

ДОКЛАД

АНАЛИЗ НА ДЕЙСТВИТЕЛНОТО ТЕХНИЧЕСКО СЪСТОЯНИЕ НА КОНСТРУКЦИИТЕ НА УАСГ БЛОК 11 – ЗАПАДНО КРИЛО / РЕКТОРАТ / И ЦНИЛХИ, ГР. СОФИЯ / УПИ I, кв. 59, м., Лозенец – III част,, ул. „ Христо Смирненски “ №1, гр. София

I. Цел – да се извърши обследване на състоянието на основните конструктивни елементи на сградата, намираща се в София и се удостовери нейната експлоатационна годност и дълговечност, с оглед установяване на действителните технически характеристики и изработването на технически паспорт.

- якост на натиск на бетона на сутеренни стени, колони, греди и плочи
- сравнение на вложената в конструктивните елементи армировка и необходимата, съобразно изчисления модел при съвременните нормативи.
- Оценка на сеизмичната осигуреност на сградата съобразно новия сеизмичен правилник от 2012 год и ЕС 8.
- дефектност на носещите конструктивни елементи
- препоръки за усилване и преработка на конструкцията /ако е нужно/

II. Основни етапи и методика на извършване на обследването.

- Преглед и анализ на наличната техническа (проектна и изпълнителна) документация /ако я има/.
- Подробно визуално обследване (инспекция на обекта).
- Безразрушителен метод за определяне на вероятната якост на натиск на бетона чрез повърхнинната твърдост по БДС EN 13791/НА.
- Безразрушително определяне на наличието, разположението и диаметъра на армировъчните пръти в конструктивните елементи. Определяне на дебелината на бетонното покритие на армировката.
- Съставяне на софтуерен модел на носещата конструкция на сградата – изчисляване и оразмеряване съобразно актуалните нормативи и Еврокодове.

- Обобщаване и анализ на резултатите от обследването, изготвяне на заключение.
- Препоръки за бъдещи дейности.

1. Запознаване с наличната документация за обекта.

За УАСГ блок 11 – западно крило / ректорат / и ЦНИЛХИ , гр. София, предмет на обследването, **не се установи** проектна документация в част конструктивна. Пристъпи се към подробен оглед и възстановяване на строителните книжа – архитектурно заснемане и изготвяне на конструктивни схеми на отделните температурни блокове. Изясни се начина и дълбочината на фундиране – фундиране с ивични основи под носещите сутеренни стени и единични фундаменти под отделните колони в сутерена. типовата технология, по която е изпълнена сградата, а именно **монолитна, скелетно-гредова без шайби, със плочи и изцяло дървен двускатен покрив с покритие от марсилски керемиди.**

За изясняване на конструкцията на сградата се наложи и извършването на подробен оглед на всички елементи на конструкцията – фундаменти, колони, греди и плочи, стълбищни рамена и ограждащи и разпределителни тухлени стени. За да се изяснят вложените материали и техните характеристики се извърши **подробен безразрушителен контрол на бетона и армировката.** В обследването се изясниха подробно вложените материали, видът и начина на армиране, бетоновото покритие при отделните носещи елементи, предвидените натоварвания и въздействия по Нормите от времето на строителство, както и същите към настоящия момент. Строителството е извършено доста отдавна при други условия и нормативи на проектиране, несъответстващи на съвременните.

2. Основни аспекти при огледа на носещата конструкция на жилищния блок.

При огледа и анализа на конструктивните елементи се установяват следните факти и особености, свързани със състоянието им в момента на обследването:

- степента на повредите в основните елементи на конструкцията – колони, греди, плочи, защитни покрития, хидроизолации и др.

- Изменение на цвета, наличие на каверни и обрушвания в бетона, недобро уплътняване на бетонната смес, нарушение на сцеплението между бетон и армировка.

- Несъответствие между действителните и проектни размери на конструктивните елементи.

- Несъосност на вертикалните елементи.

- Наличие на мокри и омаслени петна, избиване на соли по повърхността, олющване и подкожухване на бетона, участъци с оголена армировка, пукнатини надлъжно на армировката, корозия на армировката

- Наличие на вертикални и наклонени пукнатини и на видими провисвания в елементите, подложени на огъване и нецентричен натиск.

- Наличие на коси пукнатини в пълнежната зидария и разпределителните тухлени стени.

При извършване на огледа се обръща особено внимание за наличието на следните дефекти и повреди:

- Дефекти, свързани с недостатъци в проектирането – несъответствие на изчислителните схеми с действителните условия на работа, отклонение от изискванията на действащите нормативни документи и др.

- Дефекти, свързани с недостатъци в строителството – отклонения от проектните геометрични размери, недостатъчна якост и плътност на бетона, нееднородност и десортиран бетон, неправилно армиране, недостатъчна дебелина или липса на бетонно покритие, наличие на каверни и пукнатини, обрушвания и др.

- Повреди от агресивна външна среда – пукнатини в циментовия камък и отделяне на същия от зърната на едрия добавъчен материал, намалена якост на бетона, избиване на соли по повърхността на бетона, образуване на пукнатини покрай надлъжната армировка и дори оголването и, грапава повърхност, вследствие отмиване на циментовия камък и оголване на зърната на инертния материал, обрушени участъци от бетонното покритие.

- Повреди от статични и динамични натоварвания – развитие на прекомерни деформации (провисвания и завъртвания) напречни, наклонени и надлъжни пукнатини.

- Степента на риска за настъпване на аварийни събития
- Опасността за хората и опазването на имуществените ценности в строежа, както и за неблагоприятните въздействия върху околната среда.

В процеса на обследването се моделира носещата конструкция на сградата поотделно за всички четири температурни блока със съвременен софтуерен продукт , в случая с “TOWER 7», като се вземат в предвид новите норми за натоварвания и въздействия и новия сеизмичен правилник от 2012год, включително и EC1 /Натоварване и въздействияу върху конструкциите/, EC2 /Проектиране на стоманобетонни конструкции/, EC8 /Проектиране на конструкциите за сеизмично въздействие. Анализират се резултатите и се сравняват с установените по безразрушителни методи. Местата и елементите, които имат нужда от възстановяване и усиление се посочват , а също така и начина на работа при тях.

