

AZƏRBAYCAN RESPUBLİKASI TƏHSİL NAZİRLİYİ

AZƏRBAYCAN MEMARLIQ VƏ İNŞAAT

UNİVERSİTETİ

İNŞAAT KONSTRUKSİYALARI KAFEDRASİ

SOLTANOV ÇİNGİZ ŞƏRAFƏDDİN OĞLU

MAGİSTR DİSSERTASİYASI

**YÜKSƏK MƏRTƏBƏLİ BİNALARDA VERTİKAL VƏ
ÜFİQİ ELEMENTLƏRİN BİRİLƏŞMƏ DÜYÜNLƏRİNİN
HƏLLİ YOLLARI**

Elmi rəhbər:

Texnika üzrə fəlsəfə doktoru, dosent

Hüseyn Artıkoğlu Xəlilov

Bakı -2017

Mündəricat.

Giriş	4
I. Yüksəkmərtəbəli mülki binaların konstruksiyaları.	9
1.1. Binaların konstruktiv sxemləri.	9
1.2. Əsas vertikal (şaquli) konstruksiyalar.	13
II. Yüksəkmərtəbəli çərçivələrin hesablanması haqqında məlumat.	15
2.1. En kəsiklərin təxmini seçilməsi.	15
2.2. Yüklərin təsirləri	16
2.3. Hesabi qüvvələr və en kəsiklərin seçilməsi.	21
2.4. Üfüqi yerdəyişmələr.	22
2.5. Dinamiki xarakteristikalar.	25
III. Yüksəkmərtəbəli karkas və panel binaların üfüqi yüklərə hesabı haqqında məlumat.	27
3.1. Hesabi sxemlər və yüklər	27
3.2. Çərçivə-rabitəli sistem.	30
3.3. Diafraqmalarla kombine edilmiş çərçivə-rabitəli sistem.	31
3.4. Eynitipli boşluqlu diafraqmalardan istifadə edilməklə alınmış rabitəli sistem.	35
3.5. Layihələndirmə təcrübəsində λ və ν^2 parametrlərinin göstəriciləri.	38
3.6. Cədvəllər üzrə hesabat.	40
IV. Layihələndirilən bina haqqında ümumi məlumat.	42
4.1. Ümumi hissə.	42
4.2. Memarlıq-planlaşdırma.	42
4.3. İstilik və soyuq təchizatı.	43


4.4. Ventilyasiya.	45
4.5. Yanğın siqnalı.. . . .	45
4.6. Televiziya şəbəkələri.	46
4.7. Su kəməri.	46
4.8. Kürəbənd.	46
4.9. Antiseysmik tədbirlər.	47
4.10. Konstruksiya bölməsi.	47
Binanın hesabatı zamanı alınan nəticələr.	59
Ədəbiyyat.	71

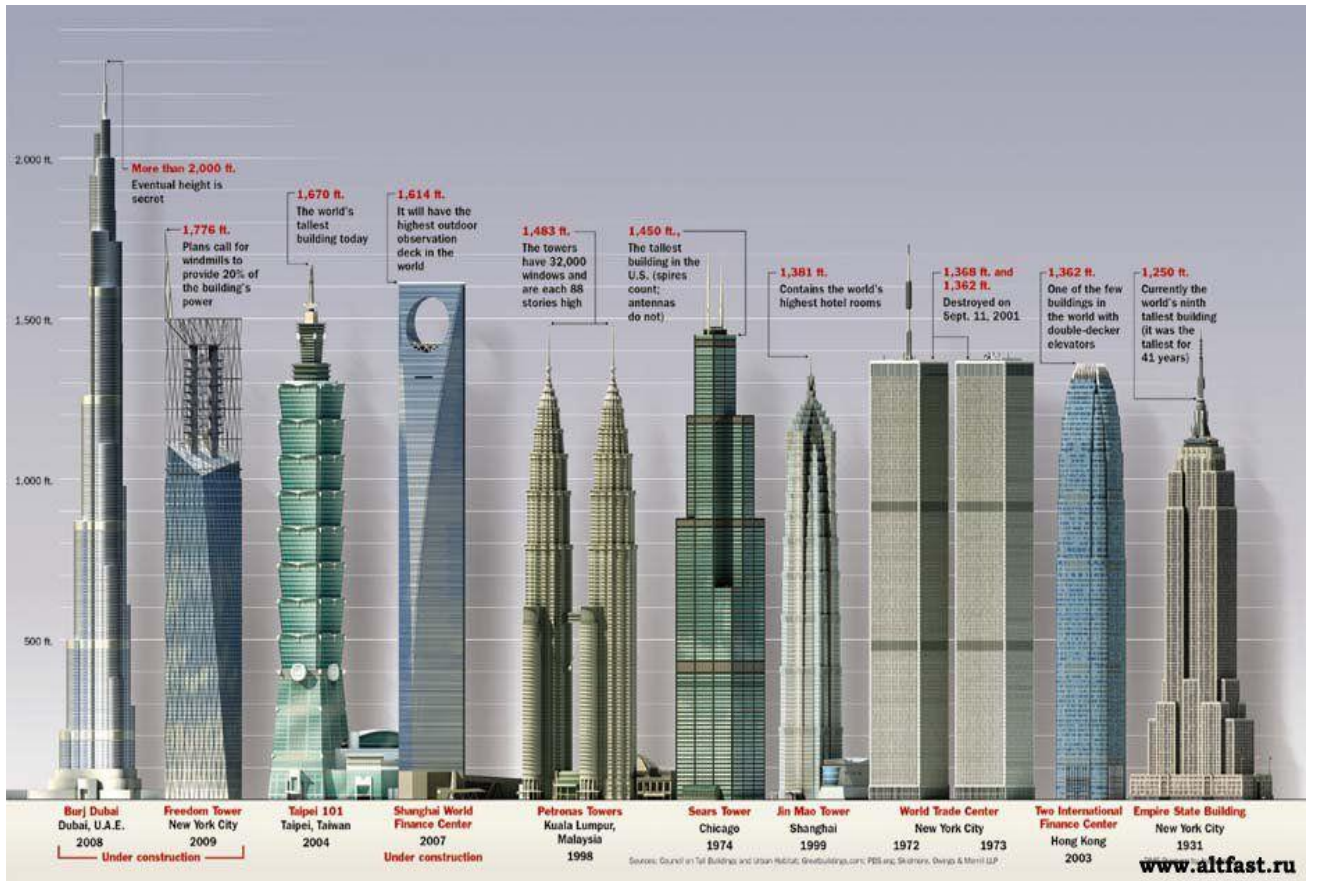
İşin ümumi xarakteristikası.

Mövzunun aktualığı.

Yüksəkmərtəbəli binalar arasında ilk inşa edilənlərdən olan "The Home Insurance Building" 1885-ci ildə Çikaqo Şəhərində inşa edilmişdir. Bu binanın hündürlüyü 55 m, mərtəbələrinin sayı isə 12 olmuşdur. Çox təssüf ki bu yüksək mərtəbəli bina 1931-ci ildə sökülüb. Bundan sonra bir çox yüksək mərtəbəli binalar tikilib və sökülüb. Bu binalardan "New York World Building" (1890-1955-ci illər H=94 m N=20 mərtəbə), "Manhattan Life Insurance Building" (1894-1930-ci illər H=106 m N=18 mərtəbə). Yüksək mərtəbəli binalardan bu günümüzə qədər gəlib çatan Nyu-York şəhərində olan "Park Row Building" binası olmuşdur. Binanın hündürlüyü 119 m, mərtəbələrinin sayı isə 30 olmuşdur və bundan sonra Wool-worth Building 241 m (N= 57 mərtəbə, Nyu-York 1913-cü il), Empire State building 381 m (H= 448 m, N=102 mərtəbə), World Trade Center (özlüyündə Nyu-Yorkda iki binanı birləşdirir, hündürlüyü 442 m-dir) və başqaları bu tip binaların sürətlə tikilməsinə daha da təkan verdi.

Son illər hündürmərtəbəli binalar Malaziyada, Taivanda, Çində əsasən də BƏƏ (Dubay) -da inşa edilir. Bu ölkələr arasında ən çox mərtəbəliliyi olan bina Dubayda inşa edilib. Beləki həmin binanın hündürlüyü 828 m-dir. "Burc-Xəlifə" adlanan binanın forması stalaqmiti xatırladır və qüllə assimetrik quruluşa malikdir. Göydələnin 163 mərtəbəsi var. Onun sahəsi 1 milyon kv. metrden çoxdur. Bu bina Qitələr üzrədə ən hündür mərtəbəli binası seçilmişdir.

Qitə	Bina	Şəkil	Hündürlüyü, m	Mərtəbələrin sayı	İstismara verdiyi il	Şəhər
Asiya	Bürç Xəlifa		828	163	2009	 Dubay
Afrika	Carlton Centre		223	50	1973	 Yohannesburq
Şimali Amerika	Uillis Tauer		443,2	110	1973	 Çikaqo
Cənubi Amerika	Gran Torre Santiago		300	64	2013	 Santyaqo
Avropa	Mercury City Tower		339	75	2013	 Moskva
Avstraliya və Okeaniya	Q1 Tower		323	78	2005	 Qold-Kost



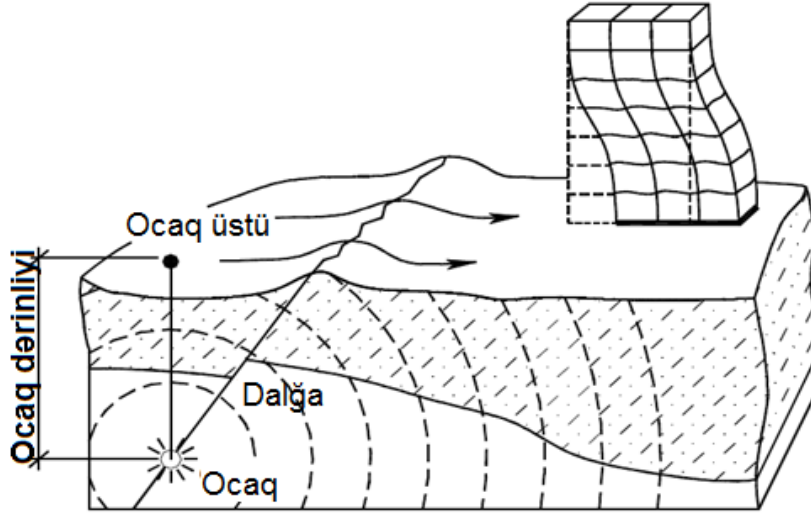
Respublikamızda yüksəkmərtəbəli binalar əsasən paytaxt Bakı şəhərində inşa edilir və belə binaların sayı zaman keçdikcə daha da artmaqdadır. Bunlara misal olaraq “The Crescent Development Project” “Socar tower”, “Azərsu”nun ofis binası, “Alov qüllələri” Neft fondunun binası “SOFAZ” , Vergilər Nazirliyi yeni inzibati binası və s. binalar göstərmək olar.

Yüksəkmərtəbəli binaların tikintisində təcrübəli olan ölkələr əsasən ABŞ və Yaponiyadır. Azərbaycanda bu təcrübə son 10-15 il ərzində inkişaf edir və etməkdədir. Bunu tələb edən əsas səbəblərdən biri də ölkəmizin vacib iqtisadi region olmalıdır.

Yüksəkmərtəbəli binaların az mərtəbəlilərdən fərqi onların sərtlik və müqavimətinin üfüqi təsirlər zamanı (külək, seysmika) hesabının və layihələndirilməsinin çətinliyidir. Baxmayaraq ki, külək yüklərinin hesabı üçün xeyli sayda hesablama üsulları mövcuddur, lakin seysmik yüklərə hesabat haqda bunu demək olmaz. Buna baxmayaraq seysmika sahəsində müəyyən qədər materiallar toplanmışdır. Bu sahənin tanınmış alimləri F.Omori, M.Bio, Mononobe, Zavriyev, Corc Alfred və başqalarıdır.

Sözü gedən binalar şaquli istiqamətdə inkişaf etmiş sistem kimi müxtəlif faktorlardan yaranan təsirləri dəqiq hesablamağı tələb edir. Bu halda hər bir konstriksiyanın dəqiq olaraq vəziyyətini müəyyən etmək, dayanıqlılığını tədqiq etmək üçün konstruksiyanın müxtəlif vaxtlarda və istismar zamanı necə işləməsi haqqında məlumatlara əsasən onların hesablama metodlarını müəyyən etmək və həm statiki həm də dinamik yüklərə təsiri zamanı özlərini necə aparmaları haqda çoxlu məlumat toplamaq, bu yüklərin nə dərəcədə böyük olmasını, onların binalara və binaların ayrı-ayrı elementlərinə necə təsir etməsini bilmək lazımdır. Seysmika hesabı zamanı müxtəlif rəqs formalarından yaranan

gərginliklər, yerdəyişmələr dəqiq analiz edilməlidir. Çünki sistemə təsir edən ən təhlükəli faktor seysmikadır.



Seysmik dalğaların binaya təsiri

Yüksək mərtəbəli binalarda yalnız çərçivələrdən yığılan daşıyıcı sistem üfüqi yüklərin təsiri zamanı həm iç qüvvələr həm də yerdəyişmələr baxımından istənilən nəticəni sərtlik diafraqmaları olmadan verə bilməzlər. Diafraqmaların əsas işi üfüqi yüklərə qarşı sərtliyi artırmaqdır. Bir sözlə belə binaların konstruktiv sxemini **çərçivə-rabitəli** sistemə uyğun götürməliyik.

Ümumiyyətlə hesabat zamanı deformasiyaların az olması və sistemin yaxşı işləməsi üçün layihələndirmədə binanın sərtlik və ağırlıq mərkəzlərini üst-üstə salmağa çalışmalıyıq.

İşin tədqiqat obyektı: 9 mərtəbəli monolit dəmir-beton karkaslı binadır.

İşin tədqiqat predmeti: 9 mərtəbəli monolit dəmir-beton binanın vertikal və üfiqi elementlərinin birləşmə düyünlərinin həlli araşdırılmasıdır.

İşin elmi yeniliyi.

Bina Lira 9.6 hesablama proqramı ilə hesablanaraq onun vertikal və üfiqi birləşmə düyünlərinin gərginlik deformasiya halı müəyən edilmiş və bir neçə konstruksiya elementləri üçün armaturlaşdırma aparılmışdır. Bu zaman hündürmərtəbəli binalarda çox zaman rast gəlinməyən rigelsiz örtükdən istifadə olunmuşdur. Binanın konstruktiv sxemi elə qəbul edilmişdir ki, (Özəkli əlaqəli sistem) eninə və boyuna istiqamətdə binanın sərtiliyi adi rigelli sistemlərdən pis alınmamışdır. Bu örtüyün özəklə davamlı (kəsilməz) birləşməsilə əlaqədardır

I. Yüksəkmərtəbəli mülki binaların konstruksiyaları.

1.1.Binaların konstruktiv sxemləri.

Yüksəkmərtəbəli dəmir-beton binalar əsasən 9 – 16 bəzən də 20 mərtəbəli layihələndirilir. Qabarit parametrlərin unifikasiyası və konstruktiv elementlərin tipləşdirilməsi tələbi ilə sütunlar və rigellərin şəbəkəsi, yükdaşıyan divarların addımı və mərtəbələrin hündürlüyü təyin olunur.

Dəmir-beton konstruksiyalardan əsasən yaşayış binaları, mehmanxanalar və digər ictimai iaşə obyektlərinin tikintisində istifadə olunur.

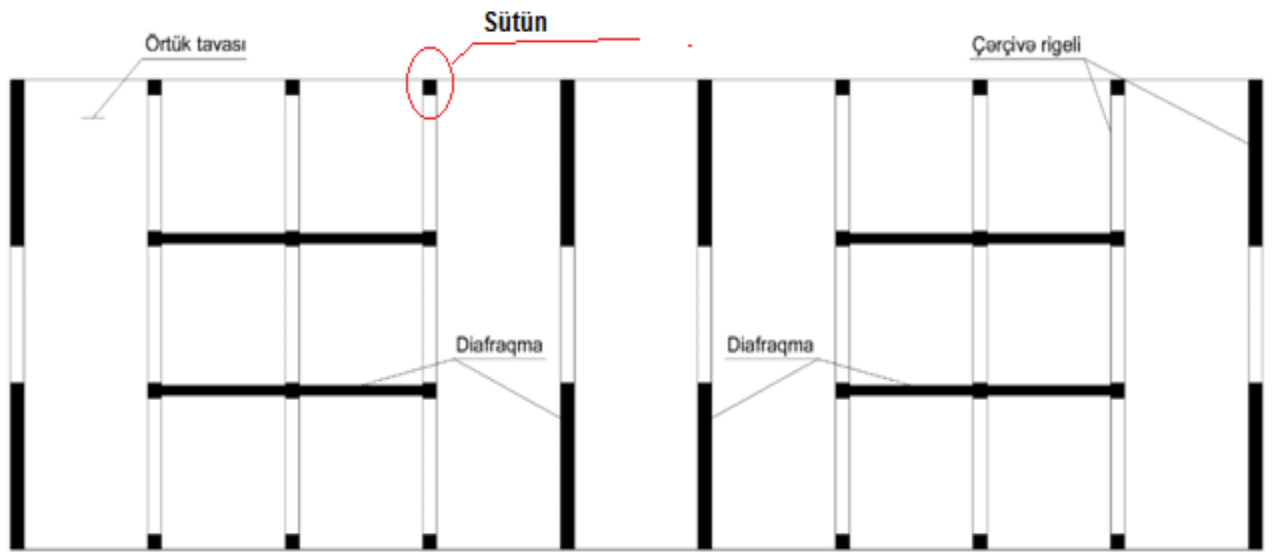
Yüksəkmərtəbəli karkas binalarda əsas yükdaşıyan konstruksiyalar dəmir-beton çərçivələr, şaquli divarlar (diafraqmalar),sütunlar ,rigellər və onları bir-birinə bağlayan örtüklərdir. Üfüqi yüklərin təsirindən şaquli elementlərdə yaranan əyintilər (yerdəyişmələr) örtüyün işi nəticəsində azalır və örtük şaquli elementləri bir-biri ilə bağlayaraq üfüqi rabitə rolunu oynayır, bununlada konstruksiyanın ümumi sərtliyini artırır.

Hündürmərtəbəli binalarda istismar keyfiyyətini artırmaq üçün əsas tələblərdən biri onun üfüqi yüklərinin və təsirlərə qarşı müqavimətini təmin etməkdir. Belə binalarda lazımi fəza sərtliyi, konstruktiv sxemlərin kompozitsiyasının müxtəlif variantları və əsasəndə üfüqi yükləri müxtəlif formada qəbul etməsi ilə əldə olunur.

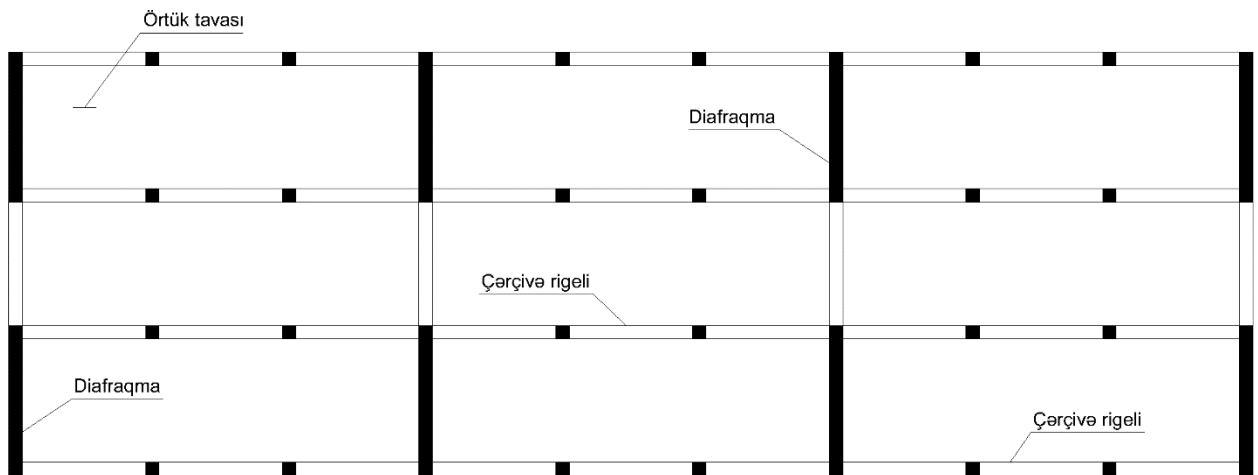
Hündürmərtəbəli çərçivəyə təsir edən üfüqi yükləri şaquli konstruksiyalar birgə qəbul edir və karkas konstruksiya eninə istiqamətdə çərçivə-rabitəli sistemə uyğun işləyir. Uzununa istiqamətdə isə həmin şaquli rabitənin olması konstruksiyanı rabitəli sistemdə işlədir (Şəkil 1).

Şaquli rabitələr (diafraqmalar) eninə, bina isə uzununa istiqamətdə yerləşdikdə konstruksiya eninə istiqamətdə rabitəli, uzununa istiqamətdə isə çərçivəli sistem kimi işləyir (Şəkil 2).

Adı çəkilən konstruktiv sxemlər aşağıda göstərilmişdir.



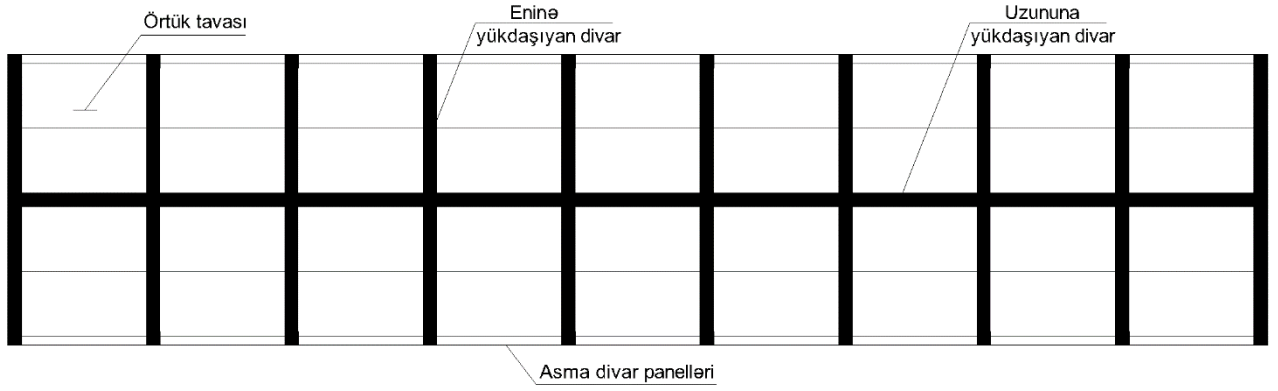
Şəkil 1.



Şəkil 2.

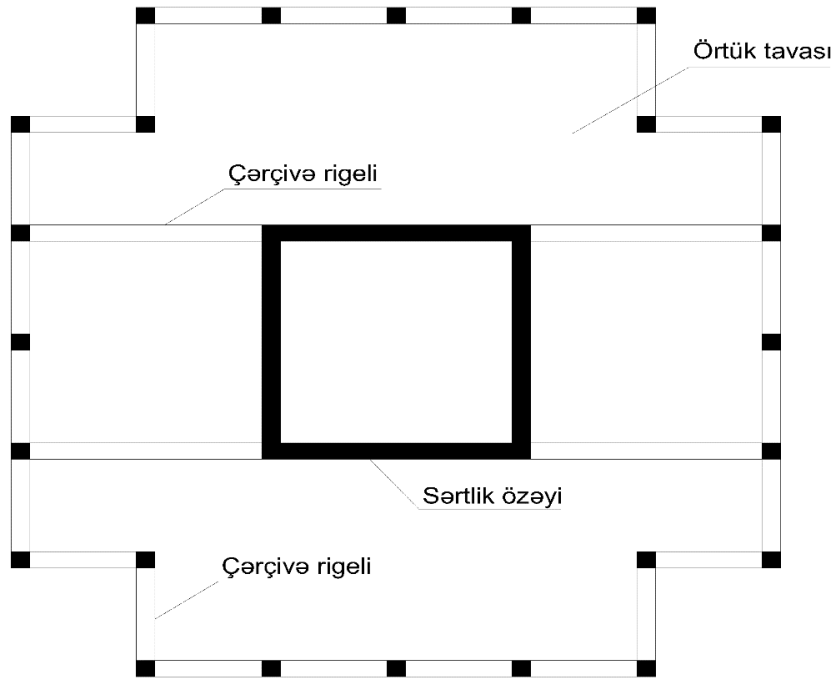
Yüksəkmərtəbəli karkas binalar çərçivə-rabitəli sistemə uyğun götürüldükdə konstruksiya üfüqi yükləri yaxşı qəbul etdiyinə görə və binaların texniki-iqtisadi göstəriciləri daha yaxşı olduğundan bu tip binalar seysmik rayonlarda daha geniş yayılıb.

