



ИНТЕРАКЦИОННИ ДИАГРАМИ НА СТОМАНОБЕТОННИ ЯДРА

Станислав Цветков, Халим Ахмед
st.cvetkov@vsu.bg

*Висше строително училище „Любен Каравелов“-София
Строителен факултет, катедра „Строителни конструкции“
ул. „Суходолска“ 175
БЪЛГАРИЯ*

Ключови думи: стоманобетонни ядра, интеракционни диаграми, MS Excel

Резюме: Целта на настоящия доклад е да се състави алгоритъм чрез програмиране за определяне на интеракционни диаграми (връзка „огъващ момент-нормална сила“), при който изчислителен процес входните данни да са параметрични.

Съставени са процедури в среда на MS EXCEL за анализ-проверка на носещата способност на нецентричен натиск на стоманобетонни ядра с форма на П и L-напречни сечения.

В доклада са показани като вид напречните сечения при стоманобетонните стенни конструкции, като е дадено определение за ядро. Дадена е дефиниция за интеракционна диаграма, както и начинът за построяването на кривата (изрази за: деформациите, напрежения в бетона и армировката, усилия). Показано е условното разделяне (трансформиране) на П-ядро, съответно в I- и T-форми, за действието на огъващи моменти в различните посоки. За анализите са посочени съответните случаи и подслучаи, и условия за стойността на натисковата зона.

Първият, вторият и третият примери са съответно: за П-ядро (с приети геометрични размери) със съответните трансформации; L-контур (с приети геометрични размери), анализиран като L-напречно сечение с условията за T-сечението; L-контура, анализиран чрез трансформация в T-сечение, реализирани чрез теоретичните постулати. При предварително приета надлъжна армировка (брой и разстояние между прътите, клас армировъчна стомана), съответно за крайни усиленни зони и стебла, при вариране с класовете бетон по якост на натиск, са построени интеракционните диаграми.

Накрая на доклада са дадени изводи от проведените решения.

Анализът на стоманобетонни ядра, подложени на действието на огъващ момент и нормална сила (нецентричен натиск) е сложен и трудоемък изчислителен процес. Съществуват редица програмни продукти, с помощта на които изчислителната работа се улеснява и съкращава. Настоящият доклад има за цел да покаже решения- проверки на носещи способности на сложни като геометрия (различни от правоъгълни) стоманобетонни елементи, при които решения не се използват специализирани софтуерни продукти.

1. Видове напречни сечения на стоманобетонните стенни конструкции

Формите на напречното сечение на стоманобетонните конструктивни стени (противоземетръсни „шайби“) е продиктувано от тяхното местоположение, съобразено с архитектурното разпределение и функционалното им предназначение [1]. СТЕНИТЕ С УШИРЕНИЯ В КРАИЩАТА [2], наричани „дъмбелни“ (bar bell) стени са с изразени колони (изпълняващи точно функциите на крайни усиленни зони)- имат изразен общ стабилитет и по-добра дуктилност от правоъгълните стени. Размерите им могат да се регулират от процентите на армиране и възможностите за вписване в архитектурната скица (решение). Стеблото (средната част между уширенията) може да бъде и по-тънко от размерите на колоните. При преобладаваща рамкова или смесена конструктивни системи, крайните колони представляват стабилни опори за ригелите на рамките. При безредови подови конструкции, работата на плочата при продънване е подобрена при наличието на такива стени с уширения. Съставените от интегрални единици „ансамбли“ (но конструирани като едно цяло!) стоманобетонни стени е прието в строителната практика да се наричат ЯДРА. Като ядра могат да класифицират: П, Ш, О и други затворени (и полузатворени контури, тристранно заградени), обединени със свързващи греди („щурцове“). Типичен пример за такива вертикални П- образни в план елементи са асансьорните шайби („шахти“) [3]. Частен случай на ядра са: Т, L, I и др. производни (отворени контури, без затваряне на контура). Конструкции на L-ансамбли (две ъглови стени) от конструктивни стени за осигуряването на сеизмичната устойчивост на сградите, се налага с цел „укрепване“ в двете перпендикулярни посоки на едно и също място (условие при фасада с прозорци или голямо вътрешно поле без зидове, *например*, т.е. липса на пространство, но необходимост от вертикален елемент).

