

ОБЕКТ: Аварийно възстановяване на подпорна стена ,
находяща се между гаражни клетки към бл. 36
в Ж.К. „ Дружба-3“- гр. Добрич



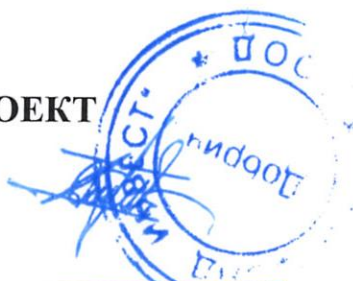
011213/22
PC213/22

Възложител: ОБЩИНА гр. ДОБРИЧ

| |
|--------------------------------|
| ОБЩИНА град ДОБРИЧ |
| ОДОБРЯВАМ: 28.11.2022 |
| Гл. архитект: арх. Б. Станчева |
| гр. Добрич: |

ЧАСТ: Конструктивна

ФАЗА: ТЕХНИЧЕСКИ ПРОЕКТ



| |
|------------------------------------|
| ИЗВЪРШИЛ ОЦЕНКА ЗА СЪОТВЕТСТВИЕ |
| СН /...../ |
| ИНЖ. Л. КОСТОВ |
| ЖИЛФОНДИНВЕСТ * ЕООД |
| гр. Добрич тел 058/802 565 |
| УДОСТОВЕРЕНИЕ №РК 0173/15.04.2019 |

| |
|---|
| КАМАРА НА ИНЖЕНЕРИТЕ В ИНВЕСТИЦИОННОТО ПРОЕКТИРАНЕ |
| Регистрационен № 1411 |
| инж. БОЖЕНА ПЕНКОВА РУСЕВА |
| КНИП |
| ТЕХНИЧЕСКИ КОНТРОЛ - част КОНСТРУКТИВНА |

| |
|---|
| КАМАРА НА ИНЖЕНЕРИТЕ В ИНВЕСТИЦИОННОТО ПРОЕКТИРАНЕ |
| ПЪЛНА ПРОЕКТАНТСКА ПРАВОСПОСОБНОСТ |
| Регистрационен № 04127 |
| инж. ПЕНКО ГЕОРГИЕВ РУСЕВ |
| КСС |
| Части на проекта: |
| за ПП |
| Подпис: |
| ВАЖНО: ВАЛИДНО УДОСТОВЕРЕНИЕ ЗА ПП ЗА ТЕКУЩАТА ГОДИНА |

Проектант:
/инж. П. Русев/

ОЦЕНКА

ЗА СЪОТВЕТСТВИЕТО НА ЧАСТ „КОНСТРУКТИВНА“ НА ОСНОВАНИЕ ЧЛ. 142, АЛ. 10 ОТ ЗУТ

на комплексен проект за инвестиционна инициатива на обект:

„ Аварийно възстановяване на подпорна стена, находяща се между гаражни клетки към бл.26 в Ж.К. „Дружба-3“- гр. Добрич“

СЪСТАВЕНА ОТ: инж. Божена Пенкова, с удостоверение
№ 1411/2021 г. на КИИП, за технически контрол на част „Конструктивна“,
със срок на валидност до октомври 2024 г.

ВЪЗЛОЖИТЕЛ: *Община гр. Добрич*

ПРОЕКТАНТ ПО ЧАСТ КОНСТРУКТИВНА:

инж. инж. П. Русев,

с рег. № 094127 на КИИП – пълна проектантска правоспособност

1. ОБЩА ЧАСТ: Стена е проектирана като ъглова подпорна стена.

Подпорната стена се изгражда монолитно. Дължината на стената е 7,35 м. и е с височина – 2,95 м.

След като се изпълни стената следва хидроизолация , изграждане на филтър за дренаж в зоната на барбаканите. .Обратно засипване със несвързани почви да се изпълни едновременно от двете страни .

(кратко описание на обекта)

2. ОЦЕНКА НА КОНСТРУКЦИЯТА И НАЧИН НА ИЗЧИСЛЕНИЯ НА
ОСНОВНИТЕ НОСЕЩИ ЕЛЕМЕНТИ

При проектирането са спазени изискванията на ЕК-7.

Моделът на стената е кораво тяло , което е изследвано на устойчивост, ката са предвидени различните всички товарни въздействия , които биха предизвикали нарушаване на равновесието и.