Yüksəkmərtəbəli panel binalar həm eninə həm də uzununa istiqamətdə üfüqi yükləri əlaqəli sistem kimi qəbul edir (Şəkil 3).



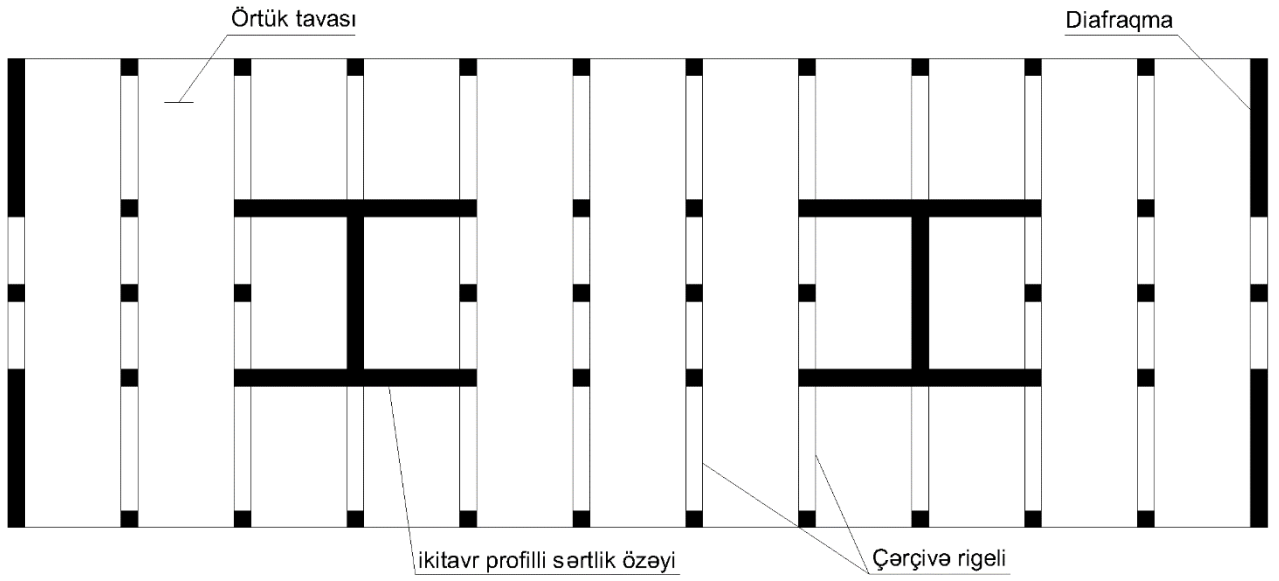
Şəkil 3.

Hündürmərtəbəli binaların digər konstruktiv sxemləri də mövcuddur. Bunlara misal olaraq sərtlik özəkli karkas binalar (Şəkil 4), hansı ki, üfüqi şəbəkəli diafraqmalar əvəzinə qapalı lift və ventilyasiya şaxtalarının, pilləkən qəfəsələrinin daxili divarları istifadə olunur.



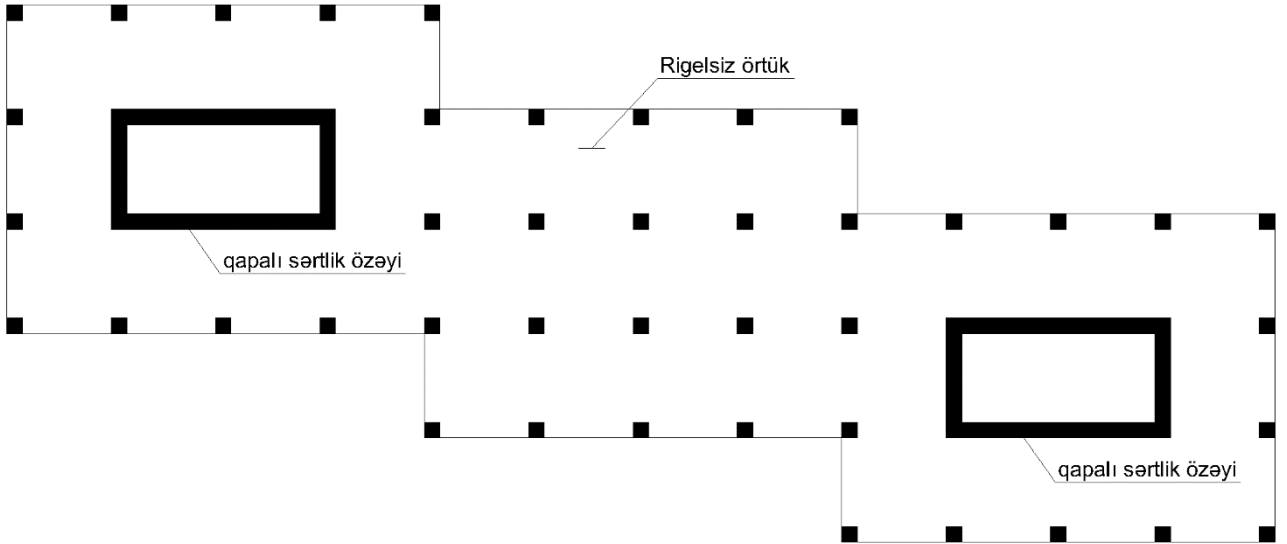
Şəkil 4.

İkitavr şəkilli, açıq profilli, iki sərtlik özəkli binalar (Şəkil 5).



Şəkil 5.

İki sərbəstlik özəklili və planda çətin konfigurasiyalı memarlıq məsələlərinin individuallığı tələblərinə cavab verən binalar (Şəkil 6).



Şəkil 6.

Qeyd olunmuş binaların konstruktiv sxemlərində horizontal təsirləri (yükləri) çərçivə-rabitəli və rabitəli sistemlər qəbul edir.

Mərkəzi sərtlik özəkli binalarda rahat və müstəqil şəkildə layihələndirməni təşkil etmək məqsədilə sütunların şəbəkəsini böyüdürlər, daxili sütunları plandan yox edirlər, örtüyü isə xarici sütunlara və daxili sərtlik özəyinə bağlayırlar. Addımları 12 – 15 m olan örtük rigellərini öncədən gərginləşdirilmiş sütunlarla oynaqla əlaqələndirilmiş, boşluqlu və ya bütöv örtük panelləri ilə layihələndirirlər.

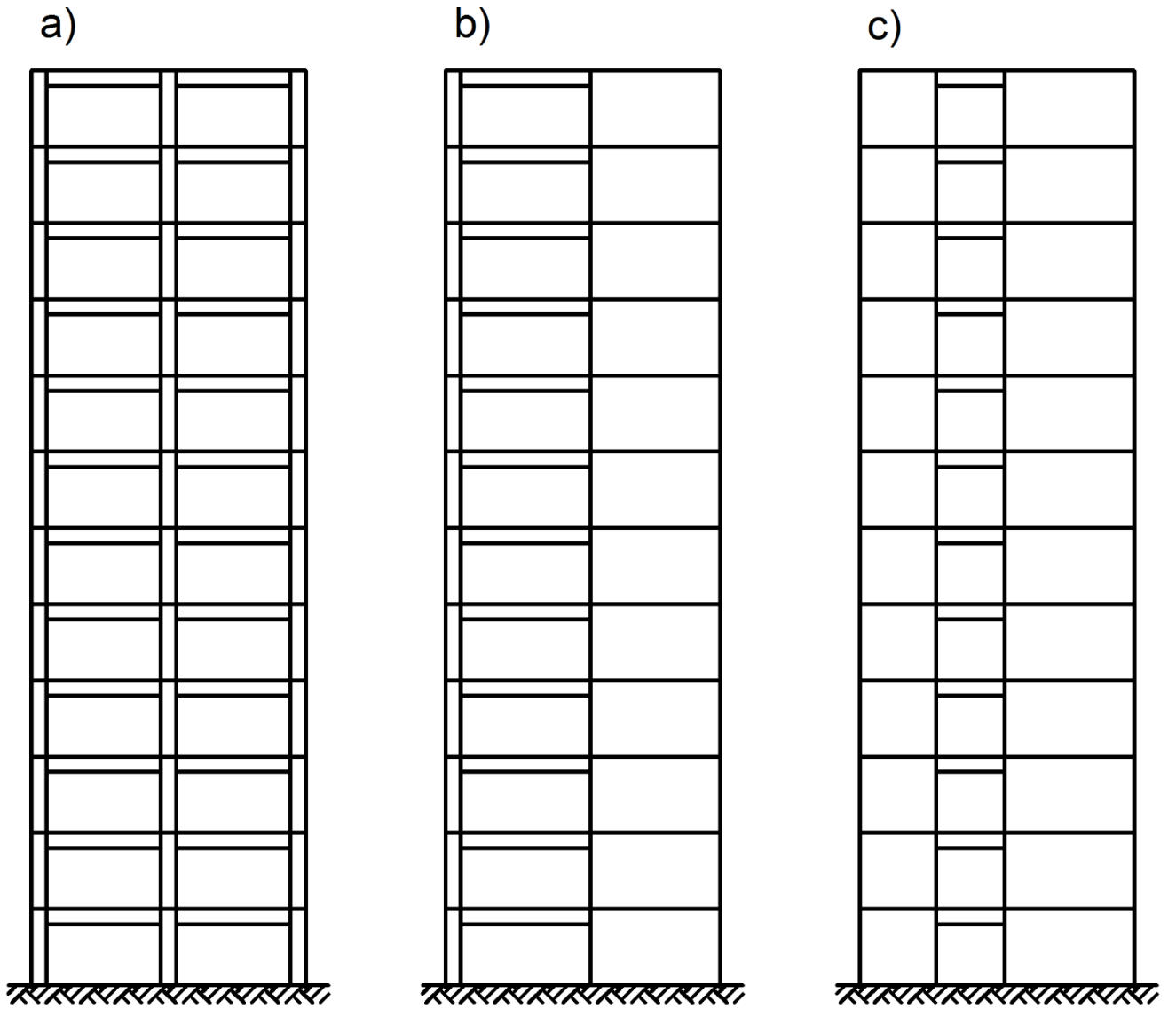
İki sərtlik özəkli və çətin konfigurasiyalı binalarda örtük, rigelsiz və monolit şəkildə layihələndirilir.

1.2. Əsas vertikal (şaquli) konstruksiyalar.

Əsas vertikal konstruksiyalar (sütunlar və ya diafraqmalar) binaya təsir edən yükləri qəbul edərək bünövrəyə ötürürlər.

Hündürlüyü 16 mərtəbəyə qədər olan yüksəmərtəbəli çərçivələrdə sütunların en kəsiyi binanın bütün hündürlüyü boyu dəyişməz qalması məsləhət görülür (şəkil 7a). Aşağı mərtəbə sütunlarının yükqötürmə qabiliyyətini beton sinifini artırmaqla, armaturlama faizi və sərt armaturlama tətbiq etməklə artırırırlar.

Bütöv dəmir-beton diafraqmalar və çərçivə hissələrindən kombine edilmiş sistem binanın bütün hündürlüyü boyunca kəsilməz qalır (şəkil 7b). Rigelin sütunla birləşən yerlərini konsolda sərt, konsol olmayan yerlərdə oynaqlı qəbul edirlər. Rigellərin sütunlarla sərt birləşməsində binanın ümumi sərtliyi artır və rigellərin armaturlanması zamanı metala qənaət edilir.



Şəkil 7.

a) Kəsilməz yüksəkmərtəbəli çərçivə ; b) Rabitəli kombinə edilmiş diafraqma ; c) Boşluqlu rabitəli diafraqma.

Boşluğu olan diafraqma və sərtlik özəkli konstruksiyalarda boşluqların üstü atmalarla diafraqmalara bağlanır və onun strukturu binanın bütün hündürlüyü boyunca eyni saxlanılır (şəkil 7c).

II. Yüksəkmərtəbəli çərçivələrin hesablanması haqqında məlumat.

2.1. En kəsiklərin təxmini seçilməsi.

Müəyyən addımlarla yerləşdirilmiş və örtüklərlə əlaqələndirilmiş müstəvi çərçivələr fəza bloku yaradır və həmin blokun planda ölçüləri temperatur tikişləri və yaxud xarici divarların aralarındakı məsafəyə bərabərdir. Vertikal daimi və müvəqqəti yüklər, o cümlədən üfüqi külək yükləri həmin blokun bütün çərçivələrinə eyni zamanda təsir edir. Bu halda hər bir müstəvi çərçivəni ayrı-ayrılıqda onlara təsir edən yüklərə hesablamaq olar.

Yüksəkmərtəbəli dəmir-beton çərçivə statik həll olunmayan sistemdir. Ona görə də sütun və rigellərin ilkin en kəsik ölçülərini təxmini olaraq qəbul etmək lazımdır. Bu zaman həmin elementlərin sərtliklərini müəyyən etmək tələb olunur.

En kəsik ölçülərinin təxmini seçilməsi zamanı əvvəllər layihələndirilən analogi layihələrdə tətbiq olunmuş ölçülər qəbul edilir və yaxud təqribi olaraq seçilir.

Rigellərin hündürlüyünü aşağıdakı düsturla təyin edilir.

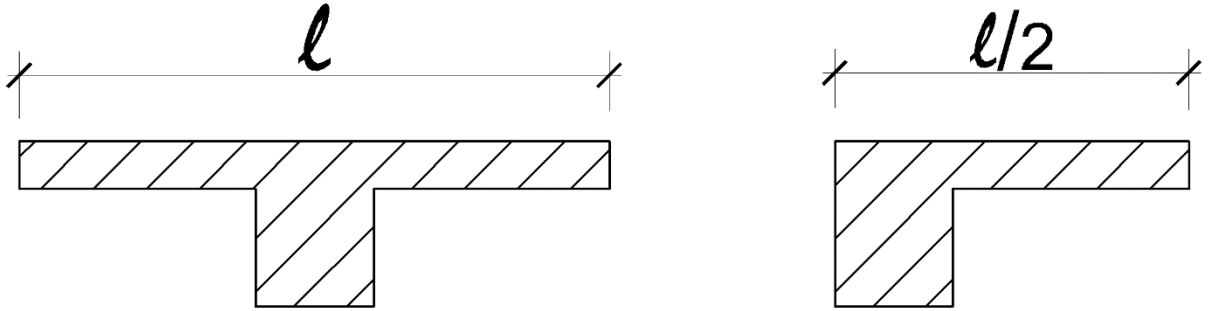
$$h_0 = 1,8\sqrt{M/R_b b}$$

Sütunların en kəsik ölçülərini təqribi olaraq aşağıdakı düsturla hesablamaq olar.

$$A=(1,2 \dots 1,5)N/R_b$$

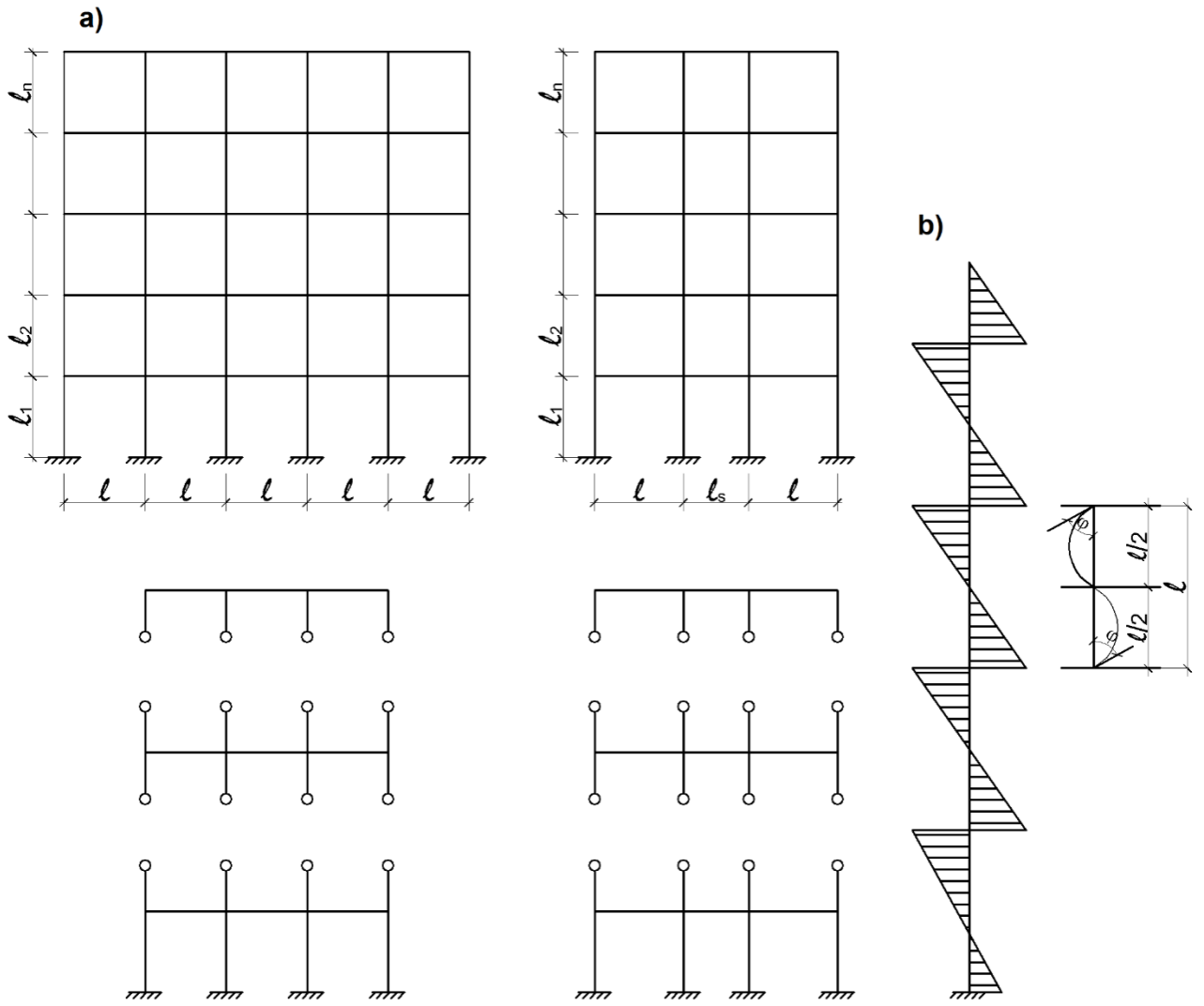
Təqribi olaraq seçilmiş sütun və rigellərin ilkin en kəsik ölçüləri qarşılıqlı olaraq əlaqələndirilir və yuvarlaqlaşdırılaraq unifikasiya edilir (uyğunlaşdırılır). Sütun və rigellərin en kəsiyinin ətalət momentləri bütöv beton kəsiyinin ətalət momenti kimi hesablanır. Monolit örtük tavaşında rigellərin ətalət momenti

tavr en kəsikli kimi hesablanır və bu zaman rəfin eni çərçivənin addımına bərabər götürülür (l). Kənar rigellərdə isə bu en kəsik tavr rəfinin yarsı kimi götürülür.



2.2. Yüklərin təsirləri.

Yüksəkmərtəbəli çoxaşırımlı karkas binalarda çərçivələr əsasən eyni ölçüdə qəbul edilmiş aşırımlarla və yaruslar üzrə eyni cür olan, eyni yüklərlə yüklənir (şəkil 8a). Belə çərçivənin sütunlar üzrə bir şaquldə yerləşmiş düyünlərində dönmə bucağı təxminən bərabər olur. Beləliklə düyün momentləri də təxmini bərabər olur və *sifir moment* nöqtələri mərtəbə hündürlüyünün yarsına düşür (şəkil 8b). Bu isə yüksəkmərtəbəli çərçivəni bir neçə birmərtəbəli çərçivəyə bölmək imkanı verir və həmin birmərtəbəli çərçivənin sütunlarının hündürlüyü mərtəbənin hündürlüyünə bərabər götürülür.



Səkil 8.

Birinci və sonuncu mərtəbə istisna olmaqla sütunların ucları oynaq qəbul edilir. Vertikal (şaquli) yüklərə hesabat belə çərçivələrdən üç birmərtəbəli, sonuncu, orta və birinci mərtəbə olmaqla aparılır. Əyər çərçivənin aşırımları üçdən çoxdursa həmin çərçivəni üç aşırımlı çərçivə ilə əvəz edirik və orta aşırımlarda olan əyici momentləri, qəbul etdiyimiz çərçivənin orta aşırımındakı kimi saxlamaqla hesabat apırıq.

Yerdəyişmələr üsulu ilə hesabat apararkən məchul dönmə bucaqlarının sayı bir yarusdakı düyünlərin sayı qədər qəbul edilir. Şaquli yüklərin təsiri zamanı üfüqi yerdəyişmələri nəzərə almırıq.

Qüvvələr üsulu ilə hesabat apararkən məchulların sayı bir yarusdakı rigellərin dayaq momentləri qəbul edilir və üç məchullu tir kimi hesablanır.

Çoxmərtəbəli çoxaşırmılı çərçivənin hesablanması üçün cədvəllər mövcuddur. Əyər çərçivə rigeli kənar yükdaşıyan xarici divarlarla oynaqla birləşdirilərsə hesablama üçün *1 cədvəli* (bax. В.Н.Байков ; Э.Е.Сигалов, səh. 722-723) nəzərdə tutulmuşdur.

Əyər çərçivə rigeli kənar yükdaşıyan xarici divarlarla oynaqla birləşdirilərsə o zaman (bax. В.Н.Байков ; Э.Е.Сигалов, səh. 723) göstərilən *2 cədvəlinə* istifadə olunur. Ümumiyyətlə hesabat zamanı mərtəbələrin hündürlüyü, sütunların en kəşik ölçüləri dəyişməz götürülür.

Rigellərin dayaq momentləri aşağıdakı düsturla hesablanır.

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2$$

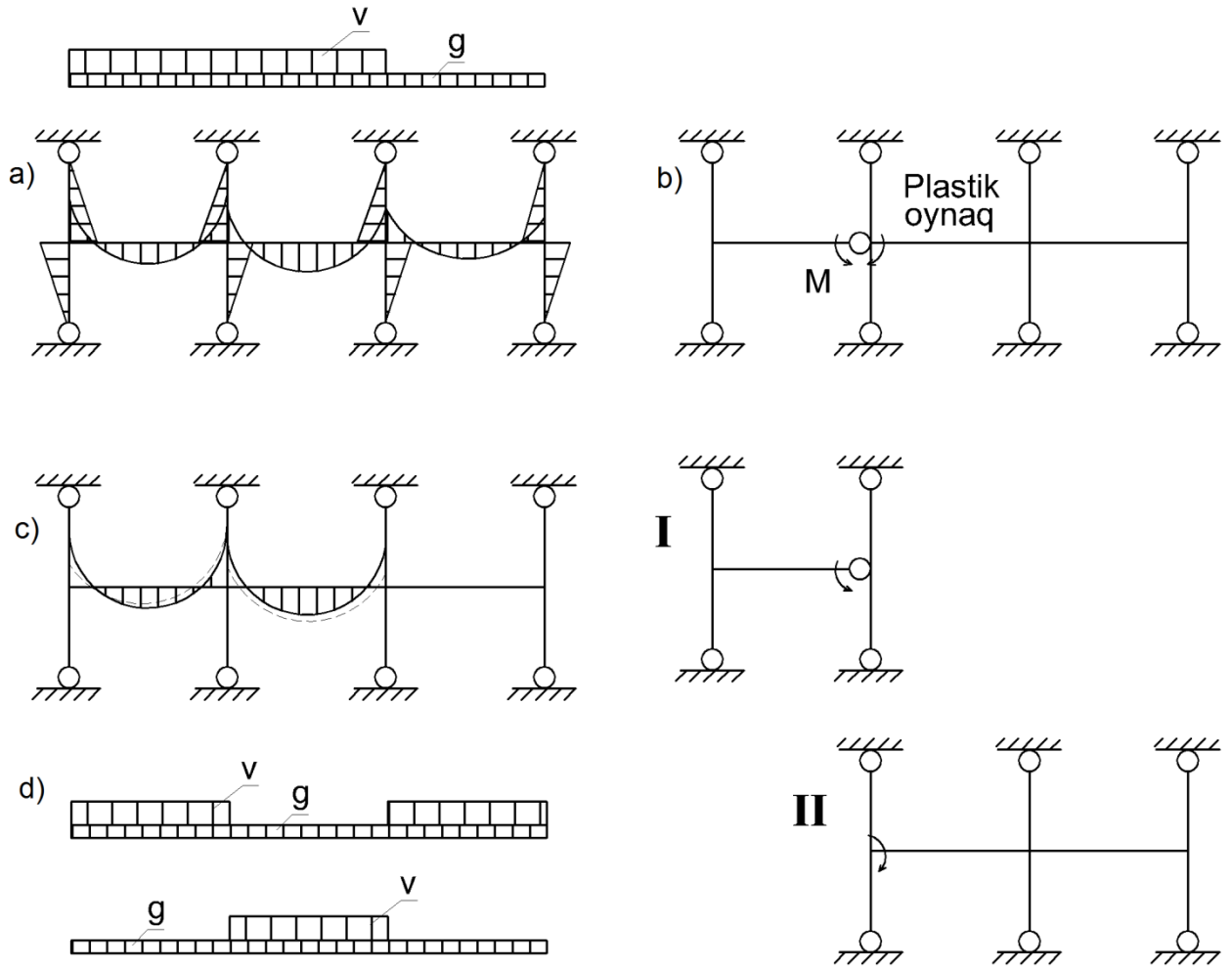
Buradakı α və β əmsalları rigellərin daimi yüklənməsi sxemindən asılıdır, g və v uyğun olaraq daimi və müvəqqəti yüküdür.