Интеракционната диаграма е крива, която показва носещата способност на дадено напречно сечение (при зададени геометрични размери и с точно определена надлъжна армировка), която се получава чрез свързването на n-броя двойки разрезни усилия: M-N. За една точка от интеракционната диаграма $(M_j; N_j)$, при x_j :

а) деформации:

$$\varepsilon_{sn} = -\varepsilon_{cu,3} \cdot \frac{d_n - x_j}{x_j} \geq -\varepsilon_{ud} \rightarrow \begin{cases} \varepsilon_c = \varepsilon_{cu,3} \\ \varepsilon_{si} = -\varepsilon_c \cdot \frac{d_i - x}{x} \end{cases}; \quad \varepsilon_{sn} = -\varepsilon_{cu,3} \cdot \frac{d_n - x_j}{x_j} < -\varepsilon_{ud} \rightarrow \begin{cases} \varepsilon_{sn} = -\varepsilon_{ud} \\ \varepsilon_c = \varepsilon_{ud} \cdot \frac{x_j}{d_n - x_j} \\ \varepsilon_{si} = -\varepsilon_c \cdot \frac{d_i - x_j}{x_j} \end{cases}$$

б) напрежения в бетона и армировката:

$$\xrightarrow{(\lambda=0,8).x_j} (\eta=1) \cdot \left[f_{cd} = \frac{(\alpha_{cc} = 0,85) \cdot f_{ck}}{(\gamma_c = 1,5)} \right]; \quad \sigma_{s,i} = \begin{cases} -f_{yd} \leftarrow \varepsilon_{si} \leq -\varepsilon_{syd} \\ \varepsilon_{si} \cdot E_s \leftarrow -\varepsilon_{syd} \leq \varepsilon_{si} \leq \varepsilon_{syd} \\ f_{yd} \leftarrow \varepsilon_{si} \geq \varepsilon_{syd} \end{cases}$$

в) усилия:

$$\begin{cases} N_j = A_c \cdot f_{cd} + \sum_{i=1}^n A_{s1,i} \cdot \sigma_{s,i} \\ M_j = A_c \cdot f_{cd} \cdot (CG_{\text{цялото сечение}} - CG_{\text{натисквата зона}}) + \sum_{i=1}^n A_{s1,i} \cdot \sigma_{s,i} \cdot (CG_{\text{цялото сечение}} - d_i) \end{cases}$$

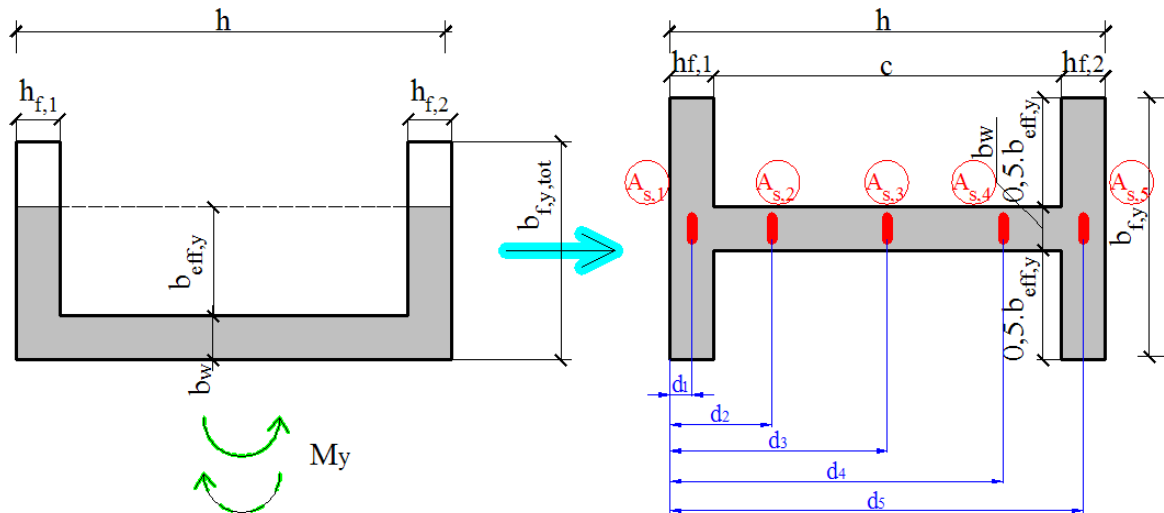
2. Процедури за анализ на II-ядро [2]