Направени са проверки на следните основни гранични състояния:

*-Загуба на носещата способност на конструктивните елементи-
фундамент , конзола*

-Плъзгане на подпорната конструкция

Въздействия в/у подпорната стена:

-Собствено тегло

-Напрежение в почвите вследствие на външни товари

-Земен натиск

-Динамични усилия причинени от земетръс

(кратко описание)

3. ОБЕМ И СЪДЪРЖАНИЕ НА КОНСТРУКТИВНИЯ ПРОЕКТ

Работени проект. Четири (4) броя чертежи и тридесет и три/ 33/ страници статически изчисления.

(Описание на всички чертежи и оценка по нива)

4. СЪГЛАСУВАНOST МЕЖДУ РАЗРАБОТЕНИТЕ СПЕЦИАЛНОСТИ:

Подписи (съгласуване) по части:, ПБЗ.

(описание как са съгласувани: отвори, коти от ВП и др.)

5. СЪОТВЕТСТВИЕ СЪС СЪЩЕСТВЕНИТЕ ИЗИСКВАНИЯ ПО ЧЛ. 169, АЛ. 1 ОТ ЗУТ

5.1. Носимоспособност:

Изследване за собствено тегло+експлоатационни натоварвания

5.2. Дълготрайност:

Статични въздействия съгл.чл.10.(1) на Наредба 4/3 за основните положения за проектиране на конструкциите и съоръженията и за въздействията върху тях – Категория 4 – 50 години.

Динамично въздействия съгласно сеизмично райониране на Р.България за период 1000 год.

5.3. Безопасност при пожар: *стандартни мерки без особености*

5.4. Експлоатация на конструкцията на сградата: *нормална без особености*

5.5. Опазването живота и здравето на хората: *стандартно - по норми*

(описание как е изпълнено всяко от изискванията)

6. ИЗПОЛЗВАНИ МАТЕРИАЛИ И ИЗИСКВАНИЯ КЪМ ТЯХ

Бетон: C20/25 W0.6 B25 ($R_b=14,5\text{MPa}$) - конструкция и фундаменти

Армировъчна стомана: A1(ϕ) – $R=225\text{MPa}$; B430 - $R=430\text{MPa}$,

(кратко описание на вложените материали)

7. ФУНДИРАНЕ *Нормативно почвено натоварване $R_n=0.18\text{MPa}$ – по геоложки доклад.*

ЗАКЛЮЧЕНИЕ: *Проекта е изпълнен съгласно нормите и изискванията за проектиране в Р.България.*

(оценка на конструктивния проект с предписание за по нататъшни действия в инвестиционния процес)

10 -2022 г.

ТЕХНИЧЕСКИ КОНТРОЛ
НА ЧАСТ КОНСТРУКЦИИ



/ инж. Божена Пенкова /



ЗАД „АСЕТ ИНШУРЪНС“ АД

Седалище и адрес на управление, гр. София 1303, бул. "Тодор Александров" № 81-83, адрес за кореспонденция: гр. София 1303, ул. „Осогово“ № 38-40, ЕИК 203066057, Разрешение за извършване на застрахователна дейност 403-ОЗ/16.04.2014 г.

АНЕКС № 1

КЪМ

СЕРТИФИКАТ № 0070675/27.06.2022 г.

С настоящото ЗАД „АСЕТ ИНШУРЪНС“ АД, наричано по-нататък Застраховател удостоверява наличието на договор за задължителната застраховка по Закона за устройство на територията (ЗУТ), покриваща отговорността на посочения по-долу Застрахован - лице по чл. 171 на ЗУТ / проектант, вкл. лице, упражняващо Технически контрол по част „Конструктивна“ /, сключен, по начин и условия както следва:

ПРЕДМЕТ НА ЗАСТРАХОВКАТА:

Застраховката покрива професионалната отговорност за вреди, причинени на други участници в строителството и/или на трети лица вследствие на неправомерни действия или бездействия при или по повод изпълнение на задълженията им, съгласно Специалните условия на ЗАД „АСЕТ ИНШУРЪНС“ АД.
№ 7262210000821

ЗАСТРАХОВАТЕЛЕН ДОГОВОР:

ЗАСТРАХОВАН:

БОЖЕНА ПЕНКОВА РУСЕВА СТРАШИМИ

ПЕРИОД НА ЗАСТРАХОВКАТА:

ЕГН: 8102247997

12 месеца

от 00:00:00 часа на 28.06.2022 г.