Rigellərin aşırım momentləri və kəsici qüvvələri dayaq momentlərinin və müvafiq qüvvələrin yüklənməsinə uyğun olaraq təyin olunur.

Sütunların əyici momentləri rigellərin düyündəki dayaq momentlərinin fərqi kimi təyin edilir.

Çərçivə konstruksiyalarında rigellərin dayaqlarındakı dayaq momentlərini azaltmaq məqsədi ilə plastik oynaq birləşmələri nəzərə almaq doğru olar.

Hesab edək ki, çərçivə elastik sistem kimi hesablanaraq **şəkil 9.** sxemində göstərilən formada əyici moment epürü alınıb.



Səkil 9.

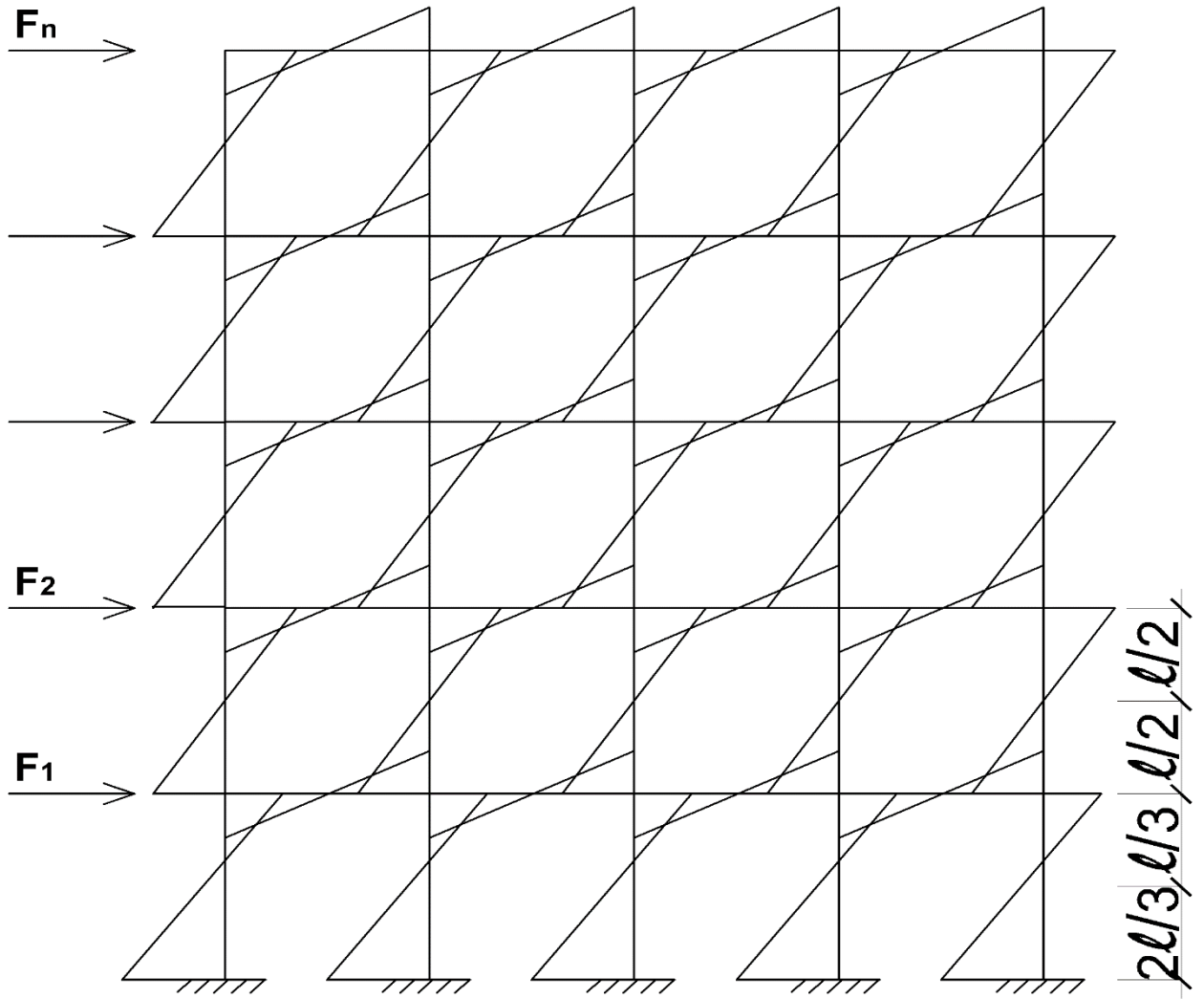
Üfüqi yüklərdən hesabat ardıcıl yaxınlaşma üsulu ilə aparılır. Paylanmış üfüqi yükləri çərçivənin düyünlərinə tətbiq olunmuş topa yük kimi nəzərə alırıq (şəkil 10). Sıfır moment nöqtəsi mərtəbə hündürlüyünün yarısında qəbul olunur (birinci mərtəbə istisna). Birinci mərtəbədə isə mərtəbə hündürlüyünün $2/3$ – də qəbul edilir.

Birinci mərtəbədə kəsici qüvvələr;

$$Q_1 = F_1 + F_1 + \dots + F_n$$

İkinci mərtəbədə kəsici qüvvələr;

$$Q_2 = F_2 + F_3 + \dots + F_n$$



Şəkil 10.

Çərçivənin yaruslar üzrə kəsici qüvvələri hər bir sütun üçün həmin sütunun sərtliyinə uyğun aşağıdakı düsturla hesablanır.

$$Q = Q_k \left(B / \sum_1^m B_i \right)$$

Burada B – sütun kəsiyinin sərtliyidir, m – yarusdakı sütunların sayıdır.

Çərçivə yarusunda kənar sütunlardakı kəsici qüvvələr orta sütunlardakı kəsici qüvvələrdən azdır. Həmin kəsici qüvvələr isə $\beta < 1$ əmsalını tətbiq etməklə

təyin olunur (cədvəl 3).

Cədvəl 1.

Əmsal	Bütün mərtəbələr (1-ci mərtəbədən başqa), i/i_{inf}						1-ci mərtəbə
	0,25	0,5	1	2	3	4	
β	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,9

$i = B/l$ - kənar aşırımda rigelin sərtliyi ; i_{inf} – kənar sütundakı sərtlik (düynün altında)

Təyin edilmiş eninə kəsici qüvvələrə uyğun olaraq bütün mərtəbələr üçün (1-ci mərtəbən başqa) əyici momentlər

$$M = Ql/2$$

düsturu ilə təyin edilir.

Birinci mərtəbədə isə sütunun aşağı və yuxarı hissələrindəki əyici moment

$$M_{aşağı} = 2Ql/3 ; \quad M_{yuxarı} = Ql/3$$

düsturu ilə təyin edilir.

2.3. Hesabi qüvvələr və en kəsiklərin seçilməsi.

Müxtəlif qüvvələrdən çərçivədə qurulmuş moment və kəsici qüvvə epürlərinə uyğun olaraq bizə lazım olan kəsikdə əyici momenti və ona müvafiq kəsici qüvvəni təyin edirik. Epürlər üzrə hesabi en kəsiyi hesablamaq üçün M_{max} və M_{min} – a uyğun N və N_{max} təyin edilir. Tapılmış bu qüvvələrə uyğun ümumi əyici moment təyin edirik (M). Hesabi qüvvələri təyin etmək üçün müvafiq cədvəllər də tərtib edilə bilər. Həmin cədvəllərə çərçivələrin müxtəlif yükləmələrindən alınan qiymətlər yazılır.

Rigellər üçün hesabi en kəsiyi hər iki dayaqdakı və rigelin ortasındakı en kəsiyi qəbul etmək olar. Sütunlar üçünsə sütunun aşağı və yuxarı en kəsiyi (əyər sütun daha hündür olarsa bu zaman bir və ya iki ara en kəsiyi də qəbul olunur) qəbul olunur. Sütun və rigellərin en kəsiklərini müvafiq olaraq əyilən və sıxılan elementlərdəki kimi qəbul edirlər. Əyər momentlər fərqli lakin kəmiyyətcə yaxın olarlarsa o zaman həmin kəsiklər simmetrik armaturlanır.

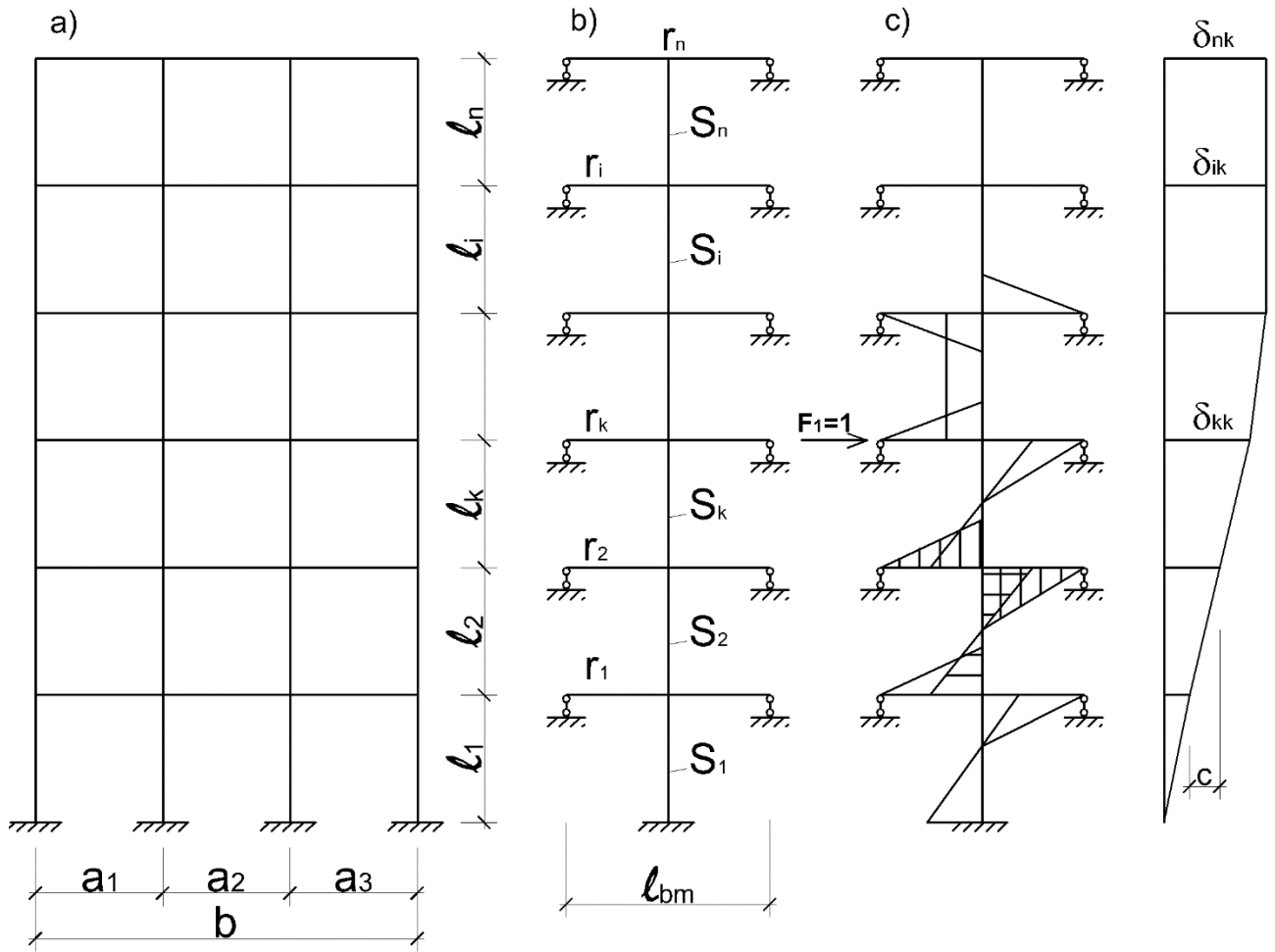
Sütunların hesabi uzunluqlarını həmin sütunların uclarının bağlanma şərtindən asılı olaraq təyin edirlər.

Yüksəkmərtəbəli karkas binaların müxtəlif yüklərdən hesabı üçün işlənmiş proqramlar mövcuddur. Hazırda bu cür binaların hesablanmasında EHM –dən geniş istifadə olunur. Bu proqramlara misal olaraq “ПК ЛИПА” , “MONOMAX” , “SAP 2000” , “ETAPUS” , “TEKLA” və s.-ni göstərmək olar.

2.4. Üfüqi yerdəyişmələr.

Yüksəkmərtəbəli çoxaşırımlı karkas binaların hesabi sxemi çoxmərtəbəli çərçivədir. Həmin çərçivədə rigel və sütunların sərtlikləri binanın bütün çərçivələrinin sərtlikləri cəminə bərabərdir (şəkil 11a, 11b).

Təcrübələr göstərir ki, üfüqi yerdəyişmələri hesablayarkən çoxmərtəbəli çərçivələrdə yarusların düyünlərindəki dönmə bucaqlarını bərabər qəbul etmək olar (şəkil 11c).



Şəkil 11.

Yüksək mərtəbəli çərçivənin hesabi sxemi (a , b) və yerdəyişmələri (c)

Burada göstərilən S_i – mərtəbə sütunlarının xətti sərtliklərinin cəmidir,
 r_i – mərtəbə rigellərinin sərtlikləri cəminin orta aşırım uzunluğuna nisbətidir.
 l_i - mərtəbə hündürlüyü, n – mərtəbə sayıdır.

$F=1$ qüvvəsindən qəbul edilmiş hesabi sxemdə üfüqi yerdəyişmə aşağıdakı kimi hesablanır.

$$\delta_{11} = (1/12)(S_1 + R_1) ;$$

$$\delta_{kk} = (1/12)(S_k + R_k + l_k^2/4r_k) ; \quad k = 2, 3, \dots, n;$$

$$\delta_{ki} = \delta_{ik} = \delta_{k,k+1} = \dots = \delta_{kn} = \delta_{kk} + l_k l_k + 1/48r_k,$$

burada $S_k = \sum_l^k (l_i^2/S_i) ;$

$$R_1 = l_1^2(4r_1 + 0.33s_1);$$

$$R_2 = (l_1 + l_2)^2 / (4r_1 + 0.33s_1);$$

$$R_k = R_{k-1} + (l_{k-1} + l_k)^2 / 4r_{k-1}; \quad k = 3, 4, \dots, n.$$

düsturlardakı S_k - sütunların sərtliklərinin yüksəkmərtəbəli çərçivədə yerdəyişməsinə təsirini, R_k - isə rigellərin sərtliklərini göstərir. Fərz etsək ki, çərçivə sütunları əsasa mütləq sərt şəkildə bağlanıb, o zaman $R_k = 0$ qəbul edirik.

Yüksəkmərtəbəli çərçivələrdə bütün mərtəbələrin eyni zamanda yüklənməsindən yaranan yerdəyişmə

$$y = \delta_{k1}F_1 + \delta_{k2}F_2 + \dots + \delta_{kn}F_n.$$

düsturu ilə təyin edilir.

Yaruslardakı kəsici qüvvələr

$$Q_k = \sum_{i=k}^n F_i; \quad i \geq k$$

olduğunu nəzərə alsaq mərtəbələrinin sayı 6 -dan çox olan çərçivələrdə yerdəyişmələri

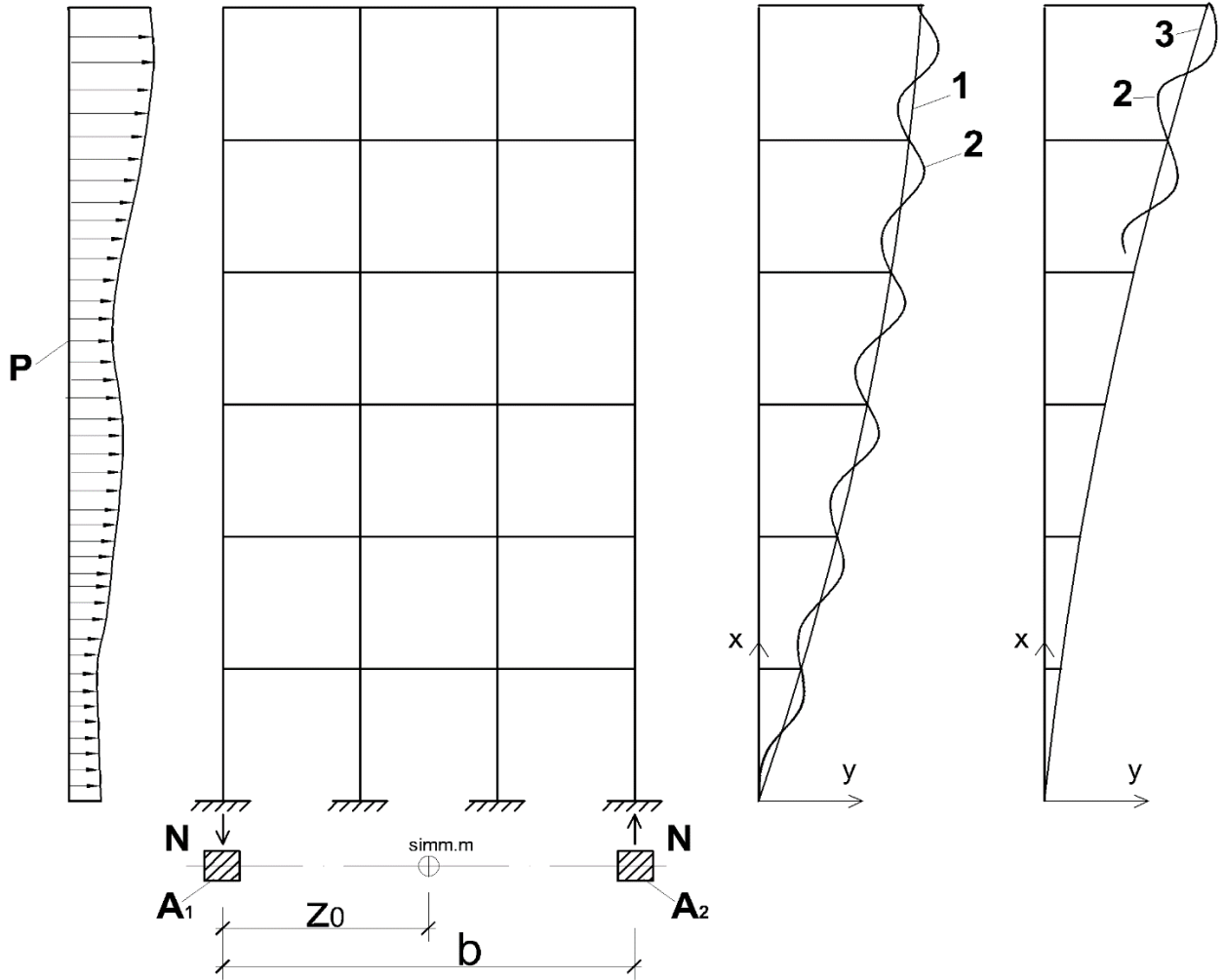
$$y = \sum_{i=k}^n Q_i c_i; \quad i \leq k$$

düsturu ilə göstərə bilərik. c_i - vahid qüvvədən yuxarı mərtəbələrdən birində yaranan əyintidir.

Hündürlüyü l - olan sütunda vahid qüvvələrdən yaranan üfüqi yerdəyişmə aşağıda göstərilən düsturla təyin oluna bilər.

$$c = \sum \int \frac{\bar{M}^2 dx}{B} = \frac{l^2}{12} \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{r} \right).$$

Çərçivəyə yüklərin təsiri zamanı sütunların sərtliyi rigellərin sərtliyindən əhəmiyyətli dərəcədə böyük olarsa onda sütunun ümumi vəziyyətinə baxsaq sütunun sonunun çərçivədən əks tərəfə yönəldiyini görürük və bunu 12 -ci şəkildəki 3 xəttində göstərilib. Əyər sütun və rigelin sərtliyi təxmini bərabər olarlarsa o zaman sütunun son ucu çərçivəyə tərəf yönəlir (şəkil 12. -1 xətti). Burdakı 2 xətti yerli əyintidir.



Şəkil 12.

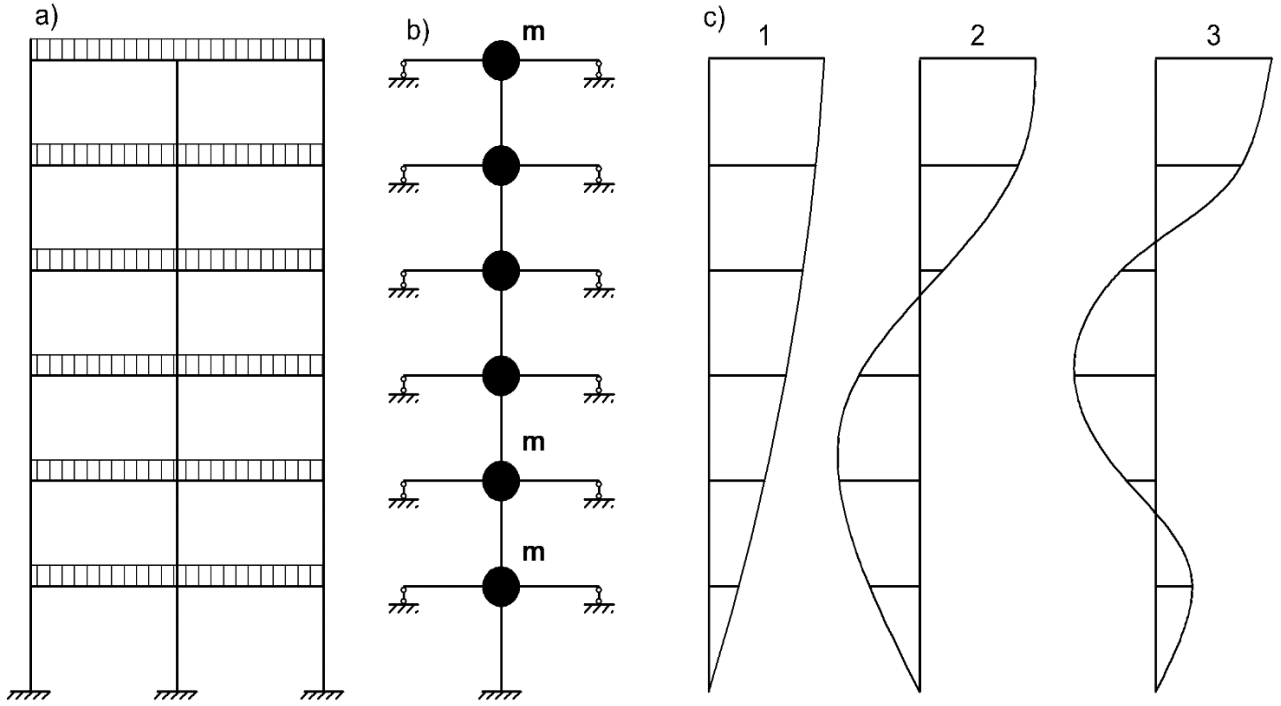
2.5. Dinamiki xarakteristikalar

Şəkil 13a –da göstərilmiş yüksəkmərtəbəli karkas binaların üfüqi yerdəyişməsi zamanı sərbəst rəqslərinin sayı binanın mərtəbələrinin sayına bərabər götürülür. Bu zaman örtük və sütunların kütləsi şəkil 13b –də göstərildiyi kimi

düyünlərə toplanmış hesab edilir və bu çoxmərtəbəli binanın yarusundakı kütləsi

$$m = Q/g ;$$

burada Q – yarusdakı örtüyün, sütunların və diafraqmaların müvəqqəti yüklərdən alınan kütləsidir; g – sərbəstdüşmə təcildir.