Въз основа на резултатите от обследване се прави оценка на техническото състояние на носещите конструкции.

3. Описание на сградата на Ректората и сградата на ЦНИЛХИ, предмет на обследване.

➤ **Сградата на Ректората** се състои от четири етажа с учебни зали, лаборатории и кабинети, сутеренен етаж и подпокривно пространство.

Сградата е разделена с три температурни фуги на три дяла – южен дял, централна част и северен дял. Строителството е започнало на етапи през четиридесетте години на миналия век.

Конструкцията на сградата на ректората е стоманобетонова скелетно - гредова с носещи колони греди и плочи, ивични фундаменти под стоманобетониви околоръстни стени в сутерена, също такива под средни тухлени зидове и под единичните колони. Конструктивната схема е симетрична и повтаряща се на отделните етажни нива по височина на сградата. Това осигурява регулярността на конструкцията в план и във вертикала. Конструктивните междуосия са както следва:

Южен дял: по Х – 3.40м; по У – 2 крайни междуосия по 7.25 м и едно средно по 3.70м.

Северен дял: по X – 3.40м; по Y – крайни междуосия съответно по 6.85м и 6.20 м и средно междуосие – 2.70м.

Централен дял: по X – 4.50м и 3.30м, по Y – крайни междуосия по 7.05 и 5.25м и средно междуосие – 8.0м.

Във вертикала – етажната височина е средно 4.30 м, като горе е 3.90 м, а сутерена е с височина 3.55м.

Покривната конструкция е дървена с наклон на покрива 1:2, покритието е с марсилски керемиди.

Подробния оглед на сградата показва сравнително добро и точно изпълнение на скелетно-гредовата стоманобетонена конструкция. Спазени са изискванията за строителство на сгради по горепосочената технология съобразно нормативите по време на строителство. Не се забелязват недопустими дефекти по носещите елементи на сградата. По - нататък в експертизата са посочени подробно отделните конструктивни елементи и тяхната роля за цялостната експлоатационна годност и дълготрайност на конструкцията на сградата.



На преден план се вижда сградата на Ректората – централния и северния дял. Софтуерния модел се прави поотделно за всеки един дял.

➤ Сграда на ЦНИЛХИ

Конструкцията е едноотворна и има правоъгълно планово очертание с вътрешни размери 13.25 м и 52.25 м. Конструкцията е изградена от монолитни стоманобетонни колони с композиционно междуосие 3.70 м, върху които стъпват напречни дървени ферми. Калканните и надлъжните фасадни стени са носещи от плътни тухли. Светлата височина от пода до окачения таван под долния пояс на дървените ферми е 7.10 м. Стоманобетонните колони са конструирани с малки конзоли за монтиране на подкранов път на лек кран. Колоните са запънати във фундаментите, а напречните дървени ферми стъпват върху тях.

Напречните ферми са обединени в надлъжна посока посредством непрекъснатата вертикална връзка кръстообразно разположени дървени диагонали. Системата от диагонали, билни столици и надлъжни водачи по долния пояс на напречните ферми образуват непрекъснатата надлъжна ферма по цялото протежение на билото.

Напречните ферми са триъгълни с относително голям наклон на скатовете за да се осигури надеждно водоотвеждане на керемидения покрив. Всички елементи на дървения покрив са от фасониран иглолистен материал, като тези с по-големи размери са със заоблени краища.

Напречното сечение на горния пояс се колебае като размери между 200/200мм и 220/220 мм, а на горния пояс – от 200/240 мм до 220/250 мм. Долните пояси опират непосредствено на стоманобетонните колони, като опорните възли са вместени в ниши на тухления зид. Горните пояси стъпват чрез дървени подложки непосредствено на тухления зид. Всички диагонали и вертикали са дървени с изключение на крайните вътрешни вертикали, които са от обла стомана ф28. Останалите вътрешни вертикали са от дървесина с размери на напречното сечение 180/200мм и 180/220мм. Вътрешните диагонали са от съставено дв.“Т“ сечение , образувано от дъски 40/200мм и 40/220мм.

Дървените столици са разположени през около 70 см и изпълняват и ролята на ребра. Те предават натоварването върху напречните ферми и имат сечение 100/120 мм и 100/120 мм. Върху столиците е накована дъсчена обшивка от дъски 25 мм. Окачения таван е изпълнен от етернитови панели с пълнеж от пеносиликат,

прикрепени на дървени водачи 80/160 мм през 75 см. Дървените водачи са закачени на долния пояс на фермите чрез дървени окачвачи с гвоздейни съединения

Фундаменти.

Фундирането е извършено на два типа фундаменти - ивични под носещите сутеренни стени и единични и ивични под вътрешните единични колони.

Ивичните основи са изпълнени с бетон клас В10 /тогавашна марка Б 12.5/. Единичните фундаменти са двустъпални, с размери на основната плоскост 200/200см. Размерите са ориентировъчни и за тях се съди по намерено разкритие в близост до фундаментите. Всички фундаменти са неармирани.

Прието допустимо почвено натоварване 2.0 daN/cm^2 .

Дългогодишната експлоатация на сградата не показва признаци за деформации и слягане на основната плоскост на фундаментите. Резултатите от извършения конструктивен анализ по отношение на фундаментите са благоприятни и задоволяват всички необходими проверки. Максималното слягане в основната плоскост на северния дял е 1.56 см, на централния дял – 9.51мм, на южния дял – 1.34 и на ЦНИЛХИ – 1.34 см. Сляганията са символични и са усвоени в началния момент на експлоатация и не влияят на бъдещата експлоатационна годност на конструкцията.

Стени и колони в сутерена



Полево взимане на отчети от монолитни стени и колони в сутерена на южната секция от сградата на Ректората. Предварително повърхността на бетона се илайфа за отнемане на карбонизацията на бетона.

Колоните в сутерена са със сравнително голямо сечение и са изпълнени от монолитен стоманобетон. Размерите им са следните – 40/40см, 40/60 см, 30/30 и 30/50 см, като сеченията им намаляват съобразно увеличаване на височината и намаляването на нормалната сила в тях.