до 24:00:00 часа на 27.06.2023 г.

и 5/пет/ години назад 28.06.2017 г. ретроактивна дата за всички обекти.

ЗАСТРАХОВАТЕЛ:

ЗАД „АСЕТ ИНШУРЪНС“ АД,
ул. "Осогово" № 38-40,
1303 София,
тел. (02) 904 77 00

ЗАСТРАХОВАТЕЛНО ПОКРИТИЕ:

Съгласно приложимата нормативна уредба и Специалните условия на ЗАД „АСЕТ ИНШУРЪНС“ АД, и в рамките на посочения лимит на отговорност, договорен в договор № 726221000081

ЗАСТРАХОВАТЕЛНА СУМА :

200 000 лв. (словом двеста хиляди)
лева за всички застрахователни събития през периода на застраховката. За едно събитие през срока на застраховката до лимита на застраховането, но не по-малко от 50% от застрахователната сума.

ЗАСТРАХОВАТЕЛНО ОБЕЗЩЕТИЕ:

Обезщетението се изплаща в 15-дневен срок след доказване на основанието и размера на дължимата сума и съобразно предвиденото в Специални условия.

СПЕЦИАЛНИ ДОГОВОРОНОСТИ

Без самоучастие на застрахования.

Този Анекс към сертификат влиза в сила от 28.06.2022 г. и съдържа основни положения по сключената застраховка, но не възпроизвежда изцяло съдържанието на приложимите нормативна уредба, Специални условия и договор и не може да им бъде противопоставен.

ЗАСТРАХОВАН:

ЗАСТРАХОВАТЕЛ





УДОСТОВЕРЕНИЕ

ЗА УПРАЖНЯВАНЕ НА ТЕХНИЧЕСКИ КОНТРОЛ

ПО ЧАСТ
КОНСТРУКТИВНА
НА ИНВЕСТИЦИОННИТЕ ПРОЕКТИ

конструктивна

ВАЖИ ЗА РЕГИСТЪР 2022 г.

ИНЖ. БОЖЕНА ПЕНКОВА РУСЕВА

РЕГИСТРАЦИОНЕН № 01411

ОБРАЗОВАТЕЛНО-КВАЛИФИКАЦИОННА СТЕПЕН

МАГИСТЪР

ПРОФЕСИОНАЛНА КВАЛИФИКАЦИЯ

ИНЖЕНЕР ПО СТРОИТЕЛСТВО НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ

вписан(а) в публичния регистър на лицата упражняващи технически контрол с протоколно решение на УС на КИИП 159/18.10.2019 г. на основание чл. 142, ал. 10 на ЗУТ и раздел II от Наредба 2 на КИИП

Срок на валидност до 18.10.2024 година



личен подпис

MARIN GERGOV
MARINOV
Sofia
10.12.2021 15:42:43

Председател
на ЦКЕК на КИИП

инж. И. Гешанов

Председател
на УС на КИИП

инж. М. Гергов

ЗАСТРАХОВАТЕЛНА ПОЛИЦА
№ 212222241000010 / 06.04.2022

ПО ЗАДЪЛЖИТЕЛНА ЗАСТРАХОВКА "ПРОФЕСИОНАЛНА ОТГОВОРНОСТ НА УЧАСТНИЦИТЕ В ПРОЕКТИРАНЕТО И СТРОИТЕЛСТВОТО"

"ДЗИ - ОБЩО ЗАСТРАХОВАНЕ" ЕАД, ЕИК 121718407, АДРЕС: РЕПУБЛИКА БЪЛГАРИЯ, ГР.СОФИЯ 1463, БУЛ. "ВИТОША", 89Б, НА ОСНОВАНИЕ ПЛАТЕНА ПРЕМИЯ И СЪГЛАСНО ОБЩИТЕ УСЛОВИЯ НА ЗАДЪЛЖИТЕЛНА ЗАСТРАХОВКА "ПРОФЕСИОНАЛНА ОТГОВОРНОСТ НА УЧАСТНИЦИТЕ В ПРОЕКТИРАНЕТО И СТРОИТЕЛСТВОТО" И КЛАУЗА "ПРОФЕСИОНАЛНА ОТГОВОРНОСТ НА ПРОЕКТАНТА", ПРИЕМА ДА ЗАСТРАХОВА В РАМКИТЕ НА ЛИМИТИТЕ, СРОКОВЕТЕ И УСЛОВИЯТА НА НАСТОЯЩАТА ПОЛИЦА:

| | | | |
|--|--|--------------------------------------|--------------------|
| ЗАСТРАХОВАЩ: | Име: "ПЕГЕР" ЕООД ЕИК: 124698130 Адрес: гр.Добрич 9300, УЛ." ЕКЗАРХ ЙОСИФ " № 9А Представявано от: ПЕНКО ГЕОРГИЕВ РУСЕВ | | |
| ЗАСТРАХОВАН: | Име: "ПЕГЕР" ЕООД ЕИК: 124698130 Адрес: гр.Добрич 9300, УЛ." ЕКЗАРХ ЙОСИФ " № 9А Представявано от: ПЕНКО ГЕОРГИЕВ РУСЕВ | | |
| ПРЕДМЕТ НА ЗАСТРАХОВКАТА: | Професионалната отговорност на Застрахования за вреди, причинени на другите участници в строителството и/или на други трети лица, вследствие на неправомерни действия или бездействия на Застрахования, извършени при или по повод осъществяване на професионалната му дейност. | | |
| ЗАСТРАХОВАТЕЛНО ПОКРИТИЕ: | Съгласно приложените Общи условия на задължителна застраховка "Професионална отговорност на участниците в проектирането и строителството" и Клауза "Професионална отговорност на проектанта". | | |
| ПРОФЕСИОНАЛНА ДЕЙНОСТ НА ЗАСТРАХОВАНИЯ: | Изработване на инвестиционни проекти за обекти от първа категория и всяка по-ниска категория, съгласно действащото законодателство. | | |
| ЛИМИТИ НА ОТГОВОРНОСТ: | За едно събитие: 150,000 лв Агрегатен лимит: 300,000 лв | | |
| САМОУЧАСТИЕ НА ЗАСТРАХОВАНИЯ: | Застрахованият участва в обезщетяването на всяка причинена вреда като поема за своя сметка 10% от размера на всяко обезщетение, но не по - малко от 2500 лв. | | |
| СРОК НА ЗАСТРАХОВКАТА: | 1 година | | |
| | НАЧАЛО: 00:00 часа на 11.04.2022 г. | КРАЙ: 24:00 часа на 10.04.2023 г. | |
| РЕТРОАКТИВНА ДАТА: | 11.04.2017 г. | | |
| ЗАСТРАХОВАТЕЛНА ПРЕМИЯ: | 300.00 лв. | | Словом: триста лв. |
| ДАТА НА ПЛАЩАНЕ: | 10.04.2022 г. | | |
| ДАНЪК 2% ВЪРХУ ЗП: | 6.00 лв. | | |
| ОБЩ ДЪЛЖИМ ДАНЪК ВЪРХУ ЗП: | 6.00 лв. | Словом: шест лв. | |
| ОБЩА ДЪЛЖИМА СУМА: (ДЪЛЖИМА ЗАСТРАХОВАТЕЛНА ПРЕМИЯ + ДАНЪК 2% ВЪРХУ ЗП) | 306.00 лв. | Словом: триста шест лв. | |
| СПЕЦИАЛНИ ДОГОВОРНОСТИ: | Ако след сключване на застраховката Застрахованият започне да осъществява дейност, свързана с категория строежи, за които са предвидени по-високи минимални лимити на отговорност, той е длъжен да уведоми Застрахователя съгласно ОУ на задължителна застраховка "Професионална отговорност на участниците в проектирането и строителството" и да сключи анекс за увеличаване на лимитите по застрахователния договор срещу заплащане на допълнителна премия. | | |

Декларирам, че:

Преди сключване на застраховката ми е предоставена информацията за Застрахователя по чл. 324 от КЗ, включително и за възможността да ми бъде предоставен съвет при поискване на индивидуална оферта за застрахователния продукт, при спазване изискванията на чл. 325А и чл. 326 от КЗ. Получих и съм запознат със съдържанието на информационния документ на застрахователния продукт и с Общите условия на застраховката, действащи към датата на сключване на застрахователния договор.

