eff} + \sqrt{\varphi_u^2\psi_{eff}^2 + 4\alpha(\alpha - \alpha\varphi_u + \varphi_u)(1 - \varphi_u)}}{2(\alpha - \alpha\varphi_u + \varphi_u)\psi_{eff}} \quad (4.57)$$

Зависимостите „момент-кривина” в дименсионен и бездименсионен вид „приведен огъващ момент-относителна кривина” са показани на Фиг.4.12 и Фиг.4.13.



**Фиг.4.12.** Зависимост „момент-кривина“ от неравномерни температурни разлики в дименционна форма



**Фиг.4.13.** Зависимост „приведен огъващ момент-относителна кривина“ от неравномерни температурни разлики в бездименционна форма

#### 4.4. Комбиниране на усилията от температура с усилията от външно натоварване.

Усилията във вертикалните сечения на комина от външно натоварване се получават в резултат от действието на ветровото въздействие. Тъй като нормалните усилия се пренебрегват (т.4.2.2) напрегнатото състояние се определя само от огъващия момент, получен по формула (4.4). До поява на пукнатина деформациите в сечението се получават по формули (4.39) и (4.40) при  $N_2 = 0$ . Относителният пукнатинообразуващ момент се определя със зависимост (4.42). При приложен огъващ момент, по-голям от пукнатинообразуващия, ефективният инерционен момент се определя съгласно (3.88), а ефективната кривина се определя по формулата

$$\chi_{eff} = \frac{M}{E_{cm} I_{eff}} \quad (4.58)$$

Комбинирането между усилията от външното натоварване и усилията от неравномерни температурни разлики е трудно поради различните механизми на реагиране на конструкцията. Въпреки това напрегнатото и деформираното състояния и при двата механизма е сходно, което може да се използва като въздействие от единия тип се приравни към въздействие от другия тип. Освен това съгласно предложения в т.3.3.2 модел зависимостите „момент – кривина“ (Фиг.3.10 и Фиг.3.11) съвпадат напълно. Тогава двете въздействия могат да бъдат суперпонирани. Възможни са два варианта:

- известният огъващ момент от ветровото въздействие се приравнява към определена температурна разлика;
- известната температурна разлика се приравнява към огъващ момент, получен от фиктивно външно натоварване.

Първият вариант е по-лесен за използване, тъй като кривината  $\chi_T$  е в пряка връзка с температурната разлика  $\Delta T$  съгласно (4.53) и зависимостта „относителен момент-относителна кривина” може лесно да се трансформира в зависимост „относителен момент-температурна разлика”. От нея за максималния относителен огъващ момент от ветровото въздействие се отчита температурната разлика  $\Delta T_w$ . Тогава допустимата реална температурна разлика от двете страни на сечението ще се получи по формулата

$$\Delta T_{\max} = \Delta T_u - \Delta T_w \quad (4.5)$$

Последователността на прилагане на отделните въздействия при така приетия модел не е от значение.

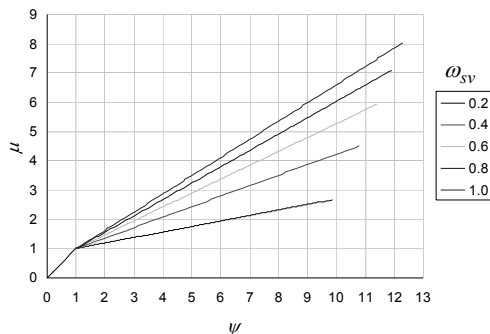
#### 4.5. Капацитивни диаграми

Въз основа на изведените по-горе зависимости могат да бъдат построени капацитивни криви в бездимензионна форма във вида, показан на Фиг.4.13.

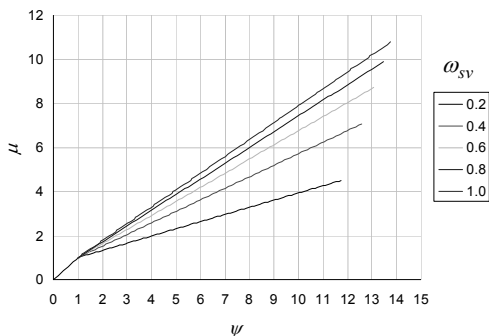
За бетона клас C25/30 при различни дебелини на сеченията и механични проценти на армиране капацитивните диаграми са дадени на Фиг.4.15 до Фиг.4.21.

#### 4.6. Изводи

Процентът на армиране в пръстеновидна посока оказва много голямо влияние върху капацитетите на вертикалните сеченията за поемане на температурни и ветрови усилия. При големи механични проценти на армиране крайната коравина не се променя значително спрямо първоначалната, докато граничната относителна кривина достига стойности до 15 пъти по-големи от началната относителната кривина при пукнатинообразуване. Максималните огъващи моменти, които могат да поемат сеченията до провлачване на опънната армировка варират от 8,03 до 12,40 пъти по-големи от пукнатинообразуващите моменти.



Фиг.4.1. Капацитивни криви за стоманобетонно сечение с дебелина  $t = 0,20\text{m}$



**Фиг.4.2.** Капацитивни криви за стоманобетонно сечение с дебелина  $t = 1,00m$

Обратно, резултатите при слабоармираните сечения показват, че сравнително малко повишаване на огъващия момент води до значителни деформации и достигане на провлачване при огъващи моменти между 2,70 и 5,30 пъти по-големи от пукнатинообразуващите моменти.