2.1. Изследване от влиянието на огъващ момент M_y

Извършва се само „транслиране“ (\downarrow) на поясите (ляв и десен едновременно) на изходната фигура, до центриране с оста (средата) на стеблото, при която операция:

Максимални стойности:

$$\begin{cases} b_{\text{eff},y} = b_{f,y,\text{tot}} - b_w \\ b_{f,y} = 0,5 \cdot b_{\text{eff},y} + b_w + 0,5 \cdot b_{\text{eff},y} \end{cases}$$



Фиг. 1 - Еквивалентно напречно сечение на бетона (трансформация II→I)

Табл. 1. Условия за височината на натисковата зона x , при основните случаи и подслучаи

Основни случаи	Условия	Подслучаи	Условия
I	$x \leq h_f$	I a	$\lambda \cdot x \leq h_f$
II	$h_f < x \leq h_f + c$	II a	$\lambda \cdot x \leq h_f$
		II b	$h_f < \lambda \cdot x \leq h_f + c$
III	$h_f + c < x \leq h$	III a	$h_f < \lambda \cdot x \leq h_f + c$
		III b	$h_f + c < \lambda \cdot x < h$
IV	$x > h$	IV a	$h_f < \lambda \cdot x \leq h_f + c$
		IV b	$h_f + c < \lambda \cdot x \leq x$
		IV c	$x = h$

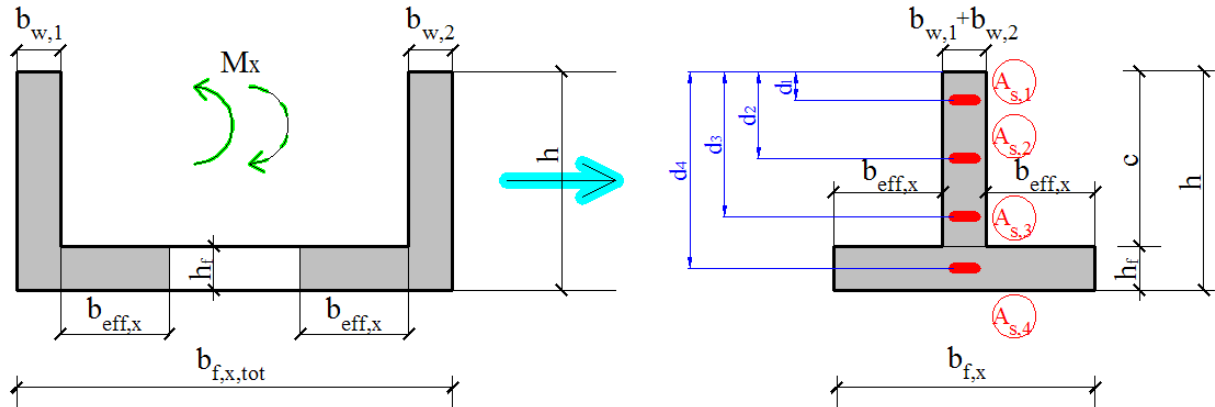
2.2. Изследване от влиянието на огъващ момент M_x

Извършва се само „транслиране“ ($\rightarrow \leftarrow$) на стеблата и поясите (едновременно левите части и десните, като „комплекти“) на изходната фигура, до разминаването на поясите (и частите от стеблата), при която операция:

Максимални стойности:

$$b_{\text{eff},x} = \frac{b_{f,x,\text{tot}} - (b_{w,1} + b_{w,2})}{2}$$

$$b_{f,x} = b_{\text{eff},x} + (b_{w,1} + b_{w,2}) + b_{\text{eff},x}$$



Фиг. 2 - Еквивалентно напречно сечение на бетона (трансформация II→T)

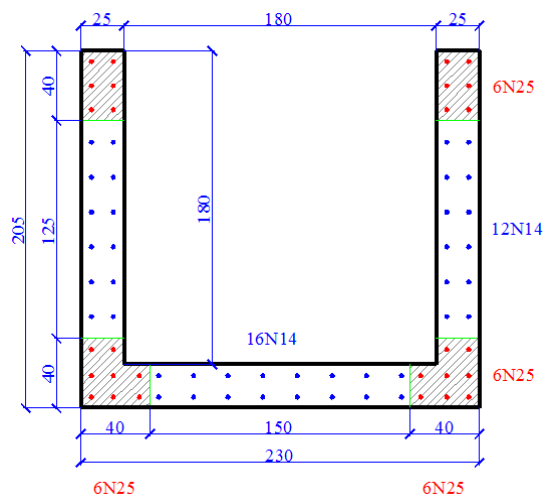
Табл. 2. Условия за височината на натисковата зона x , при основните случаи и подслучаи