Класът на бетона в колоните е получен чрез Безразрушителен метод за определяне на вероятната якост на натиск чрез повърхнинната твърдост по БДС EN 13791/НА.

Използва се електронен компютърен склерометър Schmidt тип DIGI:



Склерометърът Digi-Schmidt съчетава оригиналният склерометър Schmidt със сензор, измерващ стойността на отскока и микропроцесорна технология и е проектиран за приложения изискващи многобройни измервания. Методът на измерване е бърз, възпроизводим и има точност недостижима от обикновенните модели.

Изследването се извърши поотделно за колоните, гредите и плочата с Електронен склерометър “Digiscmidt” ND на фирма Proseq – Швейцария при температура на въздуха +17°C. Опитните точки за безразрушително изпитване са избрани на достъпни зони, където повърхностния слой на бетона е максимално запазен и недефектирал. На места бетонът не е достатъчно уплътнен, което личи от отделни отчети. Колоните са изследвани с хоризонтално положение на уреда.

Изпитванията са извършени върху относително сухи и гладки повърхности. За всеки обследван елемент е избрано поле с площ 100-150см², като за всяко поле са нанесени 10 удара и измерени съответно толкова отскока. Средно аритметичната

стойност на единичните резултати за измерените отскоци(N_{sp}) е показател за повърхностната твърдост на бетона.

За колоните и стените са взети поотделно девет броя действителни отчети от различни места в сутерена. Бетонът на колоните и стените, съгласно обработените протоколи отговаря на клас на якост В 15 / стара марка Б 200/.

Този клас отговаря на бетон по Еврокод C12/16.

Приемам за моделиране на сградата меродавен клас на бетона – В15, съобразно отчетите от безразрушителния контрол.



Виждат се много навлажнени сутеренни стени и плоча в абонатно помещение под ЦНИЛХИ. Корозията е обхванала бетоновата повърхност и армировката. Вероятна причина е липсата на хидроизолация и недобре изпълнена вертикална планировка от север на сградата. Мерки: Да се отстрани причината за теча и се ремонтира повредения участък.

Стените в сутерена са с дебелина 40 см. При подробния им оглед не се забелязват пукнатини, деформации и разслояване на бетона. Всички стени могат да изпълняват проектната си функция без допълнително укрепване или усилване



Определяне меродавния клас на бетона на средна стена в сутерена. Уредът за вземане на отчети е електронен компютърен склерометър Schmidt тип DIGI. Класът на бетона отговаря на B15, на отделни места е и B12.5, за софтуерния модел е приет B15.

Безразрушително определяне на наличието, разположението и диаметъра на армировъчните пръти в конструктивните елементи. Определяне на дебелината на бетонното покритие на армировката.



За целта са използвани два типа електромагнитни скенера: Апаратът *Profometer 5+ S* е усъвършенстван уред за безразрушително откриване на армировъчни пръти в стоманобетонни конструкции и за измерване на тяхното бетонно покритие и диаметър. Методът на измерване на Детекторът за арматура *Profometer 5+ S* разполага с универсална сонда, която дава възможност за обследване на повърхностни (до 100 mm) и дълбоки (до 188 mm) зони от бетона с натискането на един бутон. Апаратът е проектиран да открива и изобразява на 128 x 128 пиксела LCD екран, както размера и ориентацията на армировъчните пръти, така и тяхното бетонно покритие.



Profoscope е гъвкав напълно интегриран детектор на арматура и уред за измерване на бетонното покритие и диаметъра ѝ дава възможност буквално да виждате армировъчните пръти в стоманобетонната конструкция до дълбочина 180 mm в нея.

Апаратът *Profoscope* комбинира всичките си уникални функции в компактно и леко устройство, позволяващо откриването и обследването на арматурата в конструкцията да се извършва лесно и ефективно с една ръка. Настройките на апаратът *Profoscope* се извършват чрез интуитивно меню на основата на икони, правещо работата с този детектор на арматура бърза и лесна.

С двата типа уреди се установи следната армировка в колоните:

Надлъжна армировка от 8/10/ №18-№25 във всички колони при сутерена.

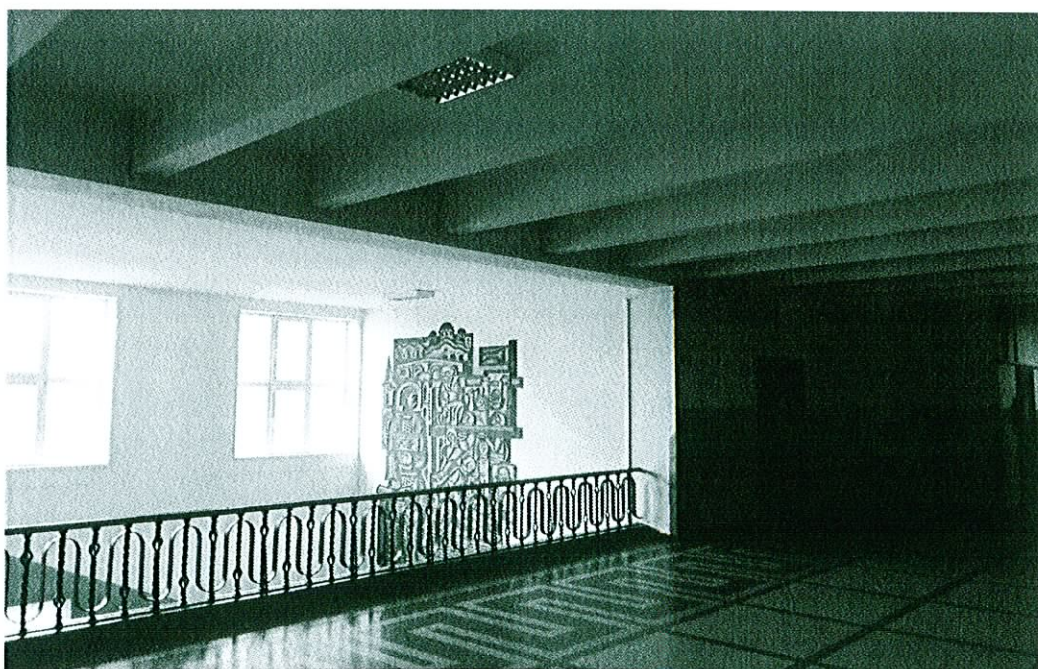
Армировката при някои колони е с още по-голям диаметър и то за повече пръти. На горните нива колоните имат надлъжна армировка от 4/8/ №14-№18. При сканирането се установиха и армировъчни пръти за стремена от ф8 през 18-25 см. Заснето бетоново покритие на надлъжната армировка – 2.5-3.0 см. На места е установено разместване и раздалечаване на стремената едно от друго, а на друго място – сгъстяване – вероятно технологични причини.