Şəkil 13.

Şəkil 13c –də göstərilən sxem üfüqi dinamik təsirlər zamanı ilk üç sərbəst rəqs formasıdır. 1 –ci rəqs forması zamanı çoxmərtəbəli çərçivənin rəqs tezliyini

$$\omega_1 = a_1/\sqrt{f}.$$

düsturu ilə təyin etmək olar. Burada a_1 –mərtəbənin sayından asılı əmsaldır.

f –çərçivənin yuxarı hissəsində üfüqi qüvvədən yaranan əyintidir və aşağıdakı düsturla təyin edilir.

$$y = \delta_{k1}F_1 + \delta_{k2}F_2 + \dots + \delta_{kn}F_n.$$

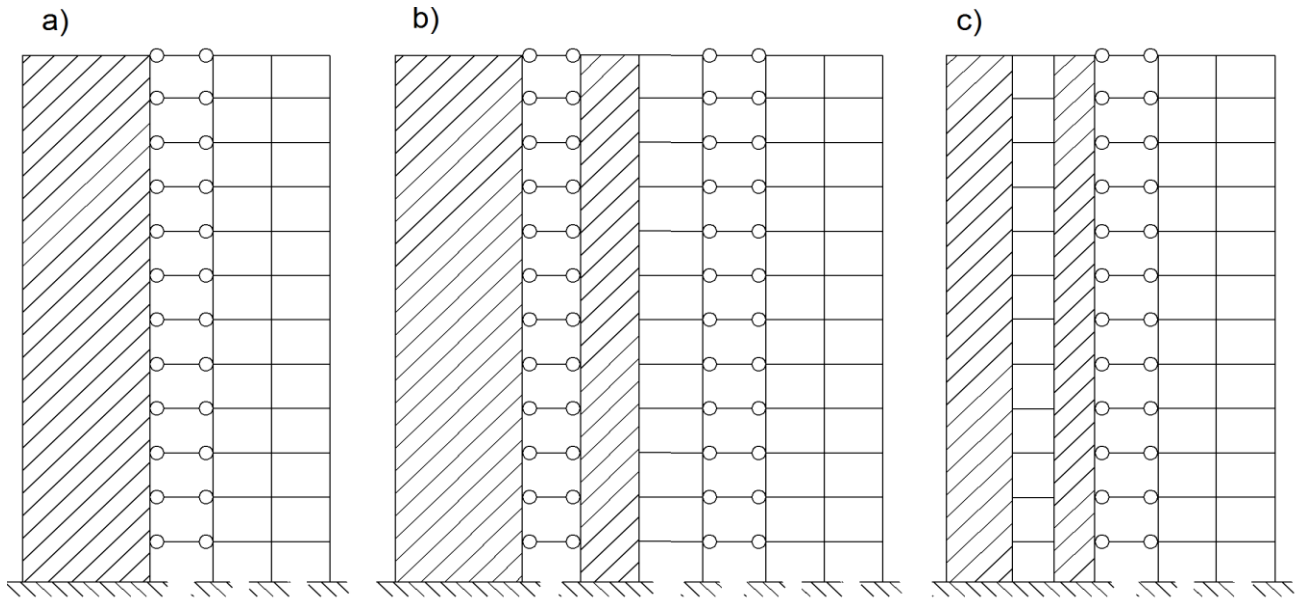
Yarusun kütləsindən yaranan əyinti isə $F_k = m_k$ ilə təyin olunur.

III. Yüksəkmərtəbəli karkas və panel binaların üfüqi yüklərə hesabatı haqqında məlumat.

3.1.Hesabi sxemlər və yüklər.

Yüksəkmərtəbəli karkas və panel binaların hesabi sxemləri həmin binaların konstruktiv xüsusiyyətlərindən və eyni zamanda üfüqi yükləri qəbuletmə formasından – çərçivəli, çərçivə-rabitəli və yaxud rabitəli – asılıdır. Əyinti zamanı mərtəbəarası örtük tavaları deformasiya olunmayan diafraqma kimi qəbul edilir. Lazım olan hallarda əyinti zamanı örtükdə yaranan dəyişikliklər irəlidə qeyd edilən bölmədə açıqlanmışdır.

Diafraqmalı çərçivə-rabitəli sistemin hesabi sxemi yüksəkmərtəbəli çərçivə və müxtəlif şaquli diafraqmaların (bütöv, kombinə edilmiş və boşluqlarla) birgə işini özündə əks etdirir (Şəkil 14). Binalarda bir-birinə paralel şaquli konstruksiyalar həqiqətdə bir cərgədə dayanmış və biri-birinə rabitə milləri ilə bağlanmış kimidir. Bunların üfüqi yerdəyişməsi hər bir səviyyədə bərabərdir.



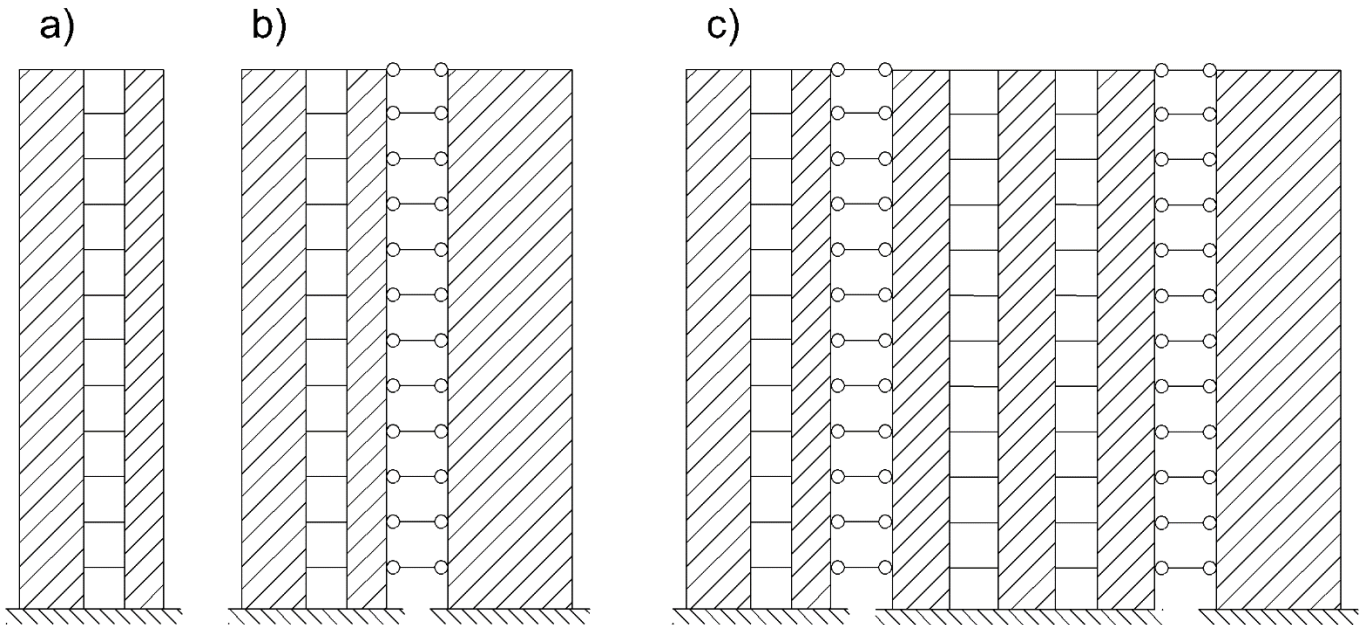
Şəkil 14.

Diafraqma ilə çərçivə-rabitəli sistemin hesabi sxemi.

a) – bütöv , b) – bütöv və kombinə edilmiş , c) – boşluqlu .

Yüksəkmərtəbəli çərçivə və şaquli diafraqmalarda rabitə millərinin funksiyasını mərtəbəarası örtük tavaları yerinə yetirir. Qəbul olunur ki, bu rabitə milləri nə sıxılır nə də ki dartılır. Hesabi sxemdə şaquli diafraqmaların sərtlikləri həmin binadakı müvafiq diafraqmaların sərtlikləri cəminə bərabərdir.

Rabitəli sistemin hesabi sxemi yüksəkmərtəbəli karkas və ya panel binalarda şaquli diafraqmaların müxtəlif birləşmələrinin (bütöv və boşluqlarla, bir və ya bir neçə boşluqlarla) birgə işini əks etdirir (Şəkil 15).



Şəkil 15.

Diafraqma ilə rabitəli sistemin hesabi sxemi.

a) – boşluqlu , b) – bütöv və boşluqlu , c) – müxtəlif tipli .

Bu hesabi sxemlərdə şaquli diafraqmalar həqiqətdə bir-birinə paralel, bir müstəvidə, bir cərgədə yerləşmiş və bir-biriylə rabitə milləriylə bağlanmış kimi göstərilir. Şaquli konstruksiyaları bir-biriylə rigel, atmalar və rabitə millərinin eninə əyintiləri az olduğu üçün bunlar nəzərə alınmırlar. Eyni zamanda çərçivənin sütun və şaquli diafraqmalarının yerdəyişmələrini də nəzərə almırıq.

Şaquli diafraqmaların en kəsiklərinin hündürlüyünün diafraqmanın uzununa olan nisbəti adətən

$$\frac{h}{H_0} \leq \frac{1}{4};$$

Müxtəlif yüksəkmərtəbəli binalarda qüvvələri, yerdəyişmələri və dinamiki xarakteristikaları hazır düstur və cədvəllər əsasında təyin edirlər. Binanın hesabi hündürlüyünü

$$H = H_0 n / (n - 0.5)$$

H_0 –Bünövrənin üstündən sonuncu yarusdakı rigelin altına qədər olan məsafədir. Əyər mərtəbə sayı $n \geq 16$ olarsa $H = H_0$ qəbul edilir.

12 mərtəbə və yaxud hündürlüyü 40 m –dən artıq olan binaları dayanıqlığa hesablayarkən küləyin sürətli təzyiqindən əmələ gələn pulsassıyanı (titrəmə) mütləq nəzərə almaq tələb olunur. Bundan başqa yüksəkmərtəbəli binalarda küləkdən yaranan rəqslərin tezliyi də nəzərə alınmalıdır. Bu zaman $a \leq 15 \text{ sm/san}^2$ şərti təmin olunmalıdır.

Yüksəkmərtəbəli binalarda normativ külək yükünün təsirindən yaranan əyintilər də hesablanmalıdır. Sonuncu yarusun əyintisi aşağıdakı kimi olur.

$$f \leq H/1000;$$

Yüksəkmərtəbəli binaların hesabatı zamanı üfüqi külək yüklərini müntəzəm paylanmış və yaxud trapesiya formasında paylanmış ekvivalent yüklərlə əvəz edirik. Müntəzəm paylanmış yüklərdən hesablama aparanda zaman daha sadə formullardan istifadə edərək yerdəyişmələri və hesabi en kəsikləri daha dəqiq nəticələrlə əldə etmək olar.

Bərbər paylanmış külək yüklərindən bünövrədə yaranan moment aşağıdakı

düsturla hesablanır.

$$P = 2M_{act}/H^2 ;$$

burada M_{act} –faktiki külək yüklərindən bünövrədə yaranan momentdir.

3.2.Çərçivə-rabitəli sistem.

Öz müstəvilərində örtüklərlə sərt bağlanmış çərçivə-rabitəli sistemlərdə bütün şaquli elementlərin yerdəyişməsi bərabərdir və ona görə onları ümumi əyilmə sərtliyi

$$B = \sum B_j + B_{dg} ;$$

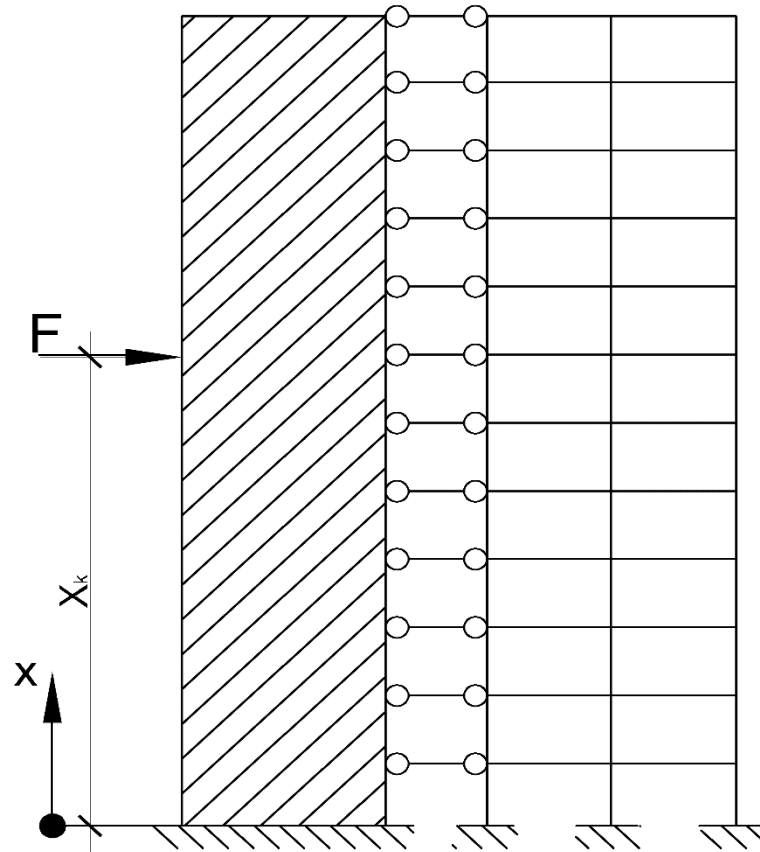
düsturu ilə hesablanır. Burada $\sum B_j$ –çərçivə sütunlarının sərtlikləri cəmidir.

B_{dg} –isə şaquli diafraqma rabitələrinin sərtlikləri cəmidir.

Çərçivə sütunlarının ümumi sərtliyi diafraqmaların ümumi sərtliyi ilə müqayisədə kəmiyyətə az olduğundan nəzərə alınmır və $B = B_{dg}$ olur.

Şəkil 16 -da çərçivə-rabitəli sistemlərdə yüklərin və yerdəyişmələrin epürü göstərilmişdir. Üfüqi yüklərin təsirindən çərçivə-rabitəli sistemlərdə əyilmə xətti sərtlik xarakteristikasından $-\lambda$ asılıdır.

Sərtliyi xarakterizə edən $\lambda \leq 1$ olduqda sütunun əyilmə xətti konsol tirlərdə olduğu kimi əvvəlki vəziyyətinə istiqamətlənir. λ –nın göstəricilərinin artması ilə əyilmə xətti dalğavari (qabarıq-çökük) forma alır. $\lambda \geq 6$ –olduqda isə əyilmə xətti çökük forma alır (Şəkil 17).



Şəkil 18.

$$N = (M_0 - M)/b = (M_0 + By'')/b;$$

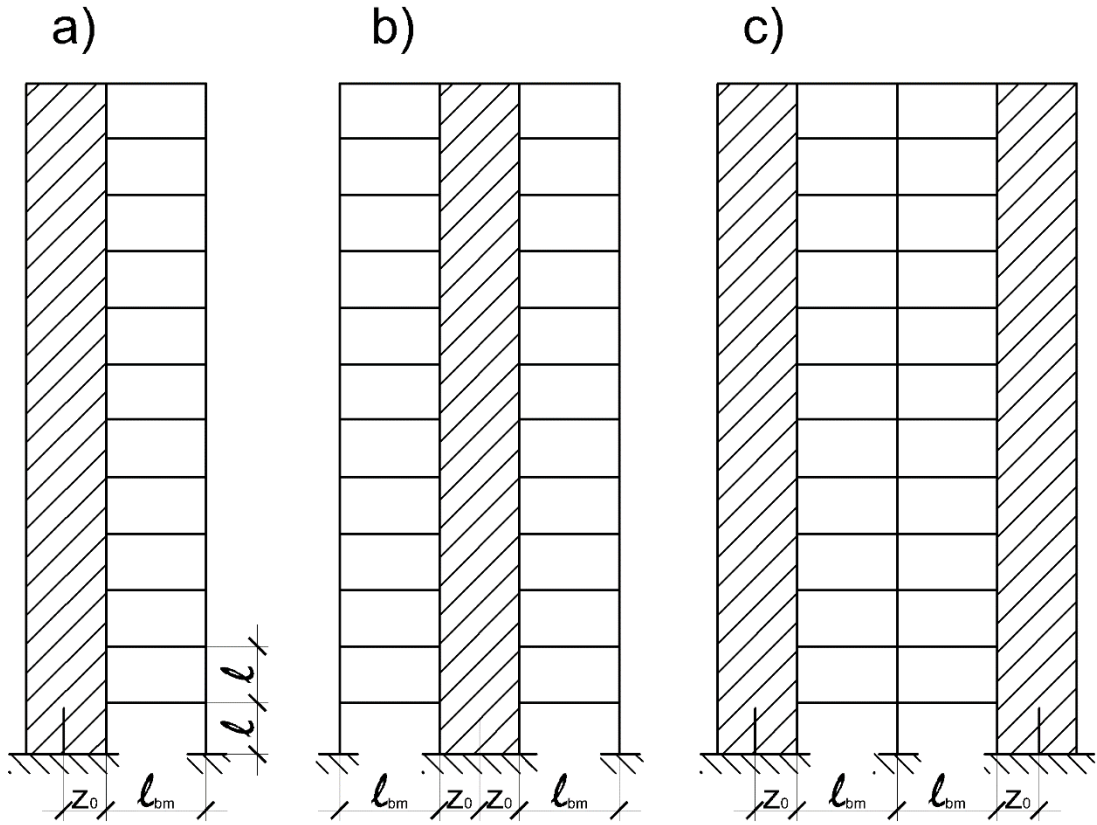
N –in tapdığımız qiymətini yuxarki düsturda yerinə yazsaq həmin düstur üçün ifadə belə olar.

$$By'''' + Kv^2y' - (K/B_0) \int_0^x M_0 dx + Q_0 = 0 ;$$

$$v^2 = 1 + B/B_0 ;$$

3.3.Diafraqlarla kombinə edilmiş çərçivə-rabitəli sistem.

Bütöv və diafraqlarla kombinə edilmiş çərçivə-rabitəli sistemin (Şəkil 19) ümumi əyilmə sərtliyi $B = B_{cm} + B_{dg}$, kombinə edilmiş $B = B_{cm}$, burada B_{cm} –kombinə edilmiş diafraqların bütöv hissəsinin əyilmə sərtliyidir.



Şəkil 19.

Diafraqmalarla kombine edilmiş çərçivə-rabitəli sistem.

- a) *bir tərəfdə çərçivə ilə, b) hər iki tərəfdə çərçivə ilə,*
c) *mərkəzdə çərçivələr ilə.*

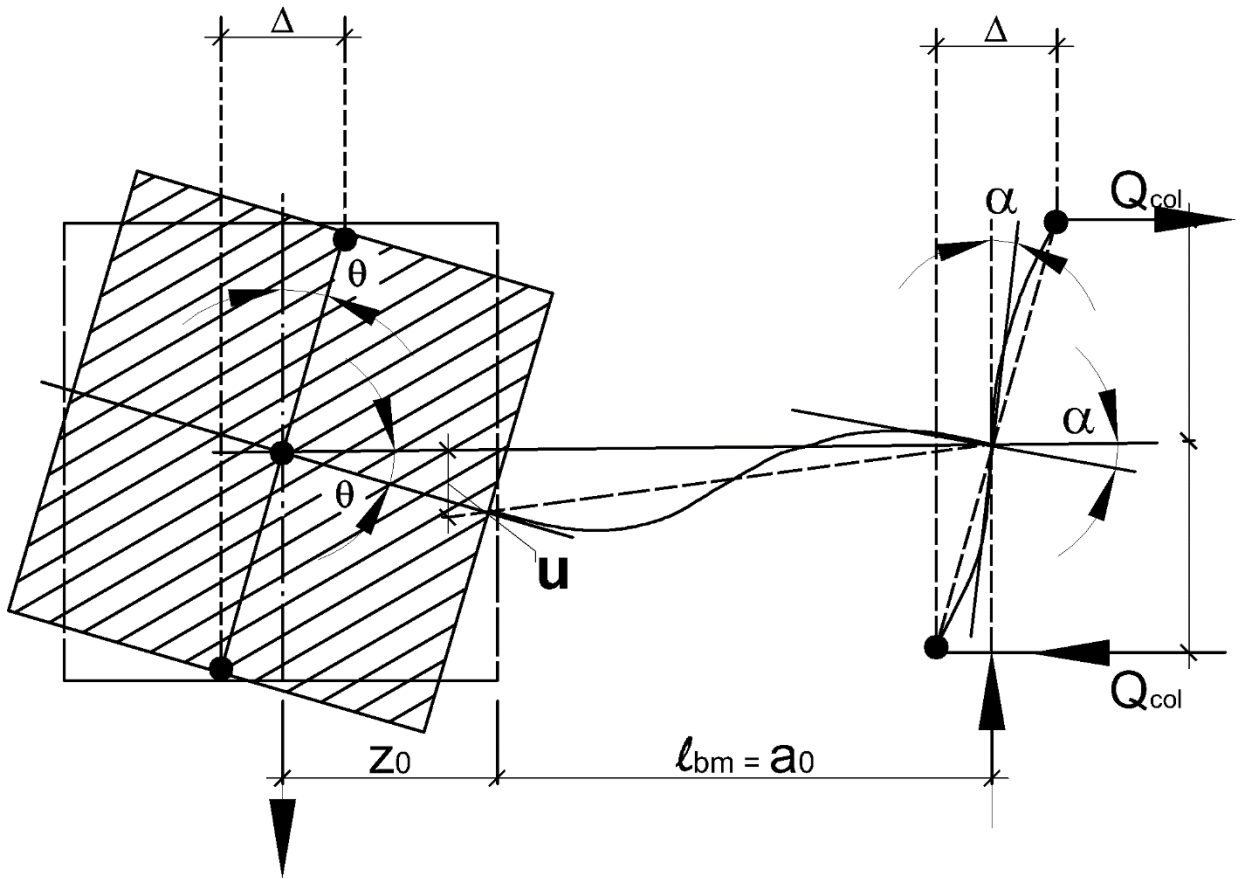
Çərçivənin diafraqmalarla kombine edilmiş hissəsində burulma sərtliyini, sütun və rigellərin birləşmə yerlərindəki düyünün (Şəkil 20) dönmə elastikliyi nəzərə almaqla təyin edirlər.

$$K_{cm} = \frac{3i_1(1 + \eta_0)[i_1(1 + \eta_0) + 6i_2(1 + 2\eta_0)]}{l(i_1 + 3i_2)}$$

burada i_1 –diafraqma ilə kombine edilmiş çərçivənin xətti sərtliyidir.

i_2 -diafraqma ilə kombine edilmiş çərçivənin sütunlarının xətti sərtliyidir.

$\eta_0 = z_0/l_{bm}$ (bax şəkil 19).



Səkil 20.

Əyər çərçivə hissəsi bütöv diafraqmaya hər iki tərəfdən simmetrik birləşərsə yuxarıda göstərilən düsturdan alınan nəticənin iki misli götürülür. Əyər diafraqmalar kombine edilmiş çərçivənin kənarında yerləşib və orta hissəsində ikiaşırımlı çərçivə olarsa bu zaman da qeyd etdiyimiz düstur ikiye vurulur lakin nəticə düsturda iştirak edən i_2 -ni 0.5 -ə vurulmaqla hesablanır. Diafraqmayla kombine edilmiş çərçivə-rabitəli sistemin sürüşməsərtliyi çərçivənin sərtliyi ilə çərçivənin kombine olunmuş hissəsinin sərtlikləri cəminə bərabərdir.

$$K = 12/l(s^{-1} + r^{-1}) + K_{cm} ;$$

$\lambda < 0.7$ olduqda çəxmərtəbəli çərçivələrdə sütunların normal qüvvələri konstruksiyanın işinə az təsir edir. $\nu^2 = 1$ olduğunu nəzərə alarsaq, əyər normal qüvvələr hesabatda nəzərə alınmırsa, lakin kombine edilmiş

diafraqmalarla çərçivə-rabitəli sistemlərdə qüvvələr və yerdəyişmələr yuxarıda göstərilən düsturla təyin edilir. Belə sistemlərin sütunlarındakı normal qüvvələri nəzərə alınmaqla aparılan hesabat irəlindəki bölmədə (Müxtəlif tipli şaquli konstruksiyalı sistemlər) göstərilmişdir.