Основни случаи	Условия	Подслучаи	Условия
I	$x \leq c$	I a	$\lambda \cdot x \leq c$
II	$c < x \leq c + h_f$	II a	$\lambda \cdot x \leq c$
		II b	$c < \lambda \cdot x \leq h_f + c$
III	$x > h$	III a	$\lambda \cdot x \leq c$
		III b	$c \leq \lambda \cdot x < x$
		III c	$\lambda \cdot x = h$

2. Решения на примери

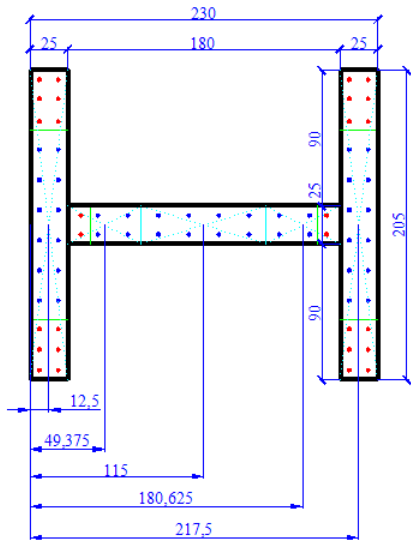
Разгледаните примери са за „класическата“ дебелина на стените 25 cm, при използвани материали: класове бетони: C20/25; C25/30; C30/37; клас стомана B500B (анализ за DCM). Минимално бетонно покритие $c_{\text{ном}} = 5 \text{ cm}$.

Решенията са съгл. Фиг. 3 и Фиг. 6. Разработени са интеракционни диаграми в среда на MS Excel, при предварително е приета вертикалната носеща армировка за крайни усилени зони (К.У.З.) и стъбла (участъци между К.У.З.).



стъбло: N14/20 cm

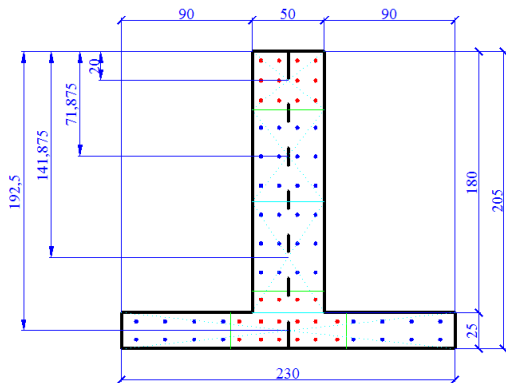
Фиг. 3 – Основно напречно сечение-геометрия и приети армировки



Фиг. 4 – Трансформация на основното напречно сечение (от Фиг. 3), съгл. Фиг. 1

Табл. 3. Площи на групите армировки и разстояния до най-външен ръб на сечението, по Фиг. 4, съгл. Фиг. 1

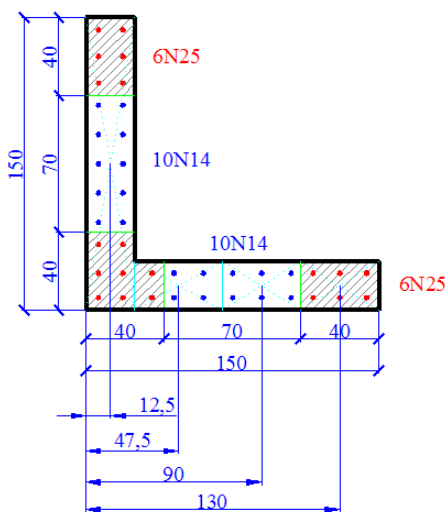
$\sum A_{sl,i} = \sum n_j \cdot A_{sl,j}, [\text{cm}^2]$	$d_i, [\text{cm}]$
$A_{s1} = 12.4,91 + 12.1,539 = 77,388$	$d_1 = 12,5$
$A_{s2} = 2.4,91 + 4.1,539 = 15,976$	$d_2 = 49,375$
$A_{s3} = 8.1,539 = 12,312$	$d_3 = 115$
$A_{s4} = 2.4,91 + 4.1,539 = 15,976$	$d_4 = 180,625$
$A_{s5} = 12.4,91 + 12.1,539 = 77,388$	$d_5 = 217,5$