1. Видовете стомани за армировка на колоните са както следва:

- Топловалцувана с периодичен профил тип АІІІ – $R_a = 375\text{MPa}$ за надлъжна носеща армировка
- Топловалцувана обла гладка тип АІ – $R_a = 225\text{MPa}$ за напречна армировка /стремена/.

Извършения анализ на напрегнатото и деформирано състояние на носещите колони в сутерена и на горните нива, съобразно изчисления софтуерен модел по ЕС 2 показва, че част от колоните имат недостатъчно бетоново сечение и армировка /надлъжна и напречна/, по- малка от необходимата, изчислена при модела.

Греди в сградата



Фрагмент от централен дял със стълбищна клетка. Виждат се гредовата плоча при фойето. Второстепенните греди са с размери на сечението 20/52 см.



Напречни греди в коридора на I етаж със сечение 25/52 см. Междуосието е 3.70 м, а армировката в гредите е по-вече от необходимата, изчислена със софтуерния модел.

Прави впечатление достатъчната височина на сеченията на всички греди – главни и второстепенни. Ширината им е 25 см и 40 см и са показани на възстановената конструктивна схема. Височината на всички греди в сградата е 62 см и 52 см, съобразно подпорното им разстояние. Класът на бетона за гредите на всички коти е В 15, установен по безразрушителен начин с коефициент на съгласуване.

Носещата долна армировка е концентрирана на един ред и е със сравнително голям диаметър. В по-натоварените греди са открити 6 бр. пръти от № 22 долу! По изчисления модел тази армировка е достатъчна за покриване на положителния огъващ момент.

Не са открити никакви деформации и дефекти по главните и второстепенни греди. Изчислените провисвания са в рамките на допустимите, което е видно от изчислителната част на експертизата.

Видовете стомани за армировка на гредите са както следва:

- Топловалцувана с периодичен профил тип АIII – $R_a = 375\text{MPa}$ за надлъжна носеща армировка

- Топловалцувана обла гладка тип AI - $R_a = 225\text{MPa}$ за напречна армировка /стремена/.



Греди с обрушени бетонови участъци, намалено сечение и открита и корозирала армировка при плоча над сутерена / под ЦНИЛХИ/. Мерки: Сваляне на напуканите части, почистване с въздушна струя, антикорозионна обработка на армировъчните пръти, полагане на „бетон контакт“ и торкретиране с дребнозърнест бетон клас C16/20 /клас B20/.

Плочи в сградата

Плочите на всички нива са с дебелина 12 см.. Безразрушителния контрол показва клас на бетона за всички плочи B 15, като такъв клас е приет при моделиране на конструкцията. Външния оглед на откритата бетонова повърхност на плочата над сутерена показва добро изпълнение и уплътняване на бетонната смес. Не се наблюдава разслояване и открита армировка при тях. Има изолирани участъци с леко намалена носимоспособност /личи си от резултатите на безразрушителния контрол/. Статическата схема на плочите е еднопосочно и двупосочно армирани полета. Типовата армировка за армиране на полетата е от $\phi 6.5$ и $\phi 8$. Със сканиране се установи носеща армировка от 7 -12 $\phi 6.5$ или $\phi 8$ /лин.м. и разпределителна 5 $\phi 6.5$

/лин.м. Бетоновото покритие, установено с безразрушителни методи е малко по-голямо – 2,5 см. Навсякъде в сградата армировката в полетата е достатъчна и няма нужда от усиляване.

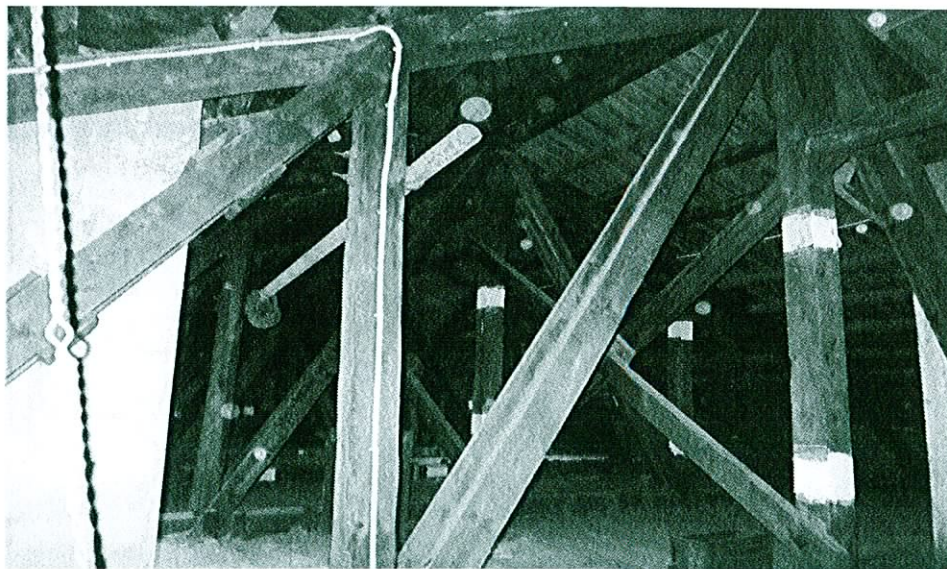
Проектно плочите са изчислени на собствено тегло, изолации, замазки, зидове и полезен /експлоатационен/ товар, а покривната плоча и на сняг. Предвид новата нормативна база и въвеждането на Еврокодовете , се направи съвременен софтуерен модел с новите натоварвания. Сравнението на действително вложената в плочите горна и долна армировка с резултатите от софтуерния модел показва достатъчно носимоспособност на плочите при съвременните критерии за натоварване и въздействие.