Получил съм, запознат съм и приемам "Информацията за защита на личните данни", изготвена от Застрахователя, в качеството му на администратор на лични данни, в изпълнение на изискванията на чл. 13 и 14 на Регламент (ЕС) 2016/679 (Общ регламент относно защитата на данните). Информиран съм, че "Информацията за защита на личните данни" е публикувана и на корпоративния сайт на дружеството - www.dzi.bg. Доброволно предоставям лични данни на Застрахователя и/или Застрахованите лица с цел сключване, обслужване и изпълнение на застрахователния договор. Обработвам законосъобразно личните данни на Застрахованите лица, които предоставям на Застрахователя за целите на сключване и изпълнение на застрахователния договор, при спазване на нормативните изисквания, съгласно Регламент (ЕС) 2016/679 и Закона за защита на личните данни.

Настоящата полица се издава в два еднообразни екземпляра - по един за Застрахователя и за Застрахователя.

Дата и място на сключване: **06.04.2022, гр.Добрич**

Получих, запознах се и приемам приложените Общи условия на задължителна застраховка "Професионална отговорност на участниците в проектирането и строителството" и Клауза „Професионална отговорност на проектанта“, които заедно с настоящата полица и попълненото Предложение-въпросник, формират застрахователния договор.

"ДЗИ - ОБЩО ЗАСТРАХОВАНЕ" ЕАД:

/подпис и печат/

ЗАСТРАХОВАЩ:

/подпис и печат/

/ Данни за застрахователния посредник/ агент: *Димитричка Василева Тодорова, Адрес на посредника: , № на участък: Агент - 24111189 /*



УДОСТОВЕРЕНИЕ

ЗА ПЪЛНА ПРОЕКТАНТСКА ПРАВОСПОСОБНОСТ

Регистрационен номер № 04127

Важи за 2022 година

ИНЖ. ПЕНКО ГЕОРГИЕВ РУСЕВ

ОБРАЗОВАТЕЛНО-КВАЛИФИКАЦИОННА СТЕПЕН

МАГИСТЪР

ПРОФЕСИОНАЛНА КВАЛИФИКАЦИЯ

СТРОИТЕЛЕН ИНЖЕНЕР ПО ТРАНСПОРТНО СТРОИТЕЛСТВО

включен в регистъра на КИИП за лицата с пълна проектантска правоспособност
с протоколно решение на УС на КИИП 21/16.12.2005 г. по части:

| | |
|---|------------------------------------|
|  | ПЪЛНА ПРОЕКТАНТСКА ПРАВОСПОСОБНОСТ |
| Секция: КСС | Регистрационен № 04127 |
| Части на проекта: Удостоверение за пълна проектантска правоспособност | ИНЖ. ПЕНКО ГЕОРГИЕВ РУСЕВ |
| КОНСТРУКТИВНА ОРГАНИЗАЦИЯ И ИЗПЪЛНЕНИЕ НА СТРОИТЕЛСТВОТО | Подпис |

Председател на РК Добрич

инж. Я. Радев

MARIN GERGOV
MARINOV
Sofia
13.12.2021 12:19:02



Председател на УС на КИИП

инж. М. Гергов

Председател на КР

инж. А. Чипев

СЪДЪРЖАНИЕ НА ПРОЕКТА

1. Обяснителна записка
2. количествена сметка

ЧЕРТЕЖИ

1. Ситуация и план на изкопите на подпорната стена
2. Чертежи на подпорната стена

ОБЯСНИТЕЛНА ЗАПИСКА

I. Обща част

Настоящата разработка е по възлагане на възложителя – ОБЩИНА гр. Добрич.
Проектът се изготвя на база задание за проектиране от Възложителя .

II. Съществуващо положение

Парцелът е разположен в хълмист терен.

За района има одобрена от Възложителя идейна улична регулация.
Парцелите в този участък се обслужват директно от прилежащите улици.

III. Проектно решение

Стената е проектирана като ъглови подпорни стени .

Подпорната стена се изгражда монолитно. Дължината на стената е 7,35 м и е с височина -2,95 м.

След като се изпълни подпорната стена се засипват (обратно), едновременно от двете страни с несвързани почви . Оформя си филтър за дренаж в зоната на барбаканите.

При проектирането са спазени изискванията на ЕК-7 при проектиране на подпорни стени.

Моделът на стената е кораво тяло , което е изследвано на устойчивост , като са предвидени различните състояния, които биха предизвикали нарушаване на равновесието и.