Фиг. 5 – Трансформация на основното напречно сечение (от Фиг. 3), съгл. Фиг. 2

Табл. 4. Площи на групите армировки и разстояния до най-външен ръб на сечението, по Фиг. 5, съгл. Фиг. 2

$\sum A_{sl,i} = \sum n_j \cdot A_{sl,j}, [\text{cm}^2]$	$d_i, [\text{cm}]$
$A_{s1} = 12.4,91 = 58,92$	$d_1 = 20$
$A_{s2} = 12.1,539 = 18,468$	$d_2 = 71,875$
$A_{s3} = 12.1,539 + 4.4,91 = 38,108$	$d_3 = 141,875$
$A_{s4} = 16.1,539 + 12.4,91 = 83,544$	$d_4 = 192,5$



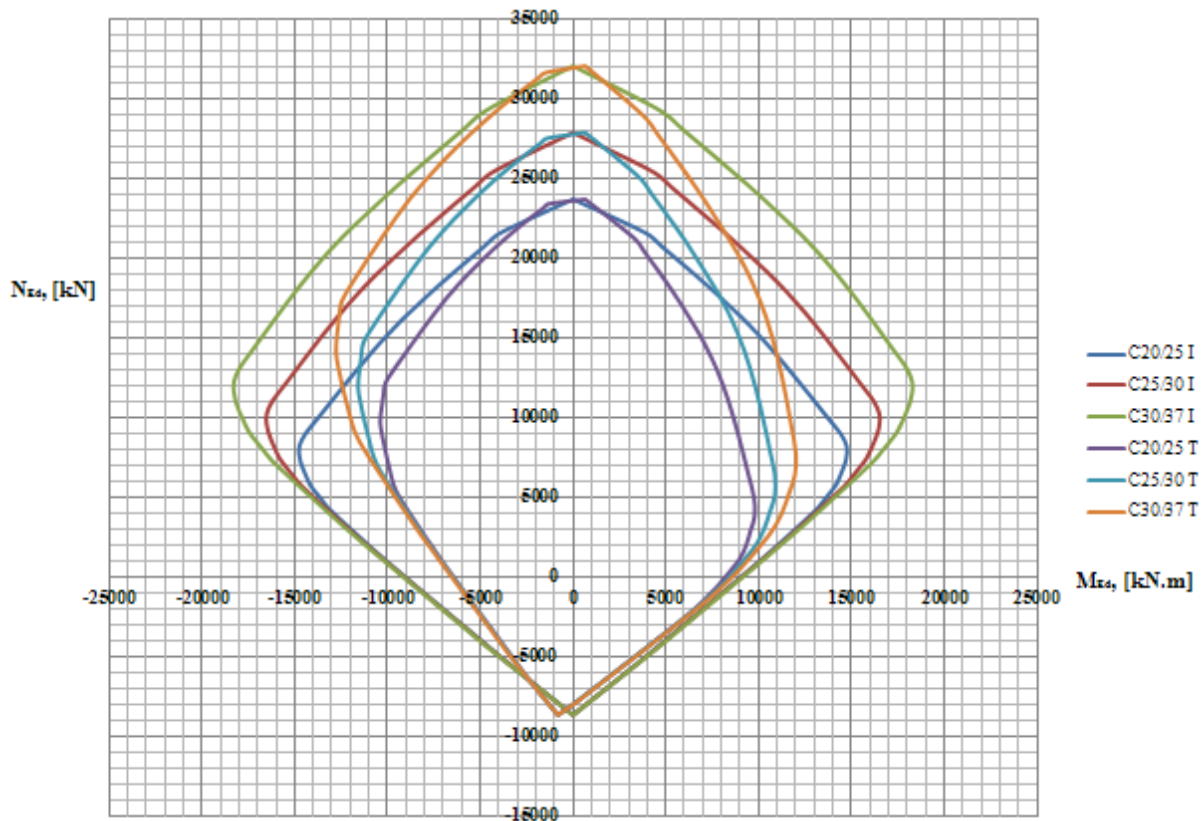
Фиг. 6 – Основно напречно L-сечение

Табл. 5. Площи на групите армировки и разстояния до най-външен ръб на сечението, съгл. Фиг. 6

$\sum A_{sl,i} = \sum n_j \cdot A_{sl,j}, [\text{cm}^2]$	$d_i, [\text{cm}]$
$A_{s1} = 12.4,91 + 10.1,539 = 74,31$	$d_1 = 12,5$
$A_{s2} = 2.4,91 + 4.1,539 = 15,976$	$d_2 = 47,5$
$A_{s3} = 6.1,539 = 9,234$	$d_3 = 90$
$A_{s4} = 6.4,91 = 29,46$	$d_4 = 130$

Анализът се извършва съгл. Фиг. 2.