Стълбищна клетка:

Тя е с достатъчна конструктивна дебелина и добра плътност. Може да изпълнява предназначението си без допълнително укрепване.

➤ В ЦНИЛХИ колоните са разположени през междuosие също 3.70 см. Класът на бетона при тях е също В15, установен по безразрушителен метод.

Върху колоните са разположени напречни дървени ферми с триъгълниково /трапецовидно/сечение. Извършения скоро ремонт на дървената покривна конструкция е осигурил експлоатационната ѝ годност и дълговечност.





Добро състояние на дървените покривни ферми при ЦНИЛХИ. Горния пояс стъпва непосредствено чрез подложна дъска върху носеща – тухлена зидария. Подменени дървени греди и възстановена носеща способност. Всички елементи на покривната конструкция удовлетворяват изчислителния модел и проверките за носимоспособност.

4. Носимоспособност, сеизмична устойчивост и дълготрайност:

➤ Носимоспособност по норми за периода на проектиране и строителство:

Липсва документация за извършеното строителство. По сведения от очевидци строителството е започнало през 1942г. Може да се приеме, че проектната документация е изготвена преди 1950г.

- „Правилник за проектиране и строеж на сгради и инженерни съоръжения в земетръсните райони на България“ – 1947г.

- „Изчисляване на строителни конструкции и земната основа – основни приложения за проектиране”

Еталонна носимоспособност по действащите норми

Понастоящем осигуряването на носимоспособността на сградите (като еталонна нормативна стойност) е регламентирано от “Наредба № 3 за основните положения за проектиране на строежите и за въздействията върху тях”, 2005г [2] и “Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции” 2008г. [4].

Приети натоварвания при изчисление на софтуерния модел по сегашните норми:

Фактори , оказващи влияние върху носимоспособността	Нормативно натоварване	Изчислително натоварване
Учебни зали: мазилка	0.36 kN/ м ²	0.486 kN/ м ²
Настилка	0.88 kN/ м ²	1.188 kN/ м ²
Полезен товар	3.00 kN/ м ²	3.9 kN/ м ²
Кабинети: мазилка	0.36 kN/ м ²	0.486 kN/ м ²
Настилка	0.88 kN/ м ²	1.188 kN/ м ²
Полезен товар	3.00 kN/ м ²	3.9 kN/ м ²
Коридори: мазилка	0.36 kN/ м ²	0.486 kN/ м ²
Настилка	0.88 kN/ м ²	1.188 kN/ м ²
Полезен товар	3.00 kN/ м ²	3.9 kN/ м ²
Таван: мазилка	0.36 kN/ м ²	0.486 kN/ м ²
Полезен товар	0.70 kN/ м ²	0.910 kN/ м ²
Покрив: керемиди	0.50 kN/ м ²	0.675 kN/ м ²
обшивка	0.15 kN/ м ²	0.173 kN/ м ²
топлоизолация	0.10 kN/ м ²	0.135 kN/ м ²
хидроизолация	0.02kN/ м ²	0.027 kN/ м ²
облицовка	0.09 kN/ м ²	0.122 kN/ м ²
сняг	1.00 kN/ м ²	1.40 kN/ м ²

➤ Сеизмична устойчивост

Изчислителните сеизмични сили по сега действащите норми /Наредба № РД-02-20-2/ се определят по формулата :

$$E_{ik} = C \cdot R \cdot K_c \cdot \beta_1 \cdot \eta_{k1} \cdot Q_k$$

където:

$C = 1,20$ е коеф. на значимост на сгради и съоръжения, клас на значимост III /трета категория /

$R = 0,25$ – рамкови конструкции

$0,8 < \beta_i = 0.9/T < 2,5$ - динамичен коефициент;

η_k - коеф. на разпределение на динамичното натоварване;

$K_c = 0,27$ - коефициент на сеизмичност;

Q_k - натоварване, съсредоточено в т. "К".

За „n“ етажни сгради сеизмичните сили са :

$$E_{11} = 1,20 \cdot 0,25 \cdot 0,27 \cdot \beta_1 \cdot \eta_{11} \cdot Q_1 = 0,081 \cdot \beta_1 \cdot \eta_{11} \cdot Q_1;$$

$$E_{11} = 1,20 \cdot 0,25 \cdot 0,27 \cdot \beta_2 \cdot \eta_{12} \cdot Q_2 = 0,081 \cdot \beta_2 \cdot \eta_{12} \cdot Q_2;$$

$$E_{13} = 1,20 \cdot 0,25 \cdot 0,27 \cdot \beta_3 \cdot \eta_{13} \cdot Q_n = 0,082 \cdot \beta_3 \cdot \eta_{13} \cdot Q_3;$$

• Оценка на сеизмичната осигуреност на сградата съгласно „Наредба №РД-02-20-2 от 27.01.2012г за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони"

Конструкцията на сградата е в експлоатация над 60 год. При конструктивното обследване не са установени сериозни дефекти (деформации и/или повреди) свързани с нарушаване на проектната носеща способност, коравина, дуктилност и дълготрайност, вследствие на експлоатационни събития. Конструкцията е преживяла няколко земетресенията, без да се развиват в нея видими повреди от тях. По време на експлоатация са спазени следните критерии:

- извършените промени в експлоатационните условия и въздействия могат да се поемат с наличните резерви в носещата способност и коравина на строителната конструкция;
- промените в масата на сградата са незначителни (с не повече от 5% от масата на всяко етажно ниво);
- стоманобетоновата носеща конструкция на сградата е в добро състояние и не са установени сериозни дефекти (деформации и/или повреди) свързани с нарушаване на проектната носеща способност, коравина, дуктилност и дълготрайност, вследствие на експлоатационни събития;
- не са извършвани след въвеждането в експлоатация нови СМР, които да променят категорията на сградата по ЗУТ по степен на значимост;
- не са премахвани или добавяни носещи елементи, които да оказват влияние върху коравината, носещата способност и дуктилността на сградата;
- експлоатационната годност и дълготрайността на сградата е свързана пряко с правилната експлоатация и недопускане на течове и агресивни въздействия;

Предвид горепосочените критерии и тяхното спазване по време на експлоатационния срок, може да се приеме, че са налице несъществени изменения в конструкцията на сградата, съгласно чл.6 ал.3 от Наредба № РД-02-20-2.