Изведените зависимости в бездимензионна форма са удобни за практическо оразмеряване на стоманобетонни сечения с дебелина  $t = 0,20 \div 1,40m$ . Предложения метод за определяне на изменението на коравината при пукнатинообразуване е приложим винаги, когато са известни началните и крайните огъващи моменти и деформации.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Предложеното решение на хомогенното диференциално уравнение за собствените честоти и форми на трептене на стоманобетонните комини чрез използване на Диференциалния Трансформационен Метод има редица предимства пред съществуващите методи, изразяващи се в:

- възможност за по-коректно дефиниране на измененията на физическите и геометрични характеристики на конструкцията;
- получаване на решения на линейното диференциално уравнение с произволен вид на коефициентите, което е необходимо условие за изследване динамичното поведение на стоманобетонните комини с отчитане на изменението на коравината в зависимост от напрегнатото състояние на сеченията.

Изведените зависимости в бездименсионен вид могат да послужат като основа за определяне на напрегнатото и деформирано състояние на пръстеновидни стоманобетонни сечения за всички случаи на нецентричен натиск. По този начин могат да бъдат получени съответните носещи способности на сеченията за целите на оразмеряването за всяко гранично състояние.

Предложения полуаналитичен метод за определяне на динамичните характеристики на високи стоманобетонни комини с отчитане на нелинейното поведение на материалите и степента на пукнатинообразуване създава възможност да се получат по-близки до реалните стойности на величините. Изведените бездименсионни зависимости са удобни за използване при конструкции с различни коефициенти на поведение.

Проведените в дисертационния труд изследвания на високите стоманобетонни комини дават основание за формулиране на следните основни изводи:

- при определяне на динамичните характеристики влиянието на нормалните сили може да се пренебрегне при  $n_0 < 1$ ;
- ротационната деформативност на фундамента оказва съществено влияние върху стойностите на собствените честоти и следва да се взема под внимание;
- необходимият брой собствени форми на трептене за получаване на меродавните усилия при високи комини могат да се приемат не повече от четири;
- нелинейното поведение на бетона на натиск и по-малката стойност на неговия модул на еластичност в опънна зона съществено намаляват началната коравина на сеченията, особено при малки стойности на процента на армиране;
- необходимо е да се дефинират критични зони и в горната част на комина, където се получават големи относителни огъващи моменти от сеизмични въздействия, които да се оразмеряват за коефициент на поведение  $q = 2,5$ . Ако тези критични области обхващат значителен процент от дължината на комина, тогава цялата конструкция може да се изчисли за максимален коефициент на поведение.

Диференциалният Трансформационен Метод е приложим за всички инженерни задачи, при които решенията се свеждат до решаване на линейни диференциални уравнения. Използването му в сложни пространствени динамични модели с променлива геометрия е възможно, но все още трудно реализируемо. За това са необходими нови математически методи за решение на системите линейни уравнения за получаване на собствените вектори. При статически задачи този проблем не съществува.



## **НАСОКИ ЗА БЪДЕЩИ ИЗСЛЕДВАНИЯ**

1. Изследвания върху напрегнатото и деформирано състояние на хоризонтални сечения с отвори.
2. Извеждане на зависимости за определяне на усилията в стоманобетонни комини от ветрови въздействия съгласно EN1991-1-4.
3. Определяне носещите способности на хоризонтални сечения с и без отвори.
4. Изследвания върху напрегнатото и деформирано състояние на земната основа.
5. Извеждане на зависимости за оразмеряване на фундаментната конструкция на стоманобетонни комини.

## **НАУЧНИ И НАУЧНОПРИЛОЖНИ ПРИНОСИ НА ДИСЕРТАЦИОННИЯ ТРУД**

1. Изведено е решение на диференциалното уравнение за определяне на собствените форми на стоманобетонни комини при променлива по височина геометрия с отчитане наличието на нормални сили и поддаваемост на фундамента;
2. Дадени са препоръки за случаите, когато е необходимо да се изследва влиянието на нормалните сили при определяне на динамичните характеристики на стоманобетонните комини;
3. Определени са граничните стойности на параметрите на влияние на нормалните сили и ротационната деформативност на фундамента, при които конструкцията достига до състояние на загуба на устойчивост;
4. Предложена е подобрена зависимост за определяне на напрегнатото и деформирано състояние на сеченията в процеса на развитие на пукнатини;
5. Разработено е приблизително полуаналитично решение на задачата за определяне на динамичните характеристики на стоманобетонните комини с оглед нееластичното поведение на материалите и степента на пукнатинообразуване.
6. Определени са в бездименсионен вид зависимости за определяне на началните и крайни коравини на хоризонтални и вертикални сечения;
7. Дефинирана е процедура за оразмеряване на стоманобетонните комини от динамични въздействия с отчитане намалението на коравината в зависимост от напрегнатото състояние.

## **СПИСЪК С ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМАТА НА ДИСЕРТАЦИЯТА**

1. Павлов, И. „Сравнителен анализ на носещата способност на стоманобетонни комини, подложени на температурни въздействия”, Международна научна конференция „Проектиране на сгради и съоръжения”, Варна, 2008
2. Павлов, И. „Носеща способност на хоризонтално сечение на стоманобетонен комин с отчитане на нелинейното поведение на материалите”, Научен Алманах на ВСУ, Варна, 2010