Ümumi eninə qüvvələrdən Q_{fr} , çərçivə sütunlarının qəbul etdiyi $Q_{fr,c}$, diafraqma hissəsininki isə $Q_{dg,c}$ olan qüvvələr sürüşmə sərtliyinə mütənasib götürürlər

$$Q_{fr,c} = Q_{fr} (K - K_{cm})/K ; \quad Q_{dg,c} = Q_{fr} K_{cm}/K .$$

Rigellərin diafraqmalarla birləşən yerlərindəki dayaq momentləri Q_{fr} –dən asılı olaraq aşağıdakı düsturla təyin edilir.

$$M = \frac{3i_1(1 + \eta_0)(6 + i_1/i_2)}{3 + i_1/i_2} \frac{Q_{fr}}{K} ;$$

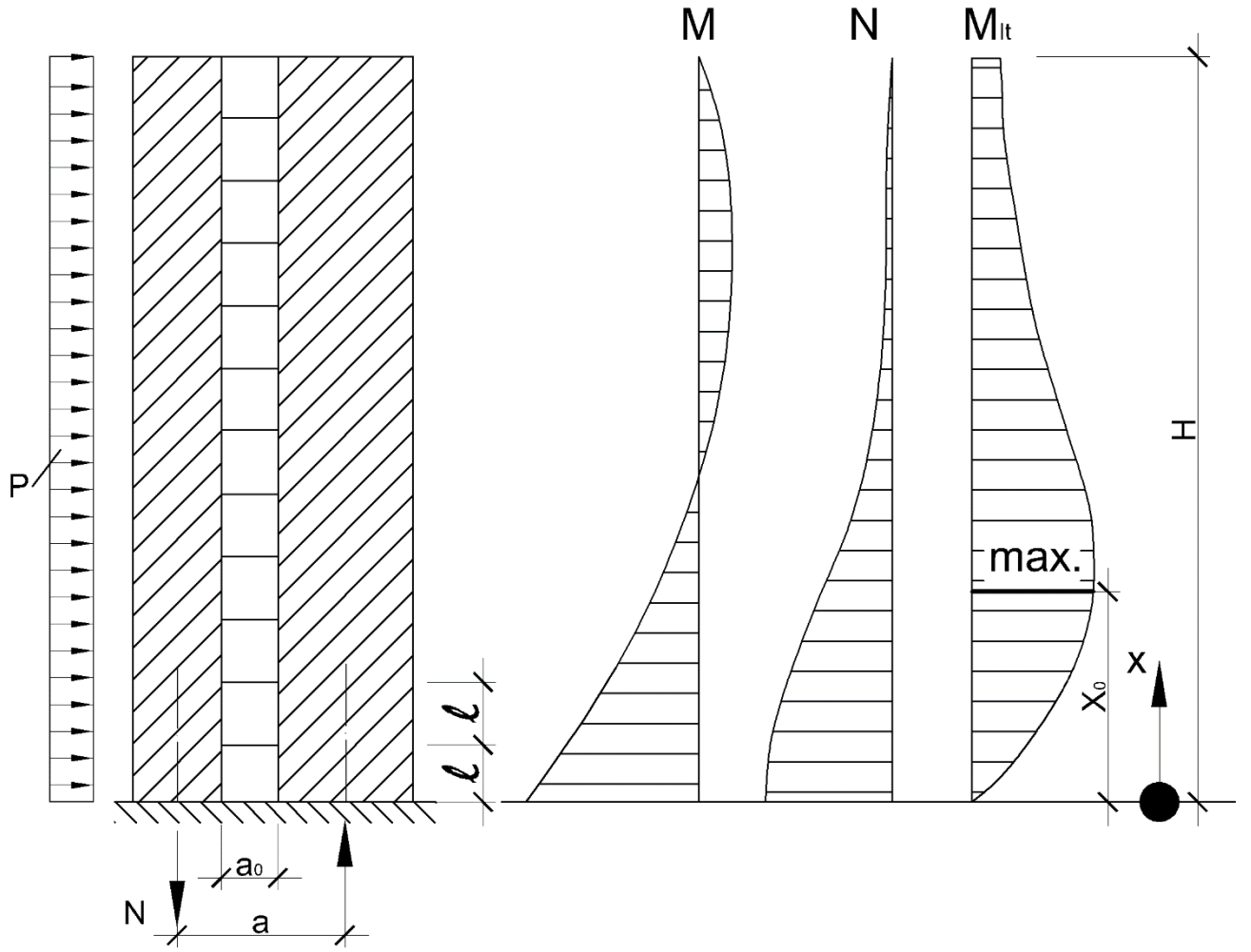
Sütunların oxu üzrə,

$$M = \frac{18(1 + \eta_0)i_1 Q_{fr}}{3 + i_1/i_2 K} ;$$

Diafraqmalarla kombine edilmiş çərçivələrdə sütunlardakı əyici moment rigellərdəki dayaq momentinin yarısına bərabər qəbul edilir.

3.4.Eynitipli boşluqlu diafraqmalardan istifadə edilməklə alınmış rabitəli sistem.

Müəyyən sayda boşluğu olan diafraqmaları nəzərdən keçirək. Bir cərgədə simmetrik olmayan boşluqlu diafraqma (Şəkil 21) və bir neçə cərgədə az fərqlənən boşluqlu diafraqmalar (Şəkil 22).



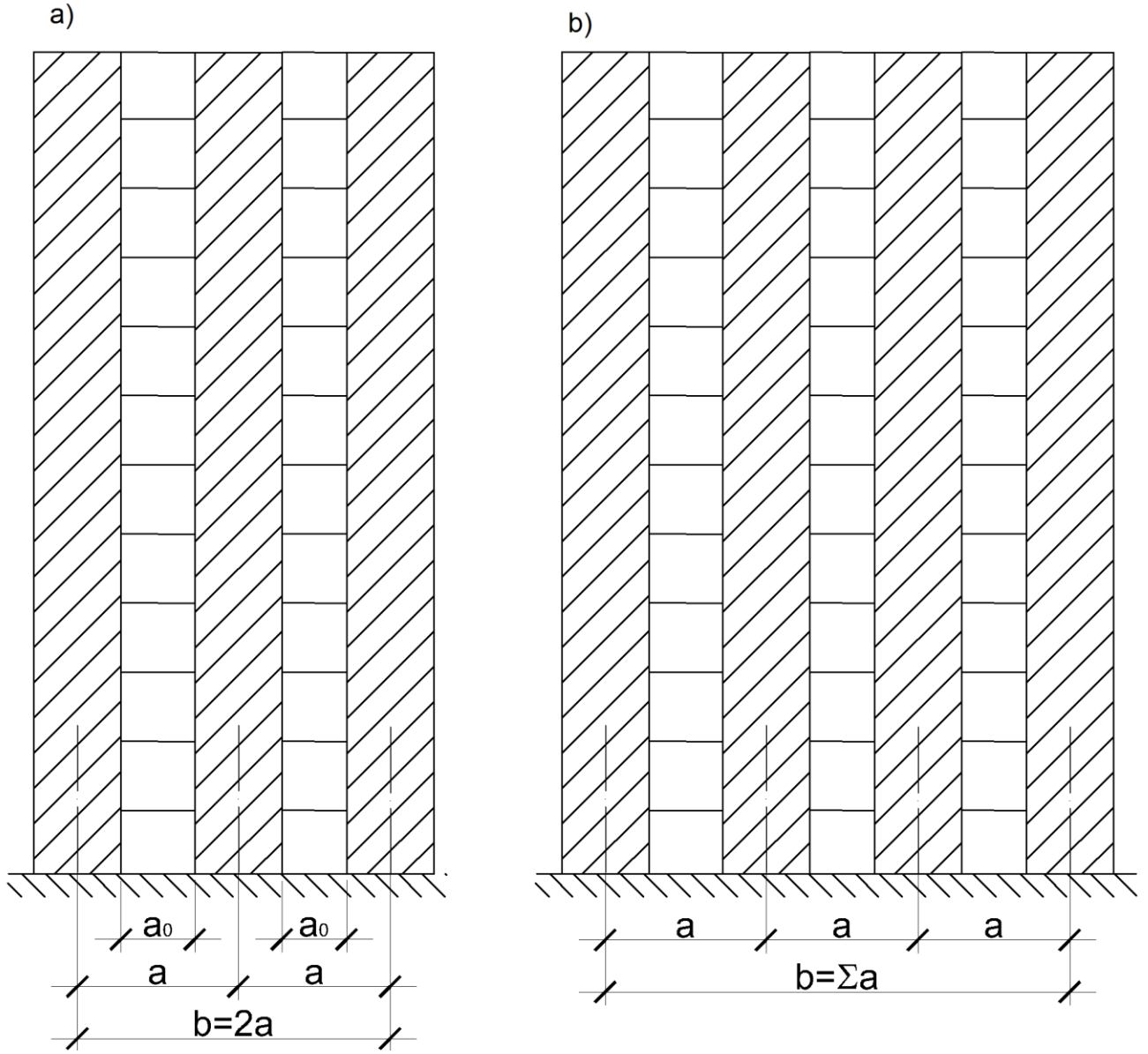
Şəkil 21.

Boşluqlu şaquli diafraqmalı sistemə çoxmərtəbəli çərçivə kimi baxırıq. Burada sütunları diafraqmalar, rigelləri isə atmalar əvəz edir. Belə ki, belə çərçivələrdə sütunların (ara divarlarının) sərtlikləri rigellərinə (atmaların) nisbətən çox olduğuna görə yerli əyilmələri nəzərə almamaq olar.

Sürüşmə sərtliyini (K) təyin edərkən $1/s$ göstəricisi $1/r$ ilə müqayisədə çox kiçik olur. Bu zaman $K = 12/[l(s^{-1} + r^{-1})]$ düsturuna əsasən boşluqlu diafraqmalarda sürüşmə sərtliyi

$$K = 12r/l$$

burada $r = \sum i_{lt}$ –bir neçə boşluqlu diafraqmaların bir yarusda olan atmalarının xətti sərtliklərinin cəmidir.



Şəkil 22.

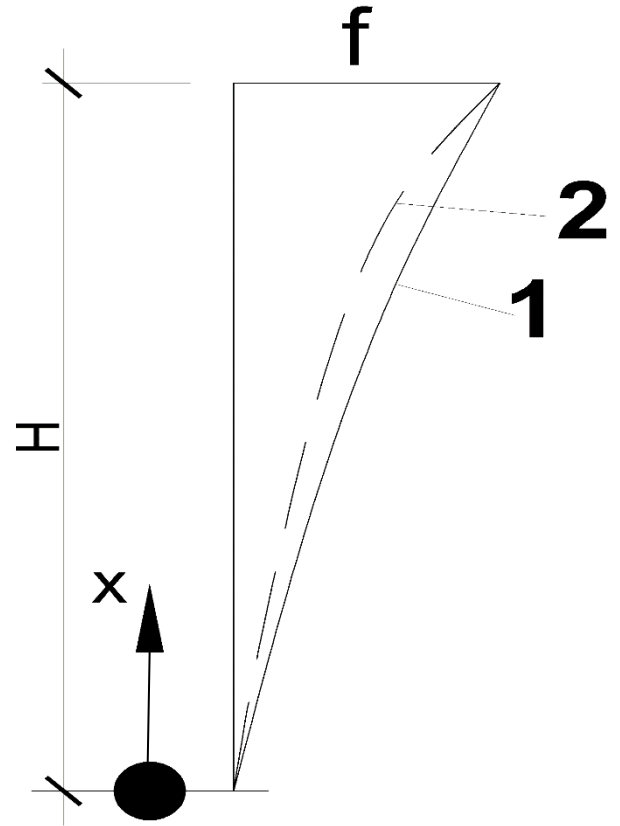
Bir yarusun ikicərgəli simmetrik boşluqlu diafraqmalarındakı atmaların kəsici qüvvələri bərabərdir. Boşluqların kənarında atmaların əyici momentində sıfır moment nöqtəsinin təxmini olaraq aşırımın ortasında olduğunu qəbul edib aşağıdakı düsturla göstərə bilərik.

$$M_{lt} = Q_{lt} a_0 / 2 ;$$

Boşluqları olan şaquli rabitəli diafraqmaların qüvvələr epürü şəkil 21 –də göstərilmişdir. Boşluqlu şaquli rabitəli diafraqmaların əyilmə xətti konsol tirlərin əyilmə xəttinə yaxındır ($v^2 = 1.1$ olduğu və $\lambda = 1 \dots 9$ şərtləri daxilində)(Şəkil 23).

1 –Boşluqlu, $v^2 = 1.1$ və $\lambda = 1 \dots 9$ olduğu hallarda.

2 –Bütöv.



Şəkil 23.

3.5.Layihələndirmə təcrübəsində λ və v^2 parametrlərinin göstəriciləri.

Yüksəkmərtəbəli karkas binaların layihələndirmə təcrübəsi göstərir ki, çərçivə-rabitəli sistemlərdə sərtlik adətən məhdud diapozonda yerləşir: $\lambda = 0.5 \dots 2$. Bundan başqa karkas binaların müxtəlif konstruktiv sxemlərinin analizindən məlum olur ki, mərtəbələrin sayı 16 - 18 arası olduqda bəzi hallarda çərçivələrin sərtlik xarakteristikası $\lambda_{fr} < 0.7$ olur. Yəni sütunların boyuna deformasiyası çərçivə rabitəli sistemlərin əyilməsinə və qüvvələrə az təsir edir. Ona görə də

$\lambda_{fr} < 0.7$ olduqda qüvvələr və yerdəyişmələri hesablama düsturlarında $\nu^2 = 1$ qəbul edilir.

Yüksəkmərtəbəli binaların karkaslarının tərkibində şaquli diafraqma rabitələrinin konstruktiv əhəmiyyəti təkcə çərçivənin qəbul etdiyi yükləri 10 - 25% azaltmaq deyil. Daha əsası odur ki, sütunun kəsici qüvvələr epyurundanda görüldüyü kimi sütunlardakı kəsici qüvvələri əhəmiyyətli dərəcədə dəyişir. Epürdən görüldüyü kimi Q_{fr} -əsasa yaxınlaşdıqca azalır, yuxarıya doğru getdikcə isə artır (bax şəkil 16).

Əyər, çərçivə sistemlərində sütun və rigellərdə üfüqi yüklərdən yaranan momentlər aşağı hissələrə doğru getdikcə artır, nəticə rigellərin dayaq hissələrində tələb olunan armaturun miqdarı və aşağı mərtəbə rigellərinin en kəsiyinin artmasına səbəb olursa, çərçivə-rabitəli sistemlərdə bu əksinədir. Karkasın aşağı hissələrindəki elementlərdə əyici momentlər azalır, bu isə çoxmərtəbəli binanın bütün hündürlüyü boyu rigellərin dayaq armaturlarının tələb olunan miqdarını sabit saxlayır. Beləliklə çərçivə-rabitəli sistemlərdə konstruksiya elementlərinin unifikasiyası yəni eyni ölçüyə gətirilməsi təmin olunur.

Boşluqlu şaquli diafraqma rabitəli binaların layihələndirmə təcrübəsi göstərir ki, ara divarlar və atmaların sərtlik xarakteristikalarının nisbəti $\lambda = 3 \dots 9$ diapozonunda yerləşir. $\lambda = 12 \dots 15$ aralığında olduqda atmaların işləmə rahatlığı əhəmiyyət kəsb etmir. Atmaların sərtlik xarakteristikasının az olması binanın yan sərtliyini əhəmiyyətli dərəcədə azaldır. Ara divarların uzununa deformasiyası boşluqlu diafraqmaların işinə əhəmiyyətli dərəcədə təsir edir və bu hal hesabatlarda mütləq nəzərə alınmalıdır. Hesabat zamanı $\nu^2 = 1.1 \dots 1.3$ göstəricilərinə daha çox rast gəlinir.

Qeyd etdiyimiz kimi üfüqi yüklərdən çoxmərtəbəli binaların hesabatında EHM (Elektron Hesablama Maşınları)–nın tətbiqi üçün müxtəlif proqramlar mövcuddur. Həmin proqramlar hesabatı müxtəlif hesabat modellərinə əsasən (Sonlu elementlər üsulu və s.) aparır.

3.6.Cədvəllər üzrə hesabat.

Yüksək Çoxmərtəbəli karkas və panel evlərin layihələndirilməsi zamanı ilk öncə hesabi kəsiklərdəki qüvvələri təyin edirlər. Bu həmçinin konstruksiyaların daha iqtisadi əlverişli variantlarının seçilməsində də istifadə olunur. Bu məqsədlə yuxarıda qeyd etdiyimiz hesabat düsturları əsasında cədvəl və düsturlardan istifadə etmək olar.

Çərçivə-rabitəli sistemlərin bütöv diafraqmalarının və boşluqlu diafraqmaların ara divarlarının bağlantılarındakı ümumi əyici moment belə ifadə olunur.

$$M = - \left(\frac{v^2 - 1}{2} + \alpha_1 \right) \frac{pH^2}{v^2};$$

Çərçivə-rabitəli sistemlərin bütöv diafraqmalarının və boşluqlu diafraqmaların ara divarlarının bağlantılarındakı ümumi kəsici qüvvələr isə $Q = pH$; və yaxud da belə ifadə olunur.

$$Q = Q_{act};$$

Əyici moment M və kəsici qüvvələrin Q nəticələri bütöv diafraqmaların və boşluqlu diafraqmaların ara divarlarının əyilmə sərtliklərinə mütənasib bölünürlər. Çərçivə sütunlarının maksimum kəsici qüvvələrinin cəmi,

$$Q_{fr} = k_1 pH / v^2;$$

düsturu ilə ifadə edilir. Boşluqlu diafraqmadakı atmaların maksimum kəsici qüvvələri aşağıdakı kimi təyin edilir.

$$Q_{lt} = k_1 p H l / v^2 b ;$$

Yüksəkmərtəbəli çərçivənin birinci mərtəbəsinin kənar sütunlarındakı və boşluqlu diafraqmaların ara divarlarındakı normal qüvvələr belədir.

$$N = (M_0 - M) / b ; \quad M_0 = -0.5 p H^2.$$

Çərçivə-rabitəli sistemlərin yuxarı son yarusundakı əyinti və ya boşluqlu diafraqmaların ara divarlarındakı əyinti

$$f = \left(\frac{v^2 - 1}{8} + \alpha_2 \right) \frac{p H^2}{B v^2}$$

düsturu ilə təyin edilir.

IV. Layihələndirilən bina haqqında ümumi məlumat.

4.1. Ümumi hissə.

Layihə tapşırığına əsasən hazırlanan hazırki işçi layihə xətti tipli karkas konstruksiyalı fərdi layihədən ibarətdir.

Layihələndirilən binanın $\pm 0,00$ səviyyəsi şərti olaraq 1-ci mərtəbənin döşəmə səviyyəsi qəbul olunmuşdur ki, bu da mütləq qiymətcə $+37.50$ -a bərabərdir.

Baş plan və relyefin təşkili.

Relyefin təşkili planı layihələndirilən ərazini tikinti üçün əlverişli şəkə salmaqdan ibarətdir. Buraya nəqliyyatın təhlükəsiz hərəkəti, lazımi maillik verməklə küçə-yol şəbəkəsinin yaradılması, səki, meydan örtüklərinin konstruktiv hissələrinin təqdim olunması və sair tədbirlər toplusu öz əksini tapmışdır. Yol örtükləri üçün iri və xırda dənəli asfalt beton, qırma daş və qum verilmişdir. Baş planda bütün məhəllənin su tələbatını ödəyən su hovuzlarının tikintisi nəzərdə tutulmuşdur.

4.2. Memarlıq –planlaşdırma.

Bakının Suraxanı rayonunda, Suraxanı –Hövsan yolu üzərində layihələndirilən Dədə -Qorqud yaşayış kompleksində yerləşir. Bu kompleks şəhərin ən gözəl və ən əzəmətli ünvanına, canlı, işlək, müasir tikililər arasında öz dinamikliyi, struktural və funksionallığı ilə seçilir. Plan məkan quruluşunda rahatlığı ilə digər layihələrdən fərqli bir konsep sərgiləyir.

Yaşayış binası 1 zirzəmi və 9 yaşayış mərtəbəsi olmaqla layihələndirilmişdir. Zirzəmi mərtəbəsinin hündürlüyü 3.00 m qəbul olunmuşdur. 1-ci mərtəbənin hündürlüyü 4.8 m, 2-9-cü mərtəbələrin hündürlüyü isə 3.3 m qəbul edilmişdir. Zirzəmi mərtəbəsinin ümumi sahəsi 708 m^2 , 1-ci mərtəbənin

ümumi sahəsi 708 m², 2-ci mərtəbənin terrasla birgə ümumi sahəsi 988.32 m²-dir. Ümumi həcmi 26550 m³.

Müasir texniki təchizatı olan yaşayış binasında yaşayan insanların, rahatçılığı nəzərə alınmışdır. Bütün mərtəbələr fəvqəladə pilləkən qəfəsəsi ilə yanaşı, 1 sərnişin lifti ilə təhciz olunub. Mərkəzin bütün mərtəbələri sanitar qovşaqlar ilə təmin olunmuşdur. Müasir tələblərə cavab verən interyer bölgüləri, sütunlararası divarlar və arakəsmələr boşluqlu kərpicdən hörülür. Daxili bəzək işlərində divarlar - yağlı boya, su emulsiya boyası, mərmər lövhələr və s. ilə bəzədilir. Döşəmələr - falşpollardan ibarətdir. Tavan - dartma tavan, asma tavan (alçıpan), su emulsiya boyası, əhəng ağartması ilə boyanmışdır. Mərkəzin interyeri: müasir dizan işləri və mebellərlə təhciz olunmuşdur. Fasadların tamamlanmasında monolit dəmir-beton üzərinə xüsusi boyalardan istifadə olunmuşdur.

4.3. İstilik və soyuq təchizatı.

Binanın layihəsi, layihə tapşırığı, memarlıq-tikinti cizgiləri və qüvvədə olan tikinti norma və qaydaları əsasında işlənilmişdir.

Bakı şəhəri Suraxanı rayonu üçün hesabi parametrlər:

Barometrik təzyiq 760 mm.c.s=1010 Pa.

Xarici havanın parametrləri:

Qış: $t_x = -4$ °C, $J_x = 0,8$ kC/kq

Yay: $t_x = 31,7$ °C, $J_x = 68,7$ kC/kq

(hesabatda qəbul olunur $t_x = 40$ °C, $J_x = 81,2$ kC/kq)

Daxili havanın parametrləri:

Qış: $t_d = 20$ °C

Yay: $t_d = 25$ °C

Layihənin tapşırığına əsasən otaqların isidilməsi və soyudulması fankoylar və panel radiatorları vasitəsilə icra olunur. İstilik daşıyıcısının parametrləri

$T_{verici}=90\text{ }^{\circ}\text{C}$; $T_{qayıdıcı}=70\text{ }^{\circ}\text{C}$ qəbul edilib. Layihədə binanın istilik təchizatı qazanxanadan qəbul edilib. Soyuq su mənbəyi çillərdir. Soyuq su təchizatının parametrləri $T_{verici}=7\text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{qayıdıcı}=12\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Qış mövsümündə qazanxanadan borulara isti su verilir, yay mövsümündə isə çillərdən soyuq su verilir. Layihədə isti-soyuq təchizatı üçün dayaqqlar nəzərdə tutulub. Dayaqqlardan ayırmalarda bağlayıcı ventill, süzgəç və buraxıcı kranlar quraşdırılır. Bütün fankoyllarda bağlayıcı armatur, süzgəç, hava ötürücü, üç gedişli elektrik klapanları və termorequlyatorlar quraşdırılır. Bütün fankoyllardan drenaj nəzərdə tutulub. Drenaj boruları sifon vasitəsilə kanalizasiya dayaqqlarına birləşdirilir. Sistemdən hava avtomatik hava ötürücülər vasitəsilə xaric olunur. Layihədə üfüqi kanal tipli, və kaset tipli fankoylları (tangensial ventilyatorlu) quraşdırılır. Üfüqi kanal tipli fankoyllar asma tavanda metal qutular vasitəsilə quraşdırılır. Fankoyllarla metal qutular elastik taxmalarla birləşdirilir. Magistral borular asma tavanda aparılır.