Конструктивната схема на сградата отговаря на следните важни критерии:

- Простота на конструктивната схема;
- Еднообразие, симетрия и статическа неопределимост;

- Носимоспособност и коравина в двете ортогонални направления;
- Носимоспособност и коравина на усукване;
- Подходящо фундиране;

Основните показатели по отношение на сеизмичността са според Табл.1:

Наименование на обекта: Сграда на Ректорат на УАСГ – София, ул.“Христо Смиленски“ №1	
Сеизмичен район	IX-та степен
Сеизмичен коефициент	0,27
Клас на значимост	III
Коефициент на значимост	1,2
Спектър на реагиране	вид I
Срок на експлоатация на сградата	50 г. общо, след извършване на стр.-ремонтни работи, срокът на експлоатацията ще се удължи

➤ Конструктивни модели и земетръс по Еврокод 8

Изчислителните модели са разработени на лицензиран програмен продукт TOWER 7 – 3D MODEL BUILDER.

При оразмеряването и конструирането на основните носещи елементи са взети предвид всички възможни товари – собствено тегло конструкция, постоянни товари от настилки, изолации, зидове и други архитектурни елементи, товари с временен характер – полезни /експлоатационни/ и сняг, сеизмично натоварване по посока X, Y и Z. Между горните товари са направени всички видове комбинации, за получаване на екстремални усилия във всеки конструктивен елемент.

Структурният анализ и изчисленията са извършени в следната последователност:

- Създаване на триизмерен модел на основната носеща конструкция
- Статичен анализ на модела
- Определяне на преместванията и деформациите
- Изчисляване на земетръс по Еврокод 8.
- Определяне на гранични усилия в елементите

- Оразмеряване на елементите на строителната конструкция и сравнение с действителните.

➤ РЕЗУЛТАТИ ОТ СЕИЗМИЧНОТО ИЗЧИСЛЯВАНЕ ПО ЕВРОКОД 8.

Относителните междуетажни еластични премествания на *трите дяла от Ректората – Северен, Централен и Южен*, се ограничават с цел на недопускане на повреди и в тази връзка с ограничение на експлоатацията .

За всички случаи те не трябва да превишават $H_{et}/200$.

Максималните относителни премествания за всеки един етаж имат стойности в диапазона 12-24мм:

$$\text{Пределно } H/200 \text{ см} = 430 : 200 = 2.15 \text{ см} = 21.5 \text{ мм!}$$

Тези резултати показват критична коравина на отделните дялове на сградата на Ректората - резерва е минимален, а отделни етажни нива имат по- големи премествания от допустимите! Тази критична неголяма коравина е обусловена от липсата на вертикални носещи стени-шайби в двете ортогонални посоки, немалката обща височина и високата сеизмична степен за гр.София!

Горните резултати са получени при постановката на съставяне на модела – в поемането на земетръсните сили да участват само стоманобетоновите елементи като греди, колони и плочи. При положение, че се възприеме и работа на тухлената зидария /добре изпечени единични тухли -25 и 38 см/, обрамчена от стоманобетонския скелет, то етажните еластични премествания са изцяло в нормените граници.

➤ Регулярност

Масите, коравината и носещата способност на огъване на конструкцията на два съседни етажa почти не се променят по височина на сградата или намаляват плавно без резки скокове, от основата към върха ѝ:

$$0.8 < \frac{U_i}{U_{i+1}} < 1.2$$

$$U_{i+1}$$

- В план регулярността е както следва:

Северен дял Ректорат:

Z [m]	еох [m]	еоу [m]	rx [m]	ry [m]	ls [m]	еох<=0. 3rx	еоу<=0. 3ry	rx>ls	ry>ls
16.50	1.21	0.10	12.78	16.60	13.13	Да	Да	Не	Да
12.60	1.41	0.00	12.75	16.61	13.30	Да	Да	Не	Да
8.30	1.50	0.00	12.72	16.65	13.30	Да	Да	Не	Да
4.30	1.68	0.01	12.61	16.92	13.30	Да	Да	Не	Да
0.00	0.02	1.04	59.37	23.51	14.12	Да	Да	Да	Да
-3.55	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Централен дял Ректорат:

Z [m]	еох [m]	еоу [m]	rx [m]	ry [m]	ls [m]	еох<=0. 3rx	еоу<=0. 3ry	rx>ls	ry>ls
20.10	0.98	1.00	10.93	11.58	7.76	Да	Да	Да	Да
16.50	0.15	0.68	11.70	12.29	8.89	Да	Да	Да	Да
12.60	0.02	1.18	11.60	12.33	8.99	Да	Да	Да	Да
8.30	0.01	1.16	11.56	12.29	8.99	Да	Да	Да	Да
4.30	0.09	1.01	11.63	12.26	8.99	Да	Да	Да	Да
0.00	0.16	5.78	21.43	15.71	9.45	Да	Не	Да	Да
-3.55	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Южен дял Ректорат:

Z [m]	еох [m]	еоу [m]	rx [m]	ry [m]	ls [m]	еох<=0. 3rx	еоу<=0. 3ry	rx>ls	ry>ls
16.50	4.39	0.41	17.92	19.04	15.15	Да	Да	Да	Да
12.60	4.16	0.44	17.87	19.15	15.29	Да	Да	Да	Да
8.30	4.07	0.49	17.92	19.31	15.29	Да	Да	Да	Да
4.30	3.62	0.58	18.17	19.85	15.29	Да	Да	Да	Да
0.00	16.25	2.64	112.84	35.29	16.29	Да	Да	Да	Да
-3.55	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Конструкцията на сградата съответства на изискванията на нормативните актове, действащи към момента на въвеждане на строежа в експлоатация и съгласно чл.6 ал.2 от „Наредба № РД-02-20-2 от 27.01.2012г. за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони" оценката за сеизмична осигуреност е **ПОЛОЖИТЕЛНА**.