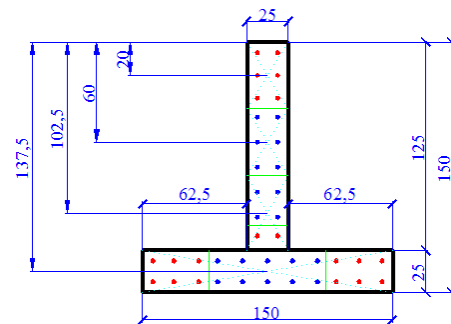
стебло: N14/15 cm



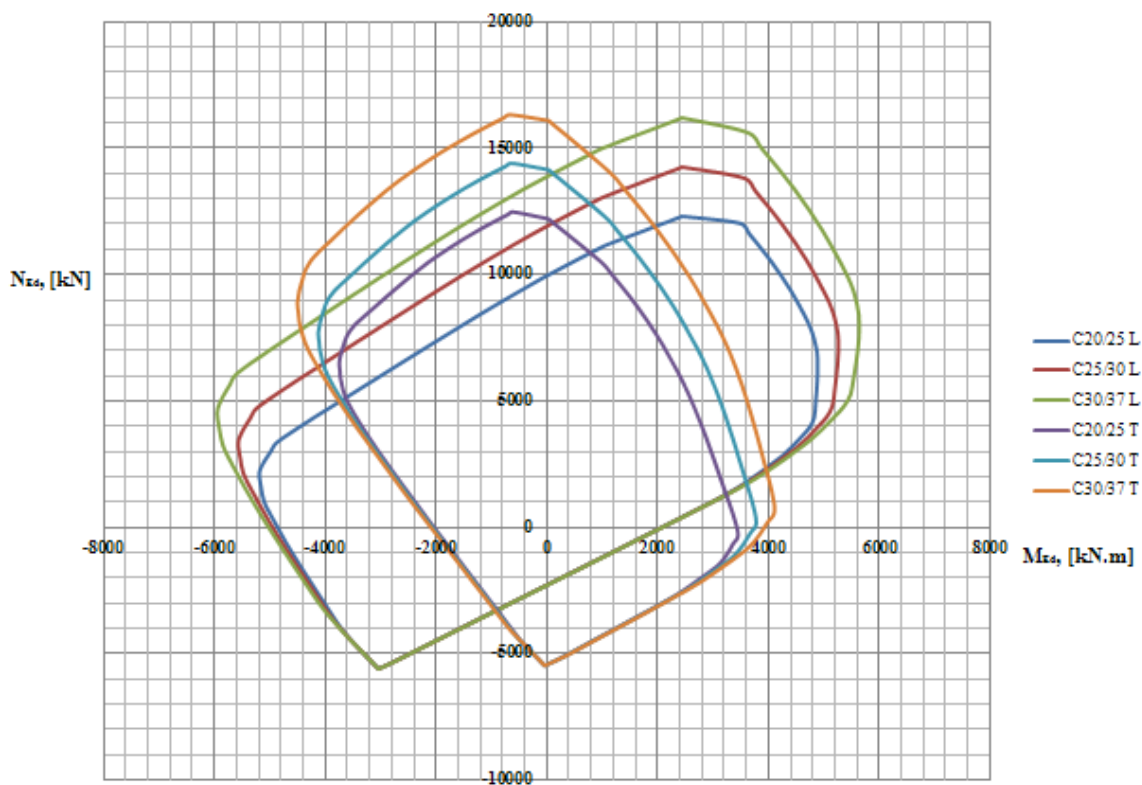
Фиг. 7 – Интеракционна диаграма на стоманобетонно сечение, трансформации $\text{II} \rightarrow \text{I}$ и $\text{II} \rightarrow \text{T}$ (съгл. Фиг. 3, Фиг. 4 и Фиг. 5, Табл. 3 и Табл. 4)