Layihədə nəzərdə tutulub:

- 1) İsti-soyuq təchizatının boruları metalplast, elektrik qaynaqlı polad borular.
- 2) Drenaj sisteminin boruları polixlorvinil.
- 3) İsti-soyuq təchizatı borularının izolyasiyası "İZOPİPE" $\delta_{iz.}=20\text{ mm}$
- 4) Fankoyllarda termorequlyatorlar, üç gedişli kranlar, bağlayıcı armaturlar və avtomatik hava ötürücülər.

Bütün elektririk qaynaqlı borular korroziyaya qarşı soyuq izol mastikası üstündən 2 dəfə izol ilə mühafizə olunmalıdır. İstilik-soyuq təchizatı dayaqqlarının quraşdırıldığı şaxtaların divarlarında 600x1000 (mm) ölçülü qapılar (boru kəmərlərində quraşdırılan armaturların tənzimlənməsi üçün) nəzərə alınmışdır. Dəhliz və otaqlarda asma tavan boruların və ventilyasiya avadanlıqlarının quraşdırılmasından sonra bağlanmışdır. Asma tavan bütün hissələrdə asan açılan olmalıdır. Hava kəmərləri və boruların dəhlizlərdə asma tavanda quraşdırılması üçün asma tavanın hündürlüyü 300÷500 mm qəbul olunmuşdur.

4.4. Ventilyasiya

Layihədə bütün bina üçün mərkəzləşdirilmiş kondisionerləşmə qəbul olunub. Layihədə mexaniki vurma və sorma sistemi nəzərə alınmışdır. Bundan başqa layihədə təbii sorma sistemi də qəbul olunmuşdur. Hava kəmərləri sinklənmişvərəqdən hazırlanır. Hava kəmərlərində havanın tənzimlənməsi üçün hava qapağı və şiber nəzərdə tutulub. Bütün sistemlərdə səsin azadılması üçün səsoğucu və elastik taxmalar nəzərə alınıb. Vurucu hava kəmərləri "İZOPIPE" $\delta_{iz}=20$ mm izolyasiyası ilə izolə olunur. Layihədə vurucu sistemlərin isti-soyuq təchizatı yerinə yetirilib. Vurucu sistemlərin isti-soyuq təchizatı üçün metal-plast borular və polad elektrik qaynaqlı borular qəbul olunub. Vurucu sistemlər üçün bağlayıcı armatur, üç keçidlikləpan, balanslaşdırıcı klapan və buraxıcı kranlar nəzərdə tutulmuşdur. Sistemdən hava avtomatik hava ötürücülər vasitəsilə xaric olunur. İsti-soyuq təchizatının boruları "İZOPIPE" $\delta_{iz}=20$ mm izolyasiyası ilə izolə olunur. Bütün elektrik qaynaqlı polad borular korroziyaya qarşı mühafizə olunmalıdır (soyuq izol mastikası üstündən 2 dəfə izol ilə örtülməli). Bütün vurma sistemlərindən drenaj nəzərdə tutulub. Vurma sistemlərinin drenaj borusu sifon vasitəsilə kanalizasiya dayaqlarına birləşdirilir. Hava kəmərləri və boruların montajından sonra inşaat şaxtalarında mərtəbələr arası monolit betonla bağlanmışdır. Monolit betonla hava kəməri və borular arasında aralıq saxlanmışdır. Monolit betonla hava kəməri və borular arasındakı aralıq elastik yanmayan materialla doldurulmuşdur.

4.5. Yanğın siqnalı

Yanğın siqnalı sistemi yanğın siqnalı cihazından ibarətdir. Yanğın siqnalı cihazı 1-ci mərtəbədə növbətçi otağında yerləşdirilir. Yanğın siqnalı cihazı divarda döşəmədən 1 m hündürlükdə yerləşdirilmişdir. Başqa cihazların yerləşdirilməsi montaj vaxtı müəyyən edilir.

Yanğın siqnalı cihazının qidalandırılması iki bir-birindən asılı olmayan dəyişən cərəyan mənbəyindən yerinə yetirilmişdir. Əgər cərəyan kəsilsə sistemdə akkumulyator batareyalarının qoyulması nəzərdə tutulmuşdur.

Akkumulyator batareyaları yanğın siqnalı cihazlarını 24 saat müddətində təmin edir. Otaqlarda yanğını xəbər vermək üçün tüstülü və istilik xəbərvericilərindən istifadə edilir. Bu xəbərvericilər tavanda yerləşdirilir. Əl ilə yanğın xəbərvericiləri divarda, çıxışa yaxın yerdə 1,5 m hündürlükdə yerləşdirilmişdir. Yanğın siqnalı xəbərvericiləri elektrik işıqlandırıcılarından 0,5 m məsafədə yerləşdirilmişdir.

4.6. Televiziya şəbəkələri.

Televiziya verilişlərini qəbul etmək üçün damında qəbuledici kollektiv televiziya antenası quraşdırılır. Paylayıcı və abunəçi xətlər divarla açıq surətdə və döşəmə yaşmağı arxasında çəkilirlər.

4.7. Su kəməri.

Layihədə ofis binasının daxili su kəməri və kürəbənd sistemləri həll olunur. Layihə "TN və Q 2.04.01-85 Binaların daxili su kəmərləri və kanalizasiyası" əsasında layihələndirilib.

1. Binaya soyuq su sahə daxilindəki su kəməridən verilir.
2. İsti su təchizatı istilik qovşağından təmin edilir.
3. Magistral su boruları zirzəminin tavanının altından çəkilir.
5. Su kəməri sistemi təzyiqə davamlı Polipropilen (PP) tipli su borularından quraşdırılır.
6. Su kəməri sisteminin sınağı SNiP 3.05.01-85 v. 4.4 əsasən yerinə yetirilir.

4.8. Kürəbənd.

1. Binanın məişət çirkab suları daxili kürəbənd sistemi vasitəsilə kənar edilir.
2. Reviziyalar döşəmədən 1 m yüksəklikdə quraşdırılır.
3. Kürəbənd sistemi NJT-2000 tipli plastmas borulardan quraşdırılır.
4. Sanitar-texniki avadanlıqlarının, boruların və sistemlərin quraşdırılması və sınağı SNiP 3.05.01-85 uyğun aparılmışdır.

4.9. Antiseysmik tədbirlər.

Layihədə AzDTN 2.3-1* nəzərə alınıb və tikinti zamanı həmin tələblər yerinə yetirilmişdir.

4.10. Konstruksiya bölməsi.

Binanın konstruksiyası "Lira 9.6" programında fəza sistemində hesablandıqdan sonra layihələndirilmişdir. Hesabatda aşağıdakılar nəzərə alınmışdır.

1. Binanın konstruktiv sxemi monolit dəmir-beton rabitəli-çərçivə sistemi qəbul edilmişdir.
2. Karkasın yük daşıyan elementləri sütunlardan, sərtlik özəyindən, rigellərdən, örtük tavalarından yerinə yetirilmişdir.
3. Özül - hündürlüyü 1.000 m olan sal B 25 sinifli dəmir-beton tavadır.
4. Səviyyələrmərtəbə örtüklərin üzərindən hesablanır.
5. Ərazinin seysmikliyi 8 balla qiymətləndirilir.
6. Layihə - "YÜKLƏR VƏ TƏSİRLƏR" İN və Q (SNİP) 2.01.07-85*;
"BETON VƏ DƏMİR-BETON KONSTRUKSİYALAR" İN və Q (SNİP) 2.03.01-84*;
"SEYSMİK RAYONLARDA TİKİNTİ" AzDTN 2.3-1* və qüvvədə olan digər normativ sənədlər əsasında yerinə yetirilmişdir.

Binanın yükdaşıyan konstruksiyaları I və II qrup həddi hala görə hesablanmışdır. Bu zaman aşağıdakı yüklər nəzərə alınmışdır.

- konstruksiyaların öz çəkiləri;
- istismar ilə bağlı müvəqqəti yüklər;
- qar yükü $g = 50,0 \text{ kq/m}^2$;

- külək yükü - V zona;
- ətraf mühitin temperatur göstəriciləri;
- ərazinin seysmikliyi 8 bal;
- binanın yeraltı hissəsinin divar konstruksiyalarına qruntun və yeraltı suların təzyiqi;

Dəmir-beton sütunların en kəşik ölçüləri təyin edilərkən

$$A_{\min} \geq 1,35 N/R_b$$

şərti nəzərə alınmışdır. Burada,

A_{\min} – sütunun minimum en kəşik sahəsi;

N – sütuna düşən ox boyu şaquli statik yük, kq-la;

R_b – betonun sıxılmada hesablama müqaviməti, kqq/sm².

Binanın elementlərinə təsir edən yüklərdən başqa texniki və nəqliyyat vasitələrindən, o cümlədən yanğınsöndürən nəqliyyat vasitələrindən yaranan təsadüfi yüklər də nəzərə alınmışdır.

Bu yüklər texniki və nəqliyyat vasitələrinin xüsusiyyətlərinə uyğun və layihələndirmə tapşırığına əsasən qəbul edilmişdir.

Binanın hesablanmasında külək yükündən pulsasiya nəzərə alınmışdır. Binada insanların fizioloji rahatlığını təmin etmək məqsədi ilə küləyin təsirindən rəqslərin təcili 8 sm/s²-dən az olması nəzərə alınmışdır.

Binanın yükdaşıyan və digər konstruksiyaları klimatik temperatur təsirlərinə hesablanmış və layihədə havanın temperaturunun təsirinin və ya konstruksiyaların qeyri-bərabər qızmasının minimuma endirilməsi üçün tədbirlər nəzərdə tutulmuşdur.

Binanın tikintisi və gələcək istismarı zamanı onun ətrafda yerləşən bina və qurğulara təsiri öyrənilmiş və qrunt massivinin gərginlik-deformasiya halının, yeraltı suların hidrogeoloji rejiminin dəyişməsi proqnozu verilmişdir.

Konstruktiv həll

Binanın konstruktiv həlli onun xidmət müddətinin 100 ildən az olmamasını təmin etməlidir. Konstruktiv həll əsaslı təmirlərin köməyi ilə binanın yükdaşıyan konstruksiyalarının hesabi ehtiyatlarının bərpasına imkan yaratmalıdır.

Binanın konstruktiv sistemi hesabi yüklərin təsiri altında yükdaşıyan konstruksiyaların və elementlərin möhkəmliyini, dayanıqlığını, hündəsi dəyişməzliyini və həmçinin fəvqəladə vəziyyətlərdə tədricən artan dağılmaya, uçmaya qarşı müqavimətini təmin edir.

Binanın qəbul edilmiş plan həllinə uyğun əsas yükdaşıyan sistemi monolit dəmir-beton sərtlik özəyindən və binanın konturu boyu verilmiş çərçivədən ibarətdir. Yükdaşıyan sistem sütunlardan, sərtlik özəyindən, rigellərdən, örtük tirlərindən və tavalarından təşkil olunmuşdur.

Binanın əsas şaquli yükdaşıyan elementlərinin plan üzrə yerləşməsi baş oxlara nəzərən simmetrik qəbul olunmuşdur. Sərtlik diafraqmaları binanın eninə istiqamətlərində yerləşdirilmişdir.

Binanın yükdaşıyan konstruksiyaları birinci və ikinci qrup həddi hal vəziyyətlərinə, yüklərin ən əlverişsiz birləşmələri nəzərə alınmaqla hesablanmışdır.

Binanın yükdaşıyan elementlərində yaranan qüvvələrin və sistemin üfüqi yerdəyişməsinin təyin edilməsi zamanı elementlərin deformasiya (sərtlik) xarakteristikaları, materiallarının işini nəzərə alan üsullar əsasında qəbul edilmişdir. Binaanın ümumi dayanıqlığa və sürüşməyə hesablanması zamanı onun konstruktiv sistemi deformasiyaya uğramayan sərt cisim kimi qəbul olunmuşdur.

Binanın şaquli yükdaşıyan konstruksiyaları hündürlük boyu kəsilməz qəbul edilmiş, sütunların yükdaşıyan bütöv və ara divarların, sərtlik diafraqmalarının qalınlıqları hündürlük üzrə tədricən dəyişkən qəbul edilmişdir. Bu halda, dəyişilən hissədə konstruksiyaların sərtliklər fərqi 20%-dən çox olmaması şərti təmin olunmuşdur. Sütunların və divarların çevikliyi (I_0/i nisbəti, burada I_0 hesabı uzunluq, i - eninə kəsiyin inersiyasının radiusudur) 60-dan artıq qəbul etmək tövsiyə olunmur.

Binanın yükdaşıyan elementlərinin birləşmə düyünlərini əyici momentlərin ən kiçik qiymətləri olan zonalarda yerləşdirmək vacibdir. Eyni zamanda dəmir-beton elementlərin birləşmə yerlərində bir kəsikdə birləşdirilən armaturların sayı onların ümumi sayının 50%-ni aşmaması şərti də təmin edilmişdir. İşçi armaturların birləşdirilməsində müasir texnologiya əsasında hazırlanmış muftalardan istifadə edilmişdir. Dəmir-beton elementlərin sonradan bir-birinə birləşdirilməsinə ehtiyac yaranan hallarda, muftalardan və kimyəvi ankerlərdən istifadə olunmuşdur.

Binanın monolit dəmir-beton konstruksiyalarında yuxarı mərtəbədən aşağı mərtəbəyə doğru yükün tədricən artmasını nəzərə almaqla şaquli konstruksiyaların yükdaşıma qabiliyyətinin artırılmasını aşağıdakı üsullarla təmin edilməsi məqsədəuyğundur:

- boyuna armaturlanma əmsalının artırılması ilə;
- betonun möhkəmliyinin yüksəldilməsi ilə;
- planlaşdırmada məhdudiyyət nəzərə alınmaqla elementlərin qalınlığının artırılması ilə;
- “sərt” armaturdan istifadə olunması ilə.

Binanın layihəsində fasadların təmirinin mümkünlüyünün təmin olunmasına dair mühəndisi-tədbirlər, texniki həllər və onların təmizlənməsi, yuyulması üçün avadanlıqlar nəzərdə tutulmuşdur.

Binanın konstruktiv sistemi

Planda ölçüləri oxlar üzrə 28.4 x 34.8 m (bax şəkil 24,25,) ,hündürlüyü bünövrə tavası səviyyəsindən 41,5 m olan (bax şəkil 26-27) binanın əsas yükdaşıyan sistemi monolit dəmir-beton sərtlik özəyindən və sütunlardan təşkil olunmuşdur. Binanın örtükləri monolit dəmir-betondan müstəvi formasında 15 sm qalınlığında yerinə yetirilmişdir. Tavalər kənarlarda və oxlar boyu şərti tirlərlə gücləndirilmişdir.

Binanın bünövrə konstruksiyası monolit dəmir-beton bütöv tavadır. Bünövrə tavasının oxlardan kənara çıxıntısı 2400 mm, hündürlüyü isə 1000 mm təşkil edir. Bünövrə tavasının plan ölçüsü uzunluğu L=30 m, eni B=23.6 m təşkil edir.

Binanın sərtlik özəyinin plan ölçüləri 23.6 x30 m, hündürlüyü isə bünövrə səviyyəsindən 37.5 m təşkil edir. Sərtlik özəyinin kontur boyu əsas divarlarının qalınlıqları zirzəmi və I mərtəbələrdə 400 mm, II-IX mərtəbələrdə isə 200 mm qəbul olunmuşdur.

Sərtlik özəyinin 2 və 4 oxları boyu C-C' J-K oxlararası sahəsində binanın uzununa istiqamətdə əlavə divar çıxıntısı verilmişdir. Divar çıxıntısının qalınlığı zirzəmi və I mərtəbədə 1000 mm, II-IX mərtəbələrdə 900 mm təşkil edir.(şəkil 28)

Sərtlik özəyinin binanın eninə istiqamətində verilmiş daxili divarlarının qalınlıqları zirzəmi və I mərtəbədə 600 mm, II-IX mərtəbələrdə 500 mm yerinə yetirilmişdir.

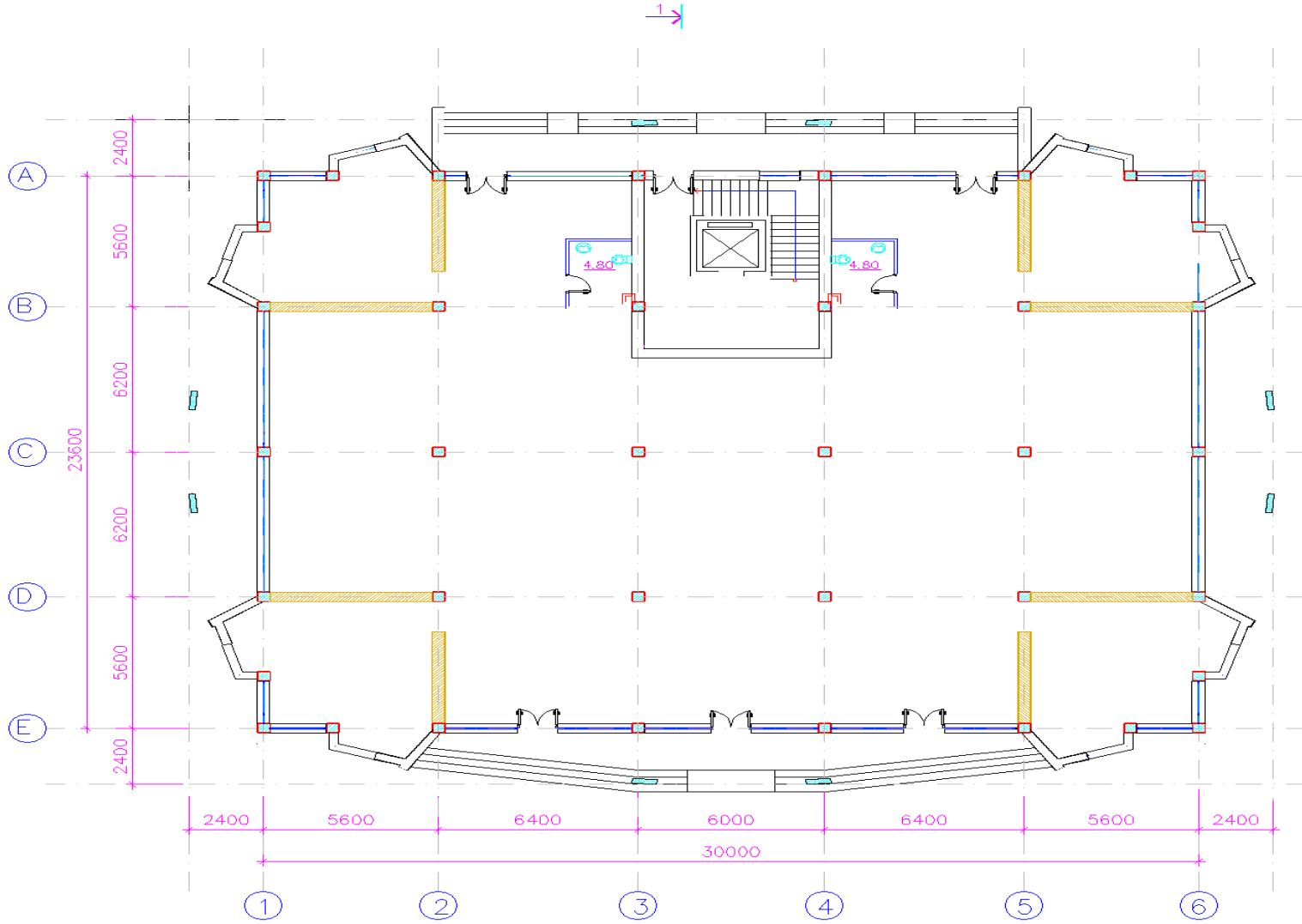
Sərtlik özəyinin konturu boyu qapı keçidlərin hündürlüyü 2,4 m, daxili divarlarda isə 2,2 m təşkil edir. Sərtlik özəklərinin boşluqüstü sahədə hündürlükləri kontur boyu divarda zirzəmi mərtəbədə 1,05 m, I mərtəbədə 3,6

m, digər mərtəbələrdə isə 1,2 m təşkil edir. Daxili divarlarda boşluqüstü sahənin hündürlüyü zirzəmi mərtəbəsində 1,25 m, I mərtəbədə 38 m, digər mərtəbələrdə isə 1,4 m təşkil edir.

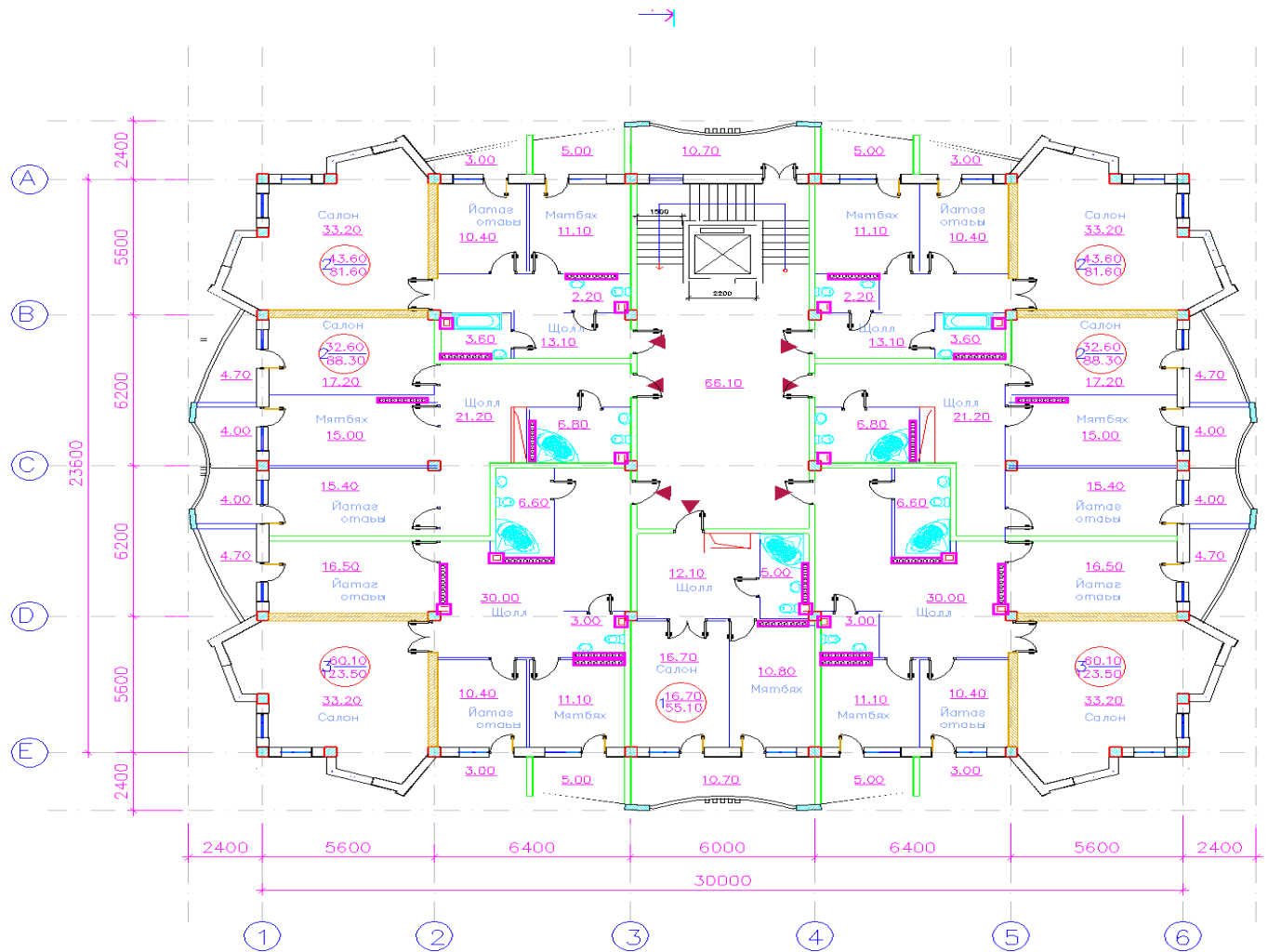
Binanın dam formasının vurlması, yağış sularının axıdılması isitiqamətləri binanın küncələrinə verilmişdi buda öz əksini çertyojlarında göstərilmişdir. (şəkil 29).

Binanın sütunları düzbucaqlı en kəsikli olub ölçüləri hündürlük boyu müəyyən mərtəbələrdən bir tədricən azaldılmamışdır.

Binanın müstəvi tava formalı mərtəbəarası örtüklər iki qat armaturlamış və əlavə millərlə gücləndirilmişdir.