➤ ***Дълготрайност на строежа:***

Съгласно таблица 1 към чл. 10 на "Наредба № 3 за основните положения за проектиране на конструкции на строежите и за въздействията върху тях", 2004г. жилищните, обществените и производствените сгради се категоризират от 3-та категория с проектен експлоатационен срок 50год. Сградата на Ректората е в експлоатация около 60год. Елементите на конструкцията на сградата са в добро състояние. По експертна оценка, при нормално поддържане на техническото състояние на сградата и извършване на саниране и рехабилитация, тя може да бъде годна за експлоатация поне още 50 години.

Сграда на ЦНИЛХИ:

Носимоспособност, сеизмична устойчивост и дълготрайност на строежа:

➤ ***Носимоспособност по норми за периода на проектиране и строителство***

Липсва документация за извършеното строителство. По сведения от очевидци строителството е започнало през 1942г. Може да се приеме, че проектната документация е изготвена преди 1950г.

- „Правилник за проектиране и строеж на сгради и инженерни съоръжения в земетръсните райони на България“ – 1947г.

- „Изчисляване на строителни конструкции и земната основа – основни приложения за проектиране”

Еталонна носимоспособност по действащите норми

Понастоящем осигуряването на носимоспособността на сградите (като еталонна нормативна стойност) е регламентирано от “Наредба № 3 за основните положения за проектиране на строежите и за въздействията върху тях”, 2005г [2] и “Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции” 2008г. [4].

➤ **Сеизмична устойчивост**

Изчислителните сеизмични сили по сега действащите норми /Наредба № РД-02-20-2/ се определят по формулата :

$$E_{ik} = C \cdot R \cdot K_c \cdot \beta_1 \cdot \eta_{k1} \cdot Q_k$$

където:

$C = 1,20$ е коеф. на значимост на сгради и съоръжения, клас на значимост III /трета категория /

$R = 0,25$ – рамкови конструкции

$0,8 < \beta_1 = 0,9/T < 2,5$ - динамичен коефициент;

η_k - коеф. на разпределение на динамичното натоварване;

$K_c = 0,27$ - коефициент на сеизмичност;

Q_k - натоварване, съсредоточено в т. "К".

За „n“ етажни сгради сеизмичните сили са :

$$E_{11} = 1,20 \cdot 0,25 \cdot 0,27 \cdot \beta_1 \cdot \eta_{11} \cdot Q_1 = 0,081 \cdot \beta_1 \cdot \eta_{11} \cdot Q_1;$$

$$E_{11} = 1,20 \cdot 0,25 \cdot 0,27 \cdot \beta_2 \cdot \eta_{12} \cdot Q_2 = 0,081 \cdot \beta_2 \cdot \eta_{12} \cdot Q_2;$$

$$E_{13} = 1,20 \cdot 0,25 \cdot 0,27 \cdot \beta_3 \cdot \eta_{13} \cdot Q_n = 0,082 \cdot \beta_3 \cdot \eta_{13} \cdot Q_3;$$

Оценка на сеизмичната осигуреност на сградата съгласно „Наредба №РД-02-20-2 от 27.01.2012г за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони"

Конструкцията на сградата е в експлоатация над 60 год. При конструктивното обследване е установено, че скоро е извършен ремонт на дървените ферми и компрометираните части от тях са подменени с нови. Този ремонт е добавил допълнителен експлоатационен ресурс и в това си състояние фермите могат да изпълняват носещата си функция. Софтуерният модел разглежда текущото състояние на конструкцията. не са установени сериозни дефекти (деформации и/или повреди) свързани с нарушаване на проектната носеща способност, коравина, дуктилност и дълготрайност, вследствие на експлоатационни събития. Конструкцията е преживяла няколко земетресенията, без да се развиват в нея видими повреди от тях. По време на експлоатация са спазени следните критерии:

- извършените промени в експлоатационните условия и въздействия могат да се поемат с наличните резерви в носещата способност и коравина на строителната конструкция;
- промените в масата на сградата са незначителни (с не повече от 5% от масата на всяко етажно ниво);
- стоманобетоневата и дървена носеща конструкция на сградата е в добро състояние и към настоящия момент не са установени сериозни дефекти (деформации и/или повреди) свързани с нарушаване на проектната носеща способност, коравина, дуктилност и дълготрайност, вследствие на експлоатационни събития;
- експлоатационната годност и дълготрайността на сградата е свързана пряко с правилната експлоатация и недопускане на течове и агресивни въздействия;

Предвид горепосочените критерии и тяхното спазване по време на експлоатационния срок, може да се приеме, че са налице несъществени изменения в конструкцията на сградата /чл.6 ал.3 от Наредба № РД-02-20-2/.

Основните показатели по отношение на сеизмичността са според Табл.1:

Наименование на обекта: Сграда на ЦНИЛХИ на УАСГ – София, ул.“Христо Смиленски“ №1	
Сеизмичен район	IX-та степен
Сеизмичен коефициент	0,27
Клас на значимост	III
Коефициент на значимост	1,2
Спектър на реагиране	вид I
Срок на експлоатация на сградата	50 г. общо, след извършване на стр.-ремонтни работи, срокът на експлоатацията ще се удължи

➤ Конструктивен модел и земетръс по Еврокод 8 на ЦНИЛХИ

Изчислителният модел е разработен на лицензиран програмен продукт TOWER 7 – 3D MODEL BUILDER.

При оразмеряването и конструирането на основните носещи елементи са взети предвид всички възможни товари – собствено тегло конструкция, постоянни товари от окачен таван настилки, изолации, зидове и други архитектурни елементи, товари с временен характер – полезни /експлоатационни/ и сняг, сеизмично натоварване по посока X, Y. Между горните товари са направени всички видове комбинации, за получаване на екстремални усилия във всеки конструктивен елемент.