Табл. 6. Площи на групите армировки и разстояния до най-външен ръб на сечението, съгл. Фиг. 6 (при преход от основното сечение към Т-сечение, съгл. Фиг. 2 и Фиг.8)

$\sum A_{s1,i} = \sum n_j \cdot A_{s1,j}, [\text{cm}^2]$	$d_i, [\text{cm}]$
$A_{s1} = 6.4,91 = 26,46$	$d_1 = 20$
$A_{s2} = 6.1,539 = 9,234$	$d_2 = 60$
$A_{s3} = 4.1,539 + 2.4,91 = 15,976$	$d_3 = 102,5$
$A_{s4} = 12.4,91 + 10.1,539 = 74,31$	$d_4 = 137,5$



Фиг. 8- Преход L→Т



Фиг. 9 – Интеракционна диаграма на стоманобетонно сечение, L- напречно сечение и трансформация L → T (съгл. Фиг. 6 и Фиг. 8, Табл. 5 и Табл. 6)

4. Изводи:

- както е видно от диаграмите (Фиг. 7, Фиг. 8 и Фиг. 9) най-голяма носеща способност има сечението с най-висок клас бетон C30/37, а най- малка- това с C20/25;
- при трансформацията П→I, се наблюдава по-голямо „разгръщане“ по абсцисата (поемане на по-голям огъващ момент), докато при: П→Т - „разгръщането“ на диаграмата е по ординатата (поемане на по-голяма нормална сила), но ординатните „разгръщания“ във върха се доближават с П→Т;
- разликите в носимоспособностите (в зависимост от класа бетон), съгласно диаграмите са само в квадранти I и II, а в квадранти III и IV почти няма разлики;
- не е препоръчително L-напречно сечение да се трансформира в Т и да се проведе процедура, съгл. Фиг. 2 (наблюдава се „широчинно“ и знакопроменливо различие при двата подхода);
- стените с уширения („дъмбелни“) могат да се изследват по процедурата за анализ с I-трансформацията (директно!), съгл. Фиг. 1.

Процедурите ще бъдат предоставени на студентите за ползване при разработване на техните дипломни проекти, като бъдат качени в платформата MOODLE на ВСУ „Л. Каравелов“-София.

ЛИТЕРАТУРА:

- [1] Георгиев Г., Цветков Ст., Методическо ръководство за разработване на курсов проект по Стоманобетонни конструкции, част Първа, глава Втора, Стенни конструктивни системи, ВСУ, С., 2013
- [2] Милев Й., Еврокод 8, Сеизмично проектиране на стоманобетонни конструкции, част Първа: Практическо ръководство, КИИП, С., 2012
- [3] Рангелов Р., Цанев Д., Лилкова Св., Статическо изследване на асансьорните шахти като затворени призматични черупки, сп. Строителство, год. XXIX- 2/1982

INTERACTIONS DIAGRAMS OF R.C. CORES

Stanislav Tsvetkov, Halim Ahmed

st.cvetkov@vsu.bg

*University of Structural Engineering & Architecture (VSU) “Lyuben Karavelov”-Sofia
Faculty of Constuction, Department “Building Structures
175 Suhodolska, str.
BULGARIA*

Key words: *R.C. cores, Interactions Diagrams (M-N), MS Excel*

Abstract: *The purpose of this report is to compile an algorithm by programming for make to interactive diagrams (a bending moment-normal force relationship) in which the input process data are parametric.*

With MS EXCEL are made procedures for analysis-verification of the non-center-pressed R.C. cores. Cores has shape of cross section- Π and L.

In the report are shown as a cross sections of reinforced concrete wall constructions. There are definition for a core. There is a definition of an interaction diagram, as well as the way of constructing the curve (expressions for: deformations, tensions in concrete and reinforcement bars, effort). Are shown the conditional separation (transformation) of the Π -core, respectively in I and T forms, is shown for the action of bending moments in the different directions. The analyzes the relevant cases and sub-cases and conditions for the value of the pressure zone.

The first, second and third examples are respectively: for the Π -core (with shown geometric dimensions) with the corresponding transformations; L-contour (with shown geometric dimensions) analyzed as L-cross-section with T-section conditions; L-contour, analyzed by transformation in T-section, realized through theoretical postulates. The report draws conclusions and interaction diagrams are constructed: in the case of accepted longitudinal reinforcement (number and spacing between reinforcement bars, class of reinforcement steel), respectively for final reinforced zones and stalks, in case of varying concrete strength classes.