Направени са проверки на следните основни гранични състояния:

- Загуба на носеща способност на конструктивните елементи- фундамент, конзола
- Плъзгане на подпорната конструкция

Въздействията върху подпорната стена:

- Собствено на почвата
- Напрежения в почвите вследствие на външни товари
- Земен натиск
- Динамични сили(ускорения), причинени от земетръс
-

Изследванията засягат STR и EQU състояния и са извършени за линеен метър.

IV УСЛОВИЯ НА ФУНДИРАНЕ

- **Изчислително почвено натоварване** **$R_0=0,18\text{MPa}$**
- Да не се допуска престояването на открити изкопи.
- Бетонирането на обратните насипи при фундаментите да се извършва повсеместно и едновременно от двете страни на подпорните стени.
- Обратните насипи на изкопите да се изпълняват от добре уплътнените глинесто-песъчливи отложения.
- Земната основа предварително да се трамбова и уплътни.
- Вертикалната планировка на терена да осигурява бързото отичане на атмосферните валежи, както по време на строителството, така и по време на експлоатация на сградите
- Изкопите за фундаменти да бъдат приети от геолога-проектант.

V. Използвани материали

С 16/20 – за подложен бетон

- С 25/30, W 0,6 – за фундаменти, армирани и неармирани
- С 25/30, W 0,6 – за конзолни стени

Стомана A-III , A-I

Спазени са изискванията на следните документи:

- Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони.
- Норми за проектиране на подпорни стени от 1987 г. както и БДС- EN1997-1

10-2022



КОЛИЧЕСТВЕНА СМЕТКА

ОБЕКТ: Аварийно възстановяване на подпорна стена ,
находяща се между гаражни клетки към бл. 26, гр.Добрич
Възложител: Община гр. Добрич
Част: Конструктивна

| No | Описание | мяр ка | Количество | Ед. цена | стойност лв |
|------------|---|----------------|------------|----------|-------------|
| 1 | Подготвяне на строителния терен | | | | |
| 1.1 | Разбиване на стоманобетонна стена | м3 | 3.70 | 34.96 | |
| 1.2 | Разрушен бетон на депо-15 км. | м3 | 4.00 | | |
| 1.1 | Надземни работи | | | | |
| 1.1.1 | Масов изкоп за достигане проектно | м ³ | 40.00 | 8.97 | |
| 1.1.2 | Ръчен изкоп за подравняване | м3 | 45.00 | 46.91 | |
| 1.1.3 | Извозване почви до 5км. | м3 | 56.00 | | |
| 1.1.4 | Обратен насип с уплътняване на глинести почви | м3 | 9.50 | 16.64 | |
| 1.1.5 | Обратен насип с уплътняване на дрениращи почви | м3 | 21.00 | | |
| 1.1.6 | Довозване на почви за насип | м3 | 35.00 | | |
| 2 | Строителни работи-подпорни стени | | | | |
| 2.1 | Кофраж -подложен бетон | м2 | 1.820 | | |
| 2.2 | Бетон С16/20-подложен бетон-10 см | м3 | 1.43 | | |
| 2.3 | Кофраж за основи | м2 | 5.43 | | |
| 2.4 | Бетон С25/30 ,W-0.8 за основи | м3 | 2.73 | | |
| 2.5 | Кофраж за стени | м2 | 43.00 | | |
| 2.6 | Бетон С25/30 W-0.8 за стени | м3 | 4.27 | | |
| 2.7 | Армировка А-I | кг. | 3.00 | | |
| 2.8 | Армировка А-III | кг. | 486.00 | | |
| 3 | Пътни работи | | | | |
| 3.1 | Трошенокаменна настилка - 30 см. | м3 | 4.1 | | |
| 3.2 | Плътен асфалтобетон - 4 см. | т | 2 | | |
| 4 | Хидроизолация | | | | |
| 4.1 | Доставка и направа на хидроизолация- асфалтов грунд +2 пласта воалит | м2 | 18.50 | | |
| 4.2 | Защита на хидроизолацията | м2 | 18.50 | | |
| 5 | Дренаж | | | | |
| 5.1 | Перфорирани тръби Ф200 мм. | м | 7.5 | | |
| 5.2 | Тръби Ф110мм. За барбакани | м | 1.5 | | |
| 5.3 | Трошен камък за дренаж | м3 | 0.6 | | |
| 5.4 | Геотекстил- (300-500)гр./м2 | м2 | 12 | | |