Структурният анализ и изчисленията са извършени в следната последователност:

- Създаване на триизмерен модел на основната носеща конструкция
- Статичен анализ на модела
- Определяне на преместванията и деформациите
- Изчисляване на земетръс по Еврокод 8.
- Определяне на гранични усилия в елементите
- Оразмеряване на елементите на строителната конструкция и сравнение с действителните.

➤ **РЕЗУЛТАТИ ОТ СЕИЗМИЧНОТО ИЗЧИСЛЯВАНЕ ПО ЕВРОКОД 8.**

Еластичните премествания се ограничават с цел на недопускане на повреди и в тази връзка с ограничение на експлоатацията .

За всички случаи те не трябва да превишават $\text{Net.}/250$.

Максималните премествания за сградата имат следните стойности:

По X : 36мм

По Y: 68 – 120мм

Пределно $H/250 \text{ см} = 800 : 250 = 3.20 \text{ см} = 32.0\text{мм!}$

Тези резултати показват недостатъчната коравина на сградата на ЦНИЛХИ – особено по ос Y ! Тази критично малка коравина е обусловена от липсата на корави диафрагми в двете ортогонални посоки, голямото

напречно междуосие, немалката обща височина и високата сеизмична степен за гр.София!

Горните резултати са получени при постановката на съставяне на модела – в поемането на земетръсните сили да участват само стоманобетоновите елементи като греди, колони , плочи и дървена покривна конструкция. При положение, че се възприеме и работа на тухлената зидария /добре изпечени единични тухли -25 и 38 см/, обрамчена от стоманобетонския скелет, то еластичните премествания са в нормените граници.

➤ Регулярност

Масите, коравината и носещата способност на огъване на конструкцията на два съседни етажа почти не се променят по височина на сградата или намаляват плавно без резки скокове, от основата към върха ѝ:

$$0.8 < \frac{U_i}{U_{i+1}} < 1.2$$

$$U_{i+1}$$

В план регулярността е както следва:

Z [m]	eox [m]	eoу [m]	rx [m]	ry [m]	ls [m]	eox<=0. 3rx	eoу<=0. 3ry	rx>ls	ry>ls
8.00	7.21	2.37	12.90	9.41	15.20	Не	Да	Не	Не
0.00	*	*	*	*	*	*	*	*	*
-3.60	*	*	*	*	*	*	*	*	*

➤ *Дълготрайност на строежа:*

Съгласно таблица 1 към чл. 10 на "Наредба № 3 за основните положения за проектиране на конструкциите на строежите и за въздействията върху тях", 2004г. жилищните, обществените и производствените сгради се категоризират от 3-та категория с проектен експлоатационен срок 50год. Сградата на Ректората е в експлоатация около 60год. Елементите на конструкцията на сградата

са в добро състояние. По експертна оценка, при нормално поддържане на техническото състояние на сградата, тя може да бъде годна за експлоатация поне още 50 години.

5. Констатации, препоръки и мерки за поддържане на сградата на Ректората и ЦНИЛХИ.

➤ Липсва инженерно-геоложки доклад и сведение за земната основа. Може да се предполага, че сградата е фундирана в здрав почвен пласт, поради не констатирани слягания в основи и деформации по стени.

В процеса на експлоатация има овлажняването на сутеренните стени, главно в сутеренните помещения под лабораторията, следствие на нарушена вертикална планировка и липса на дренажи.

Мерки: Основен ремонт и хидроизолации по проектни решения.

➤ Повреди в отделни колони в сутерена. Видими обрушвания и липса на бетоново покритие в редица колони на това ниво. Настъпила корозия в откритите армировъчни пръти.

Мерки за осигуряване : Почистване с четка на армировката, почистване с въздушна струя на бетоновата повърхност, нанасяне на слой „бетон – контакт“ и торкретиране на обрушената колона с бетон клас В20.

➤ Повреди в отделни греди в сутерена. Видими обрушвания и липса на бетоново покритие в някои от гредите в сутерена. Обрушванията са настъпили вследствие механични въздействия. Настъпила корозия в откритите армировъчни пръти.

Мерки за осигуряване : Почистване с четка на армировката, почистване с въздушна струя на бетоновата повърхност, нанасяне на слой „бетон – контакт“ и торкретиране на обрушените греди с бетон клас В20.

➤ Деформационни фуги. В сградата на Ректората има четири броя деформационни фуги. В определени участъци фугите са закрити без да са обработени с подходящ еластичен материал. Там където са закрити се е

появила неправолинейна пукнатина, създаваща отрицателен естетичен вид на стените и фасадата.

Мерки за осигуряване : Първо да се открие фугата по цялата дължина и височина, да се обработи с подходящ материал и се извърши боядисване на фасадата.

➤ Тротоарните настилки на места около сградата са нарушени или въобще липсват ,а в някои участъци и с наклон към сградата . Създадени са условия за проникване на атмосферни води около основите . Предполагаема причина е слягане на не добре уплътнен обратен насип около сутеренните стени на сградата и неизвършвани текущи ремонти.

Мерки за осигуряване : . Извършване на текущ ремонт.

➤ Външни стени



Фасадните стени са изпълнени от тухлени зидарии със съответните външни и вътрешни мазилки и облицовки. Преобладаваща част от зидариите са във видимо добро състояние, с изключение на източната фасада, където мазилката и тухлената зидария е започнала да се обрушва и пада. Причини за това са продължителна експлоатация без извършван ремонт

Мерки за осигуряване: Извършване ремонт на проблемните участъци на фасадата, чрез сваляне на подкожушената мазилка, почистване на стената и направа на нова вароциментова мазилка.

III. ЗАКЛЮЧЕНИЕ:

Анализът на действителното техническо състояние на конструкциите на УАСГ, Блок II – западно крило / Ректорат / и ЦНИЛХИ гр. София, УПИ I, кв. 59, м. „ Лозенец – III част „, ул. „ Христо Смирненски“ №1, гр. София, показва, че те могат да изпълняват бъдещата си експлоатационна функция при изпълнение на предписаните в обследването мерки.