Şekil 24.1 -ci mərtəbə planı



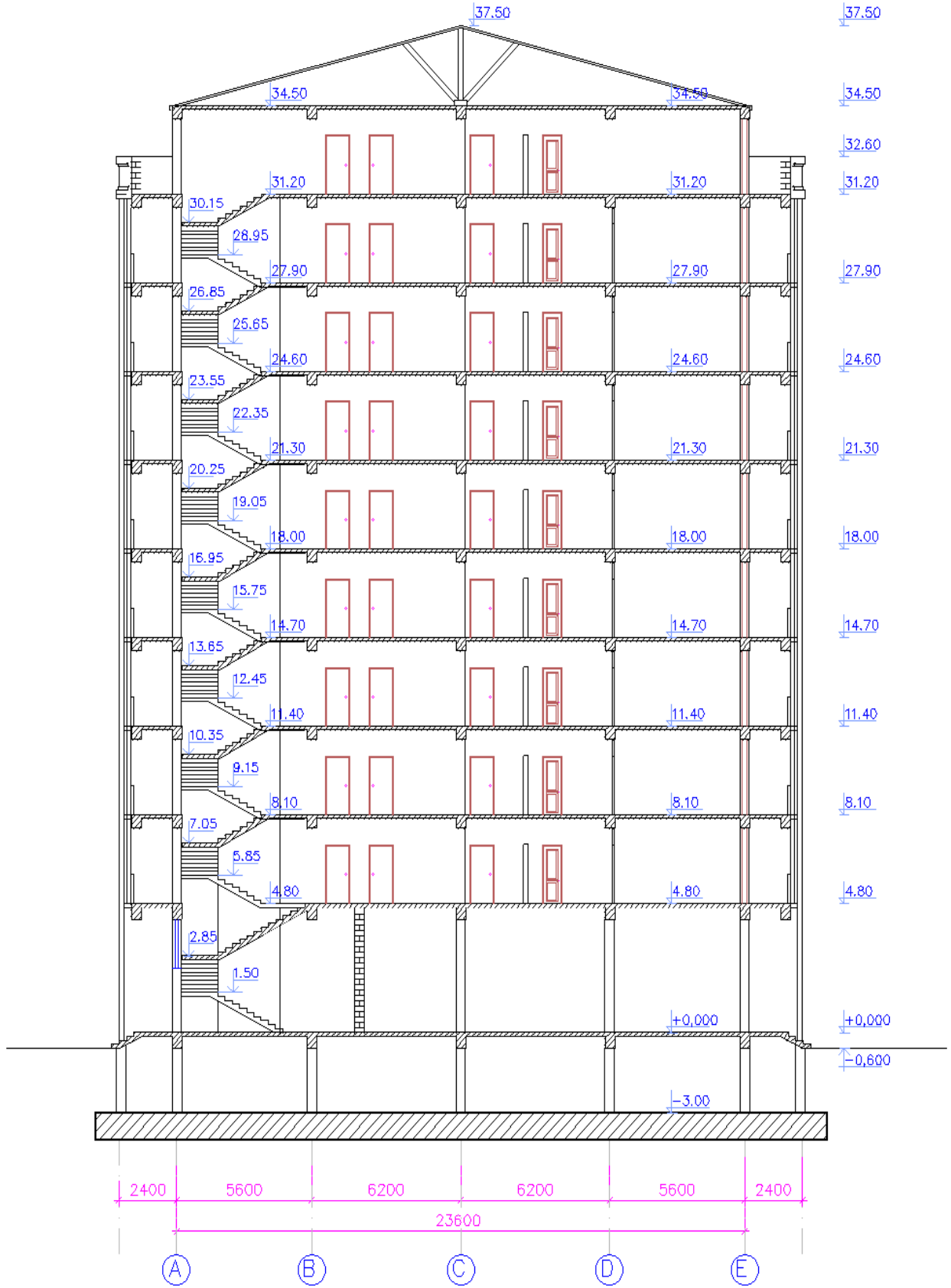
Şekil 25. 2-9-cu mөrtөbө planı



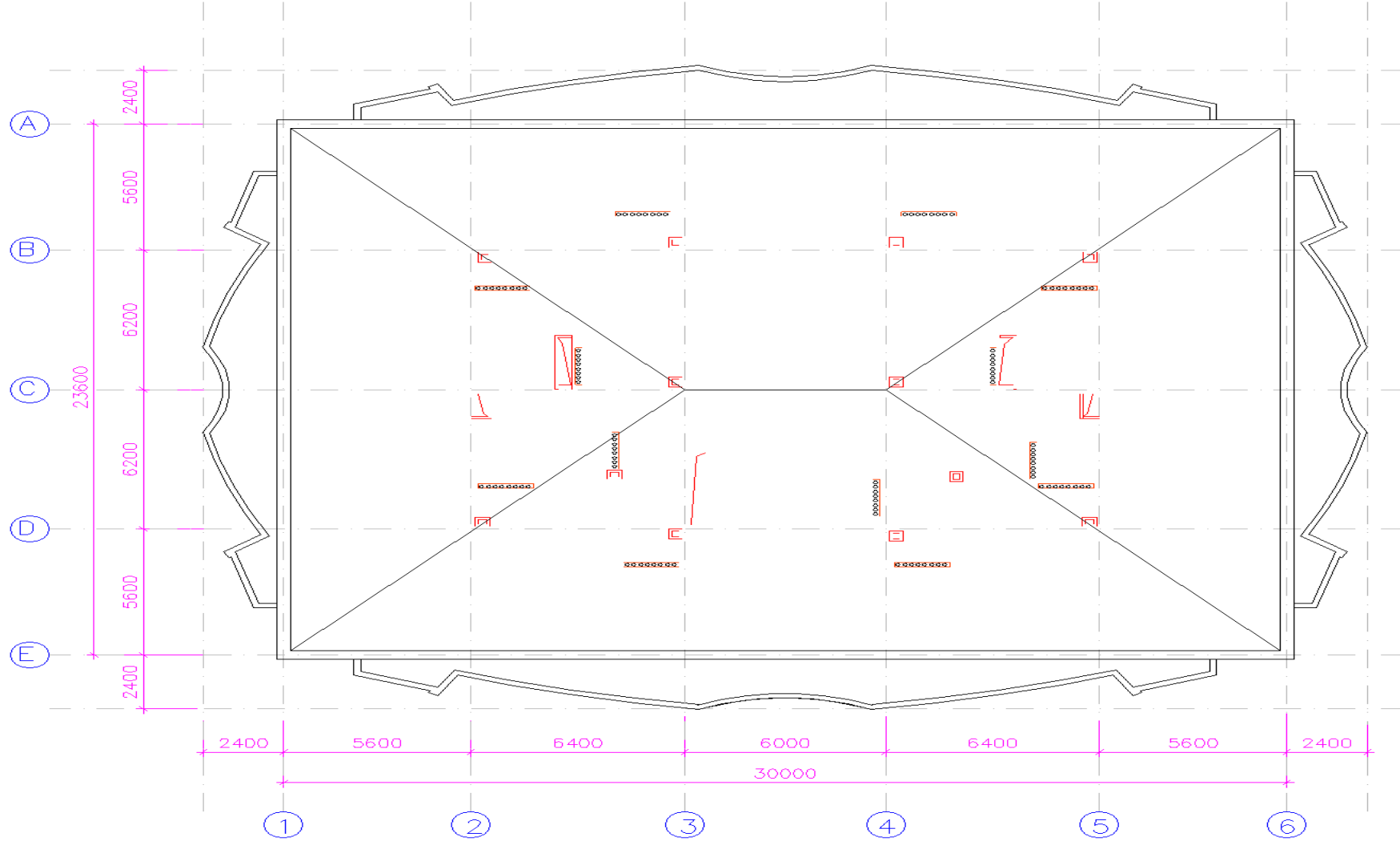
Səkil 26.Fasad planı eninə



Şekil 27. .Fasad planı uzununa



Şekil 28.Fasadın en kəsim planı



Şekil 30. Damın planı

Binanın hesabı zamanı alınan nəticələr.

Lira 9.6 hesablama proqramı ilə binanın vertikal və üfiqi birləşmə düyünlərinin nəticələri aşağıdakı şəkillərdə göstərilmişdir. Şəkillərdən görüldüyü kimi vertikal və üfiqi birləşmələr aydın şəkildə görünür (şəkil 31÷34).

Birləşmə düyünlərini həli yollarını konstruksiyada dəyişik edilərək həll edilmişdir. 406 nomreli düyün nöqtəsi Z istiqamətində yalnız tutularaq oynaqlı edilmişdir onun üçün həmən hissədə moment və kəsici qüvvə epuraları maximumun almışdır. Alınan Lira 9.6 hesabatlarından görünürki əyici moment və kəsici qüvvə həddən çox alınmışdır və limiti keçmişdir. (şəkil 35÷38).

Z istiqamətində qəbul etdiyimiz oynaqlı birləşmə şəkil 39÷40- da daha yaxından görmək olar.

Z istiqamətində oynaqlı qəbul etdiyimizdən yaranan problemi aradan qaldırmaq üçün yaran momentə görə konstruksiyada əlavə gücləndirici armaturlardan istifadə etmək lazımdır. Gücləndirici əlavə armatur yalnız oynaqlı qəbul etdiyimiz Z istiqamətində əlavə olunacaq və xamitlərin ara məsafələrini çoxaltmaq lazım gələcəkdir.

Rigelin hesabı

Hesabatlarından əldə olunan ən böyük M (moment) görə alınan armaturlanma sahələrini tapılması (şəkil 41÷42).

$$H=60\text{sm}, b=40\text{sm}, a=3\text{ sm}$$

$$h_0 = h - a = 40 - 3 = 37\text{sm}$$

İstifadə olunan materiallar,

Beton –B25 -14.5 Mpa

Armatür AIII— $3700\text{kq}/\text{sm}^2$

Yaranan ən böyük moment COMB1 - $M=32.6\text{ T}\cdot\text{m}$

$$A_0 = \frac{M}{bh^2_0 R_b} = \frac{3260000}{60 * 37^2 * 145} = 0,27$$

Uyğun olaraq cədvəldən seçirik $\gamma = 0.835$

$$A_s = \frac{M}{\gamma * h_0 * R_s} = \frac{3260000}{0,83 * 37 * 3700} = 28.6 \text{ sm}^2$$

Seçilən armaturlar konstruktiv olaraq

4Ø25AIII üst və əlavə gücləndirici 2Ø25AIII

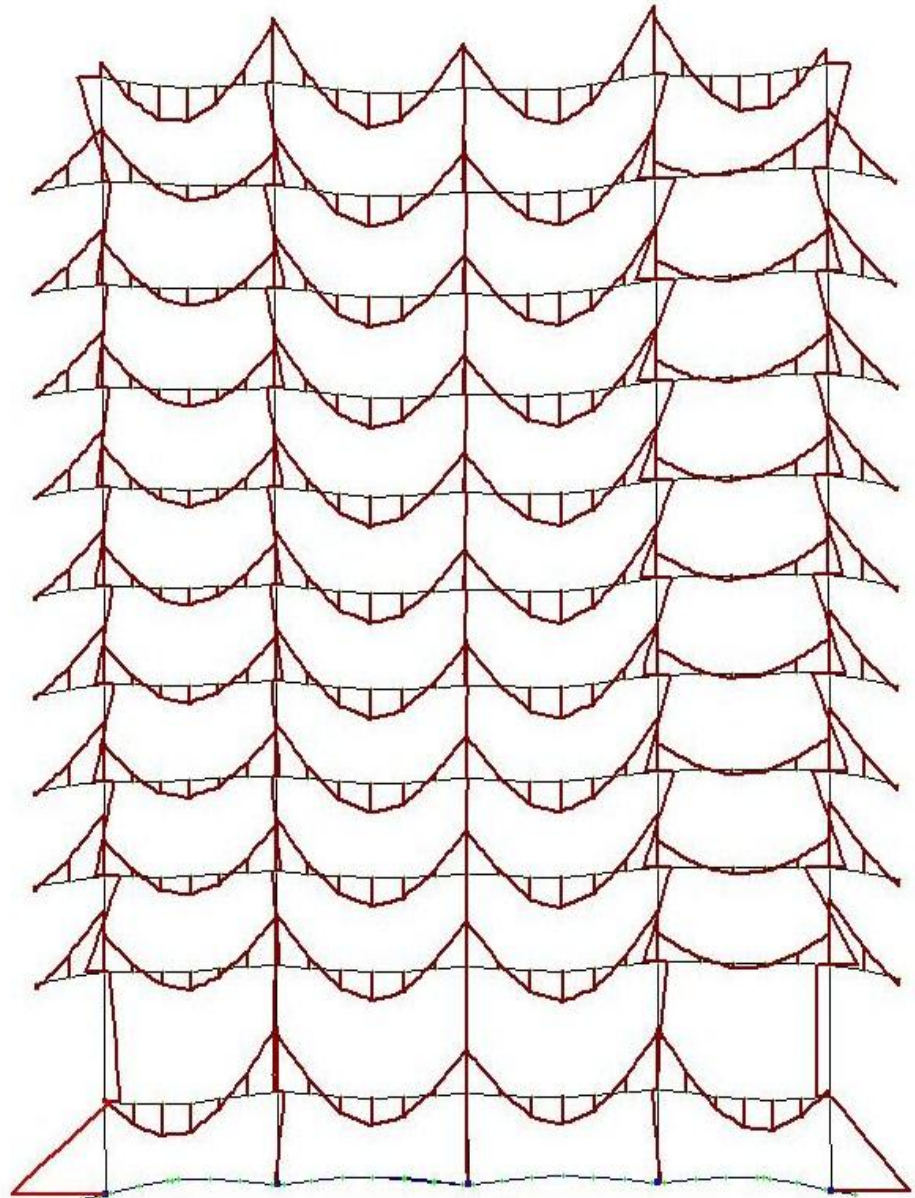
$$A_s = 19.68 + 9.82 = 29.5 \text{ sm}^2$$

Maksimum kəsici qüvvə $Q = 15.8$ ton

Bu verilənlərdən görüldüyü kimi binanın hesablama sxemi uğurlu seçilmişdir və binanın vertikal və üfiqi birləşmə düyünlərinin həlləri aydın şəkildə verilmişdir bu göstəriciləri bu gün qüvvədə olan İnşaat Norma və Qaydalarında göstərilən hədd daxilindədir.

Rigelin sütunla birləşən yerlərini konsolda sərt, konsol olmayan yerlərdə oynaqlı qəbul edirlər. Rigellərin sütunlarla sərt birləşməsində binanın ümumi sərtliyi artır və rigellərin armaturlanması zamanı metala qənaət edilir.

ПОСТОЯННОЕ
Эпюра M_y
Единицы измерения - т*м

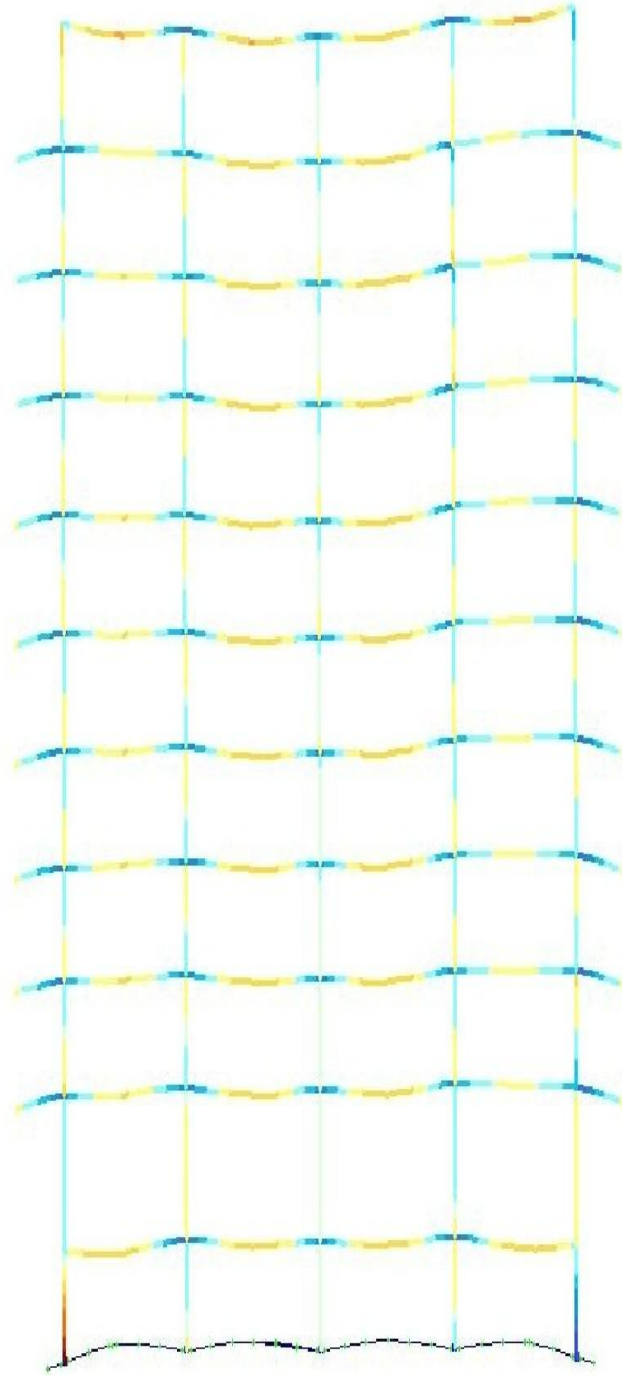


Z
Y
Минимальное усилие -16.267
Максимальное усилие 19.4851

Şekil 31.

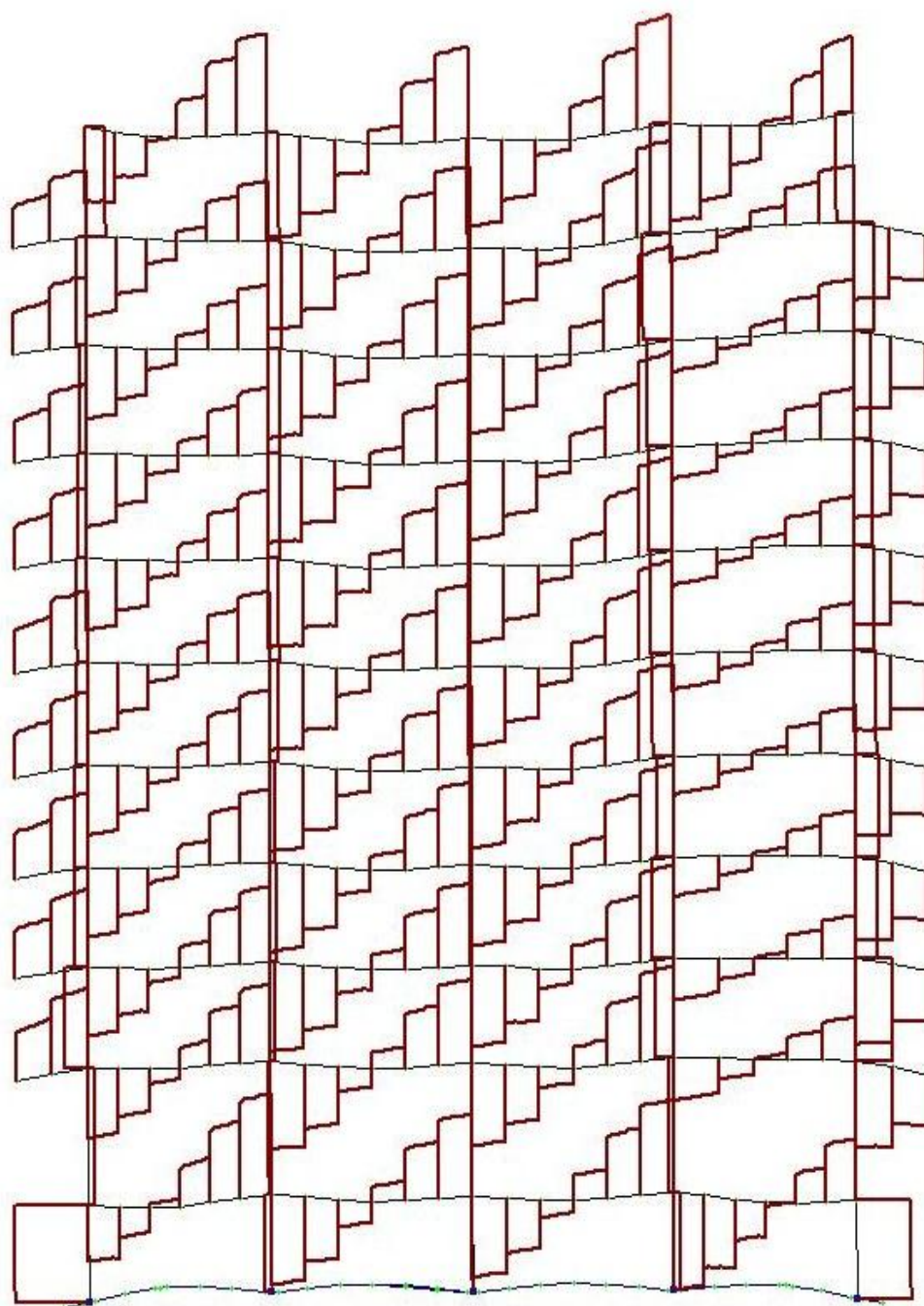


ПОСТОЯННОЕ
Модуль μ
Единицы измерения - r^2/y



Şekil 32.

ПОСТОЯННОЕ
Эпюра Qz
Единицы измерения - т

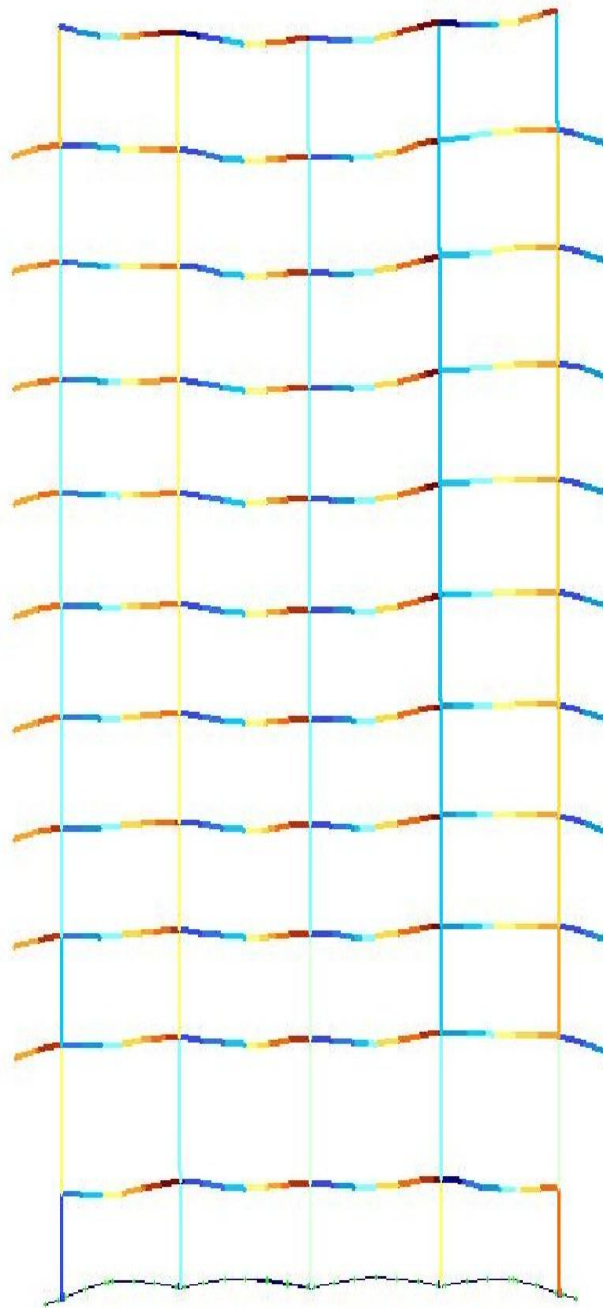


Z
Y
X
Минимальное усилие -9.38271
Максимальное усилие 9.6174

Şekil 33.