всичко за част конструктивна:

0.00



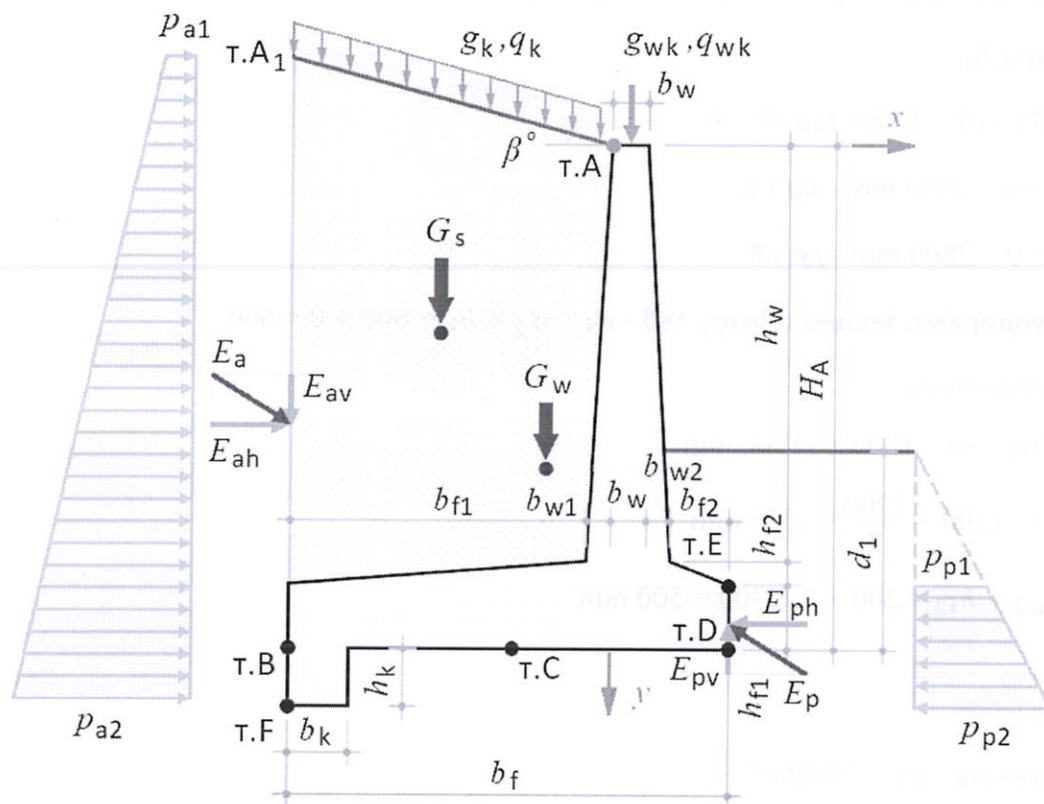
Съставил:

/инж. П. Русев/

Стоманобетонна ъглова подпорна стена

Съгласно БДС EN 1992-1-1, БДС EN 1990, БДС EN 1997-1, БДС EN 1998-5

Входни данни



Геометрични характеристики

За стената

Дебелина на стената при короната - $b_w = 200$ mm

Уширение на стената в долния край (отляво) - $b_{w1} = 0$ mm

Уширение на стената в долния край (отдясно) - $b_{w2} = 0$ mm

Височина на стената над фундамента - $h_w = 2500$ mm

За фундамента

Ширина на стъпката откъм насипа - $b_{f1} = 1200$ mm

Ширина на стъпката откъм свободната страна - $b_{f2} = 300$ mm

Височина на фундамента - $h_{f1} = 300$ mm ; $h_{f2} = 0$ mm

Широчина на основата на стената - $B_w = b_{w1} + b_w + b_{w2} = 0 + 200 + 0 = 200$ mm

Височина на фундаментния зъб - $h_k = 0$ mm

Широчина на фундаментния зъб - $b_k = 0$ mm

Наклон на терена - $\beta = 0^\circ$,

Дълбочина на фундиране - $d_1 = 600 \text{ mm}$

Обща височина на фундамента - $h_f = h_{f2} + h_{f1} = 0 + 300 = 300 \text{ mm}$

Обща широчина на фундамента - $b_f = b_{f1} + B_w + b_{f2} = 1200 + 200 + 300 = 1700 \text{ mm}$