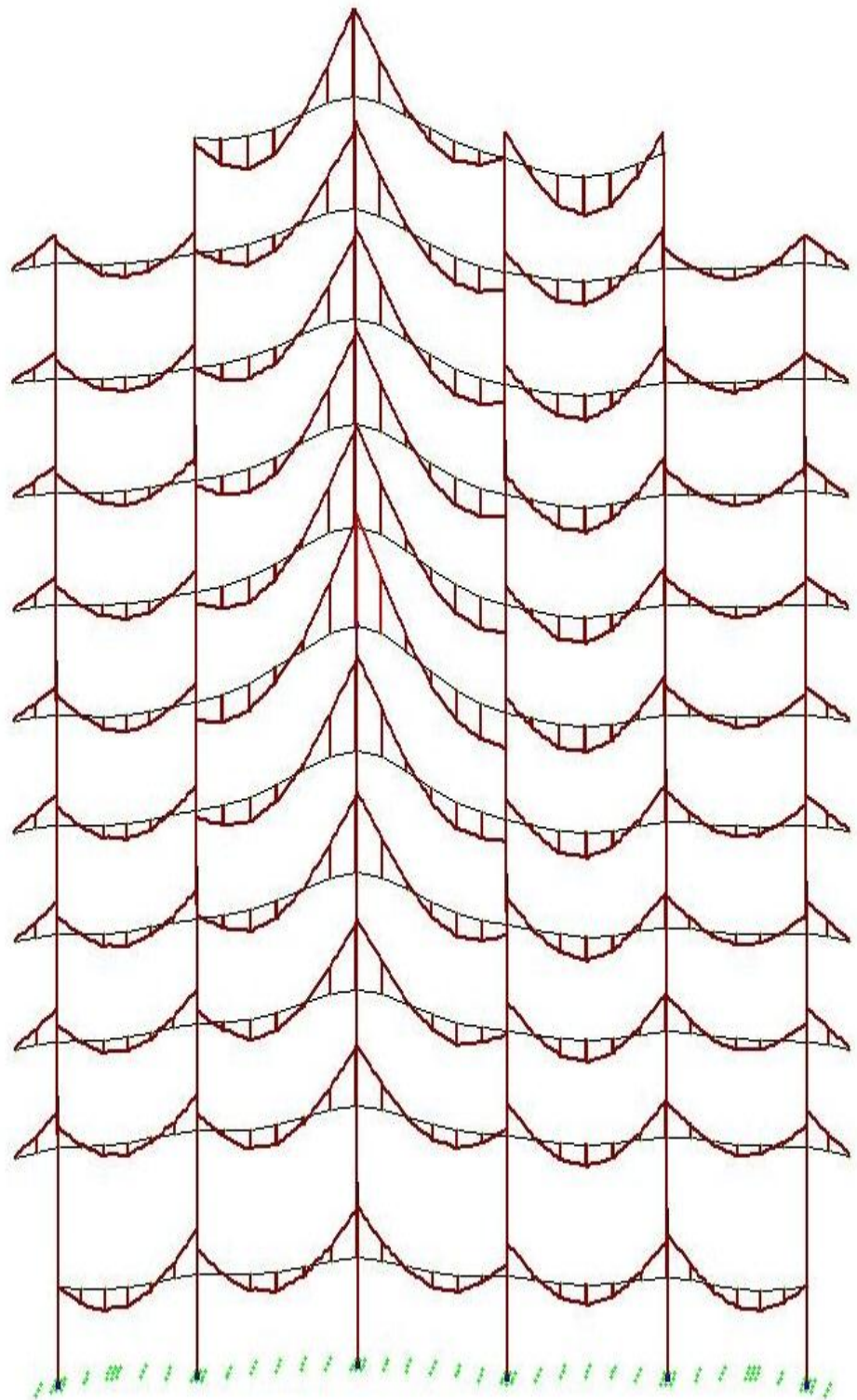


ПОСТОЯННОЕ
Модель Qz
Единица измерения - т



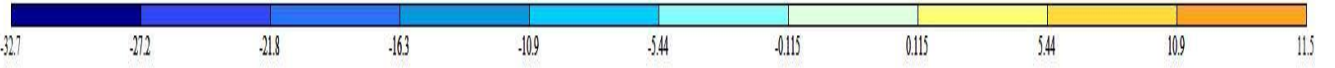
Şekil 34.

ПОСТОЯННОЕ
Эпоха Му
Единицы измерения - т*м

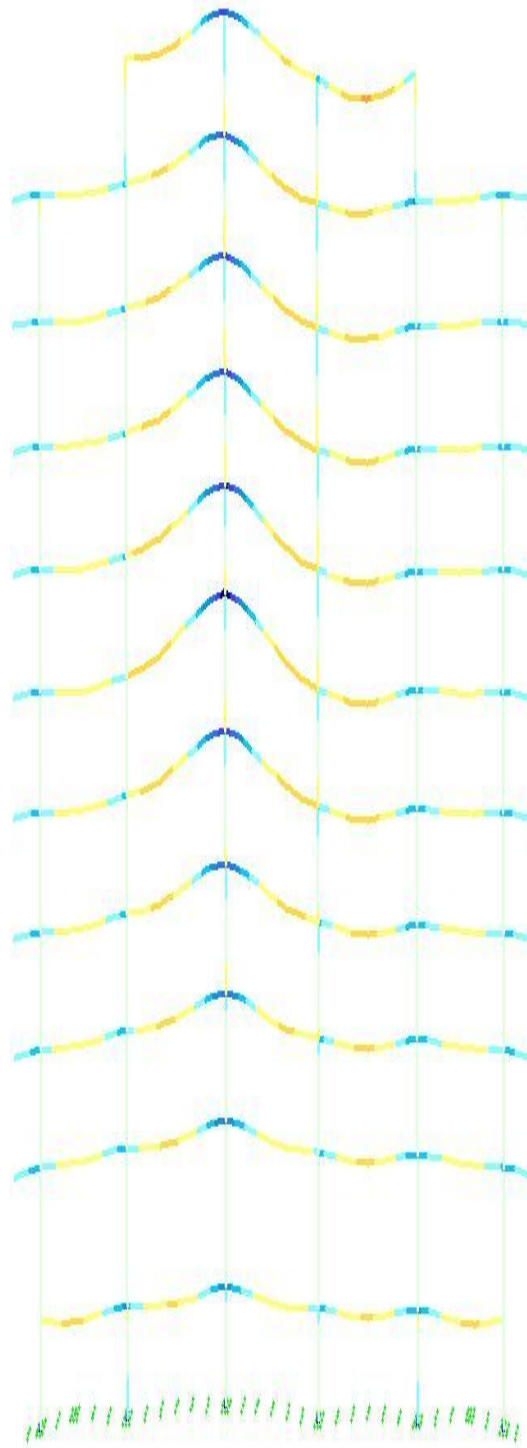


Z_y
Минимальное усилие -32.6449
Максимальное усилие 11.4553

Şekil 35.

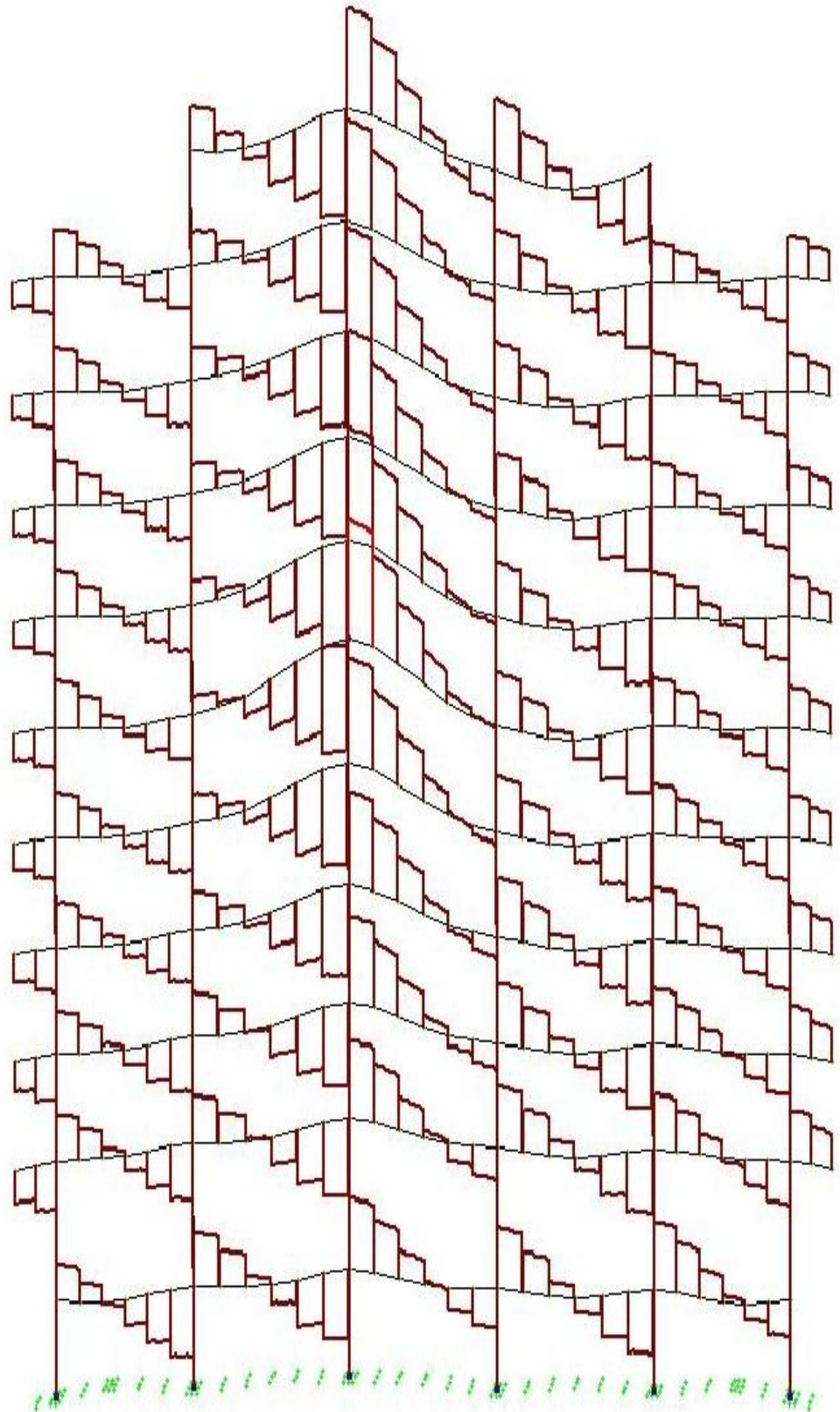


ПОСТОЯННОЕ
 Мозаика Му
 Единицы измерения - r*и



Şəkil 36.

ПОСТОЯННОЕ
Эпоха Qz
Единицы измерения - т

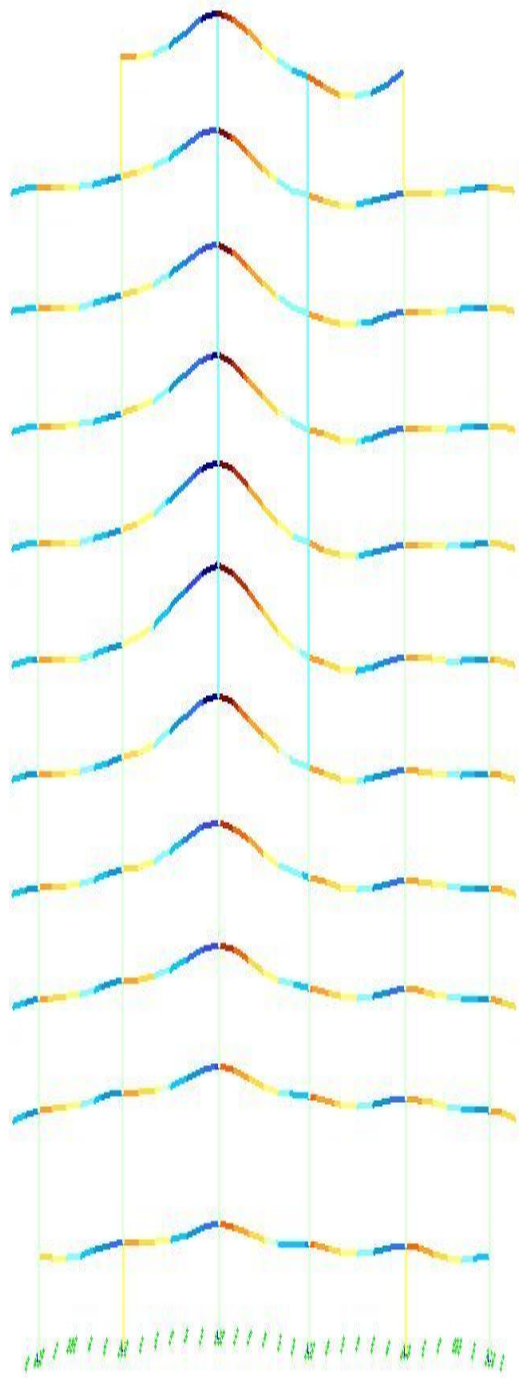


Z
Y
X
Минимальное усилие -15.0684
Максимальное усилие 15.7352

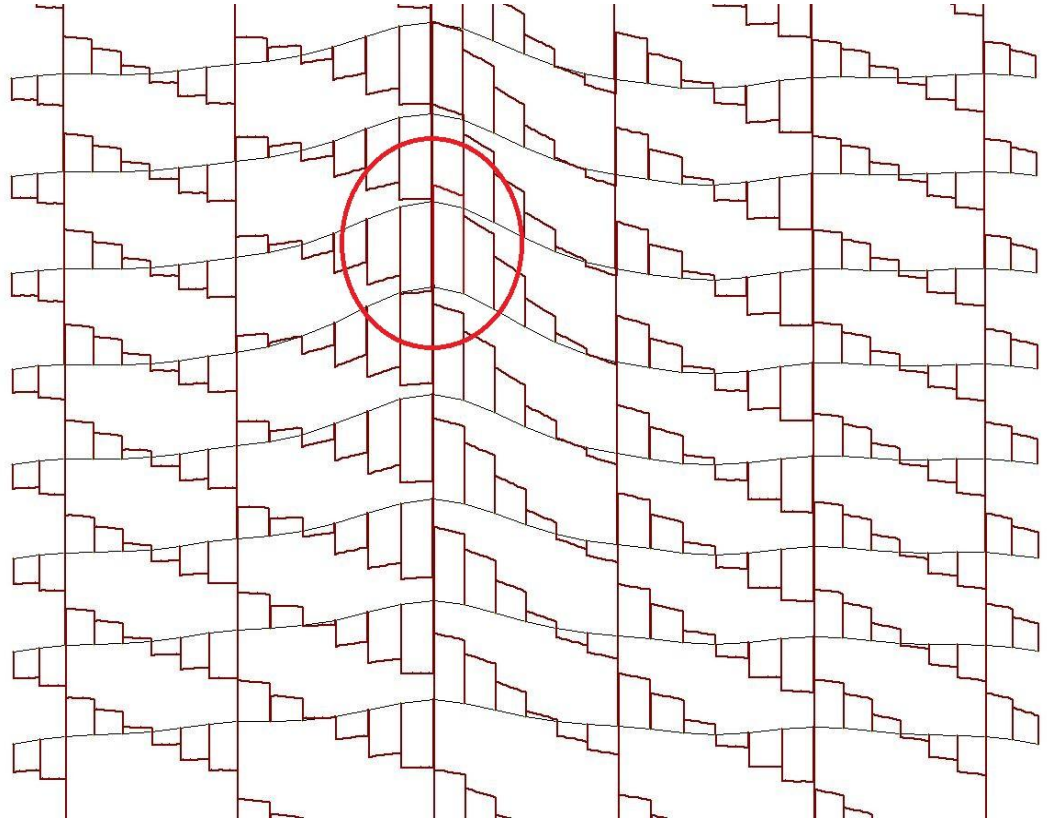
Şekil 37.



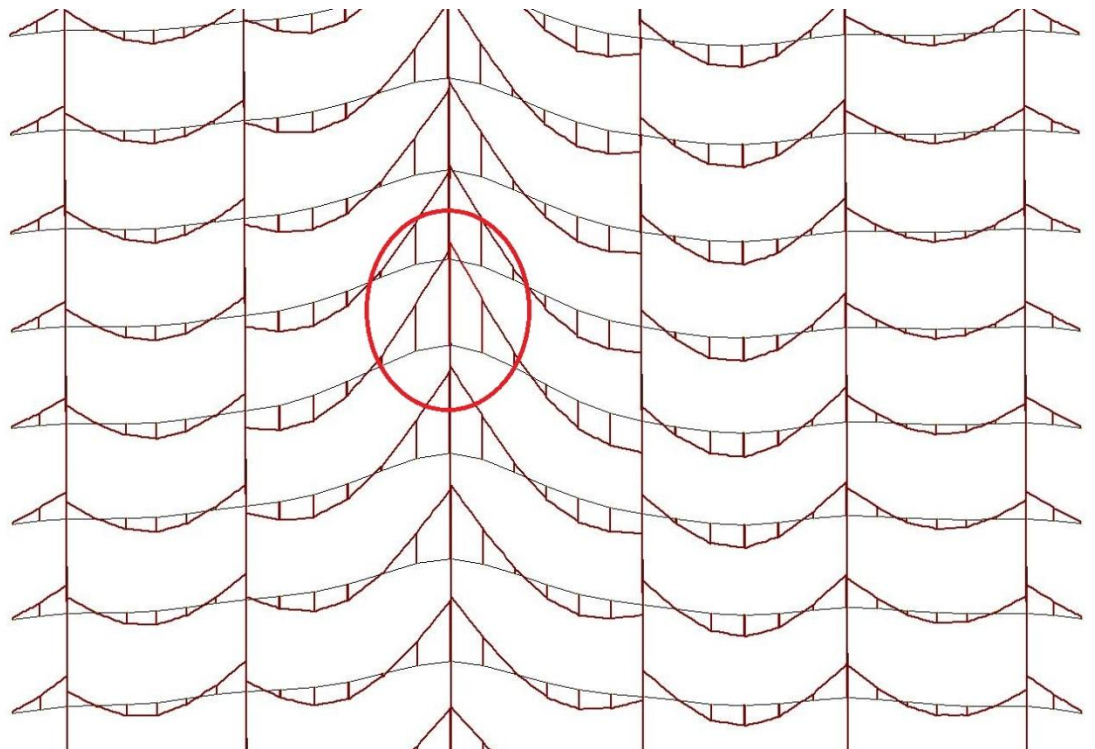
ПОСТОЯННОЕ
 Мозаика Qz
 Единицы измерения - т



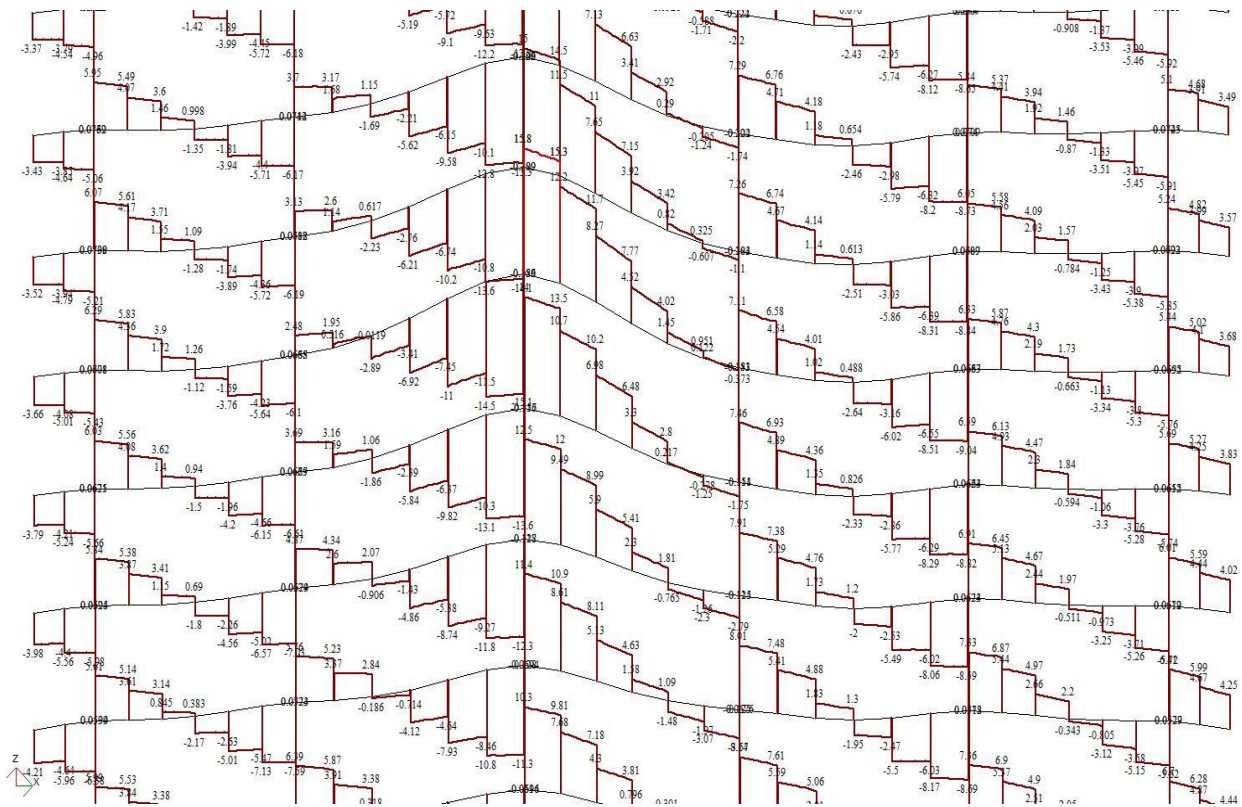
Şekil 38.



Şekil 39

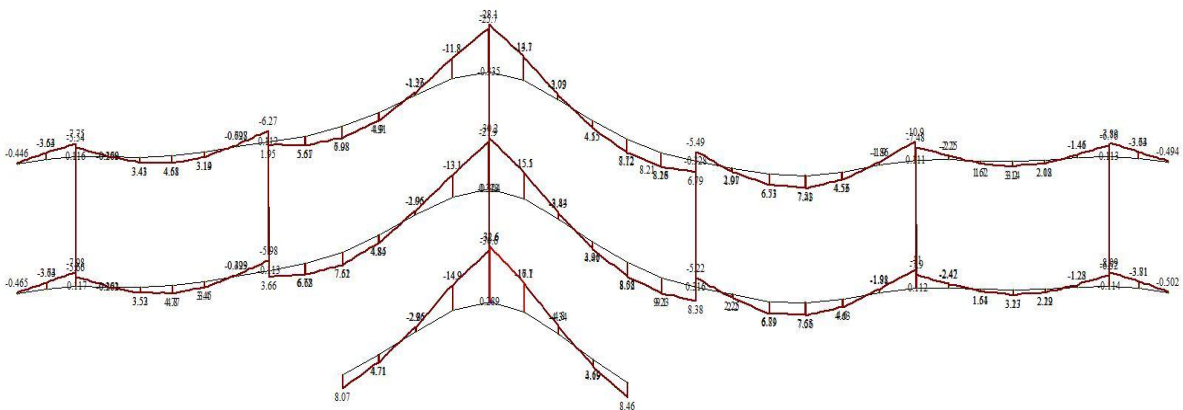


Şekil 40.



Səkil 41.

ПОСТОЯННОЕ
Элементы
Единицы измерения - "м"



z
Минимальное значение -30,6449
Максимальное значение 9,2542

Səkil 42

Ә Д Ә В І Ү Ү А Т

- 1.Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
- 2.Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84) М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
- 3.СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.. ЦИТП Госстроя СССР, 1992.
- 4.СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. М., Стройиздат, 1988.
- 5.СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1995.
- 6.СНиП П-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. М., Стройиздат, 1995.
- 7.Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83). М., ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
- 8.Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения).М., Стройиздат, 1977.
- 9.Руководство по проектированию предварительнонапряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1977.
- 10.Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1991.
- 11.Барашиков А.Я. и др. Железобетонные конструкции. Киев, Высшая школа, 1984.

12. Барашиков А.Я. и др. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование. Киев, Высшая школа, 1987.
13. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. Москва, Высшая школа, 1987.
14. Вахненко П.Ф. и др. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий. Киев, Будивельник, 1987.
15. Залесов А.С., Фигаровский В.В. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям. М., Стройиздат, 1976.
16. Кувалдин А.Н., Клевцова Г.С. Примеры расчета железобетонных конструкций зданий. М., Стройиздат, 1976.
17. Лысенко Е.Ф. и др. Железобетонные конструкции. Примеры расчета. Киев, Высшая школа, 1975.
18. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1989.
19. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Под ред. д-ра техн. наук, проф. А.А. Уманского. М., Госстройиздат, 1960.
20. Торяник М.С. и др. Примеры расчета железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1979.
21. Улицкий И.И. и др. Железобетонные конструкции. Киев, Будивельник 1973.
22. Şabanbəyov Z.M. Dəmir-beton konstruksiyaları. 3 hissədə. Bakı, Maarif, 1970.