Височина на насипа при т.А - $H_A = h_w + h_f = 2500 + 300 = 2800 \text{ mm}$

Височина на насипа при т.А₁

$h_\beta = (b_{w1} + b_{f1}) \cdot \tan(\beta) = (0 + 1200) \cdot \tan(0) = 0$

$H_B = H_A + h_\beta = 2800 + 0 = 2800 \text{ mm}$ - до т.В

$H_F = H_B + h_k = 2800 + 0 = 2800 \text{ mm}$ - до т.Г

Обща дълбочина на фундиране, заедно с фунд. зъб - $d_f = d_1 + h_k = 600 + 0 = 600$

Координати на характерни точки

Точка В - $x_B = -b_{w1} - b_{f1} = -0 - 1200 = -1200 \text{ mm}$

Точка С - $x_C = x_B + \frac{b_f}{2} = -1200 + \frac{1700}{2} = -350 \text{ mm}$

Точка D - $x_D = b_w + b_{w2} + b_{f2} = 200 + 0 + 300 = 500 \text{ mm}$

Натоварване

Постоянен товар зад стената - $g_k = 5 \text{ kN/m}^2$

Полезен товар зад стената - $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

Постоянен товар върху стената - $F_{gwk} = 2 \text{ kN/m}$

Полезен товар върху стената - $F_{qwk} = 2 \text{ kN/m}$

Изчисленията се извършват за ивица със ширина 1m от стената

Характеристики на почвата

Над фундамента

Обемно тегло (сухо) - $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$

Обемно тегло (водонаситена) - $\gamma_{ks} = 21 \text{ kN/m}^3$

Ъгъл на вътрешно триене - $\varphi_k = 33^\circ$

Кохезия - $c_k = 0 \text{ MPa}$

Ъгъл на триене почва-стена - $\delta_k = 5^\circ$

Под фундамента

Обемно тегло (сухо) - $\gamma_{k,f} = 18 \text{ kN/m}^3$

Обемно тегло (водонаситена) - $\gamma_{ks,f} = 21 \text{ kN/m}^3$

Ъгъл на вътрешно триене - $\varphi_{k,f} = 18^\circ$

Кохезия - $c_{k,f} = 0.030 \text{ MPa}$

Почвено натоварване - $q_R = 180 \text{ kPa}$

Недренирана якост на срязване - $c_{uk} = 0.060 \text{ MPa}$

Условия на работа на земната основа - недренирани

Координати на центъра на кръгово-цилиндричната повърхнина за проверка на обща устойчивост

$x_O = 1000 \text{ mm}$, $y_O = -2000 \text{ mm}$ (въвежда се нагоре със знак "-")

Сеизмично въздействие

Почвено ускорение - $a_{gR} = 0.15 \cdot g$

Почвен коефициент - $S = 1$

[БДС EN 1998-1/NA, Таблици NA.3.2 и NA.3.2-1]

Редукционен коефициент $r = 1.5$

[БДС EN 1998-5, табл.7.1]

$r = 1.5$ при свободни масивни стени, за които се допуска преместване $d_r = 200 \cdot \alpha \cdot S$

$r = 2.0$ при свободни масивни стени, за които се допуска преместване $d_r = 300 \cdot \alpha \cdot S$

Коефициент на значимост - $\gamma_I = 1$

[БДС EN 1998-1-1, т. 3.2.1]

Хоризонтална компонента - $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot g = 1 \cdot 0.15 \cdot 9.81 = 1.47 \text{ m/s}^2$

Вертикална компонента - $a_{vg} = 0.9 \cdot a_g = 0.9 \cdot 1.47 = 1.32 \text{ m/s}^2$

Коефициент за съчетание за квазипостоянна стойност на променливо натоварване

$\psi_2 = 0.3$

[БДС EN 1990-NA, Таблица NA.A1.1]

Вид почва за определяне на коефициента на моделиране, съгласно БДС EN 1998-5, Таблица F.2

Нечувствителни глин - $\gamma_{Rd} = 1$

Материали**Бетон**

Цилиндрична якост на натиск - $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Обемно тегло - $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

Армировъчна стомана

Характеристична граница на провлачване - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Армировка на стената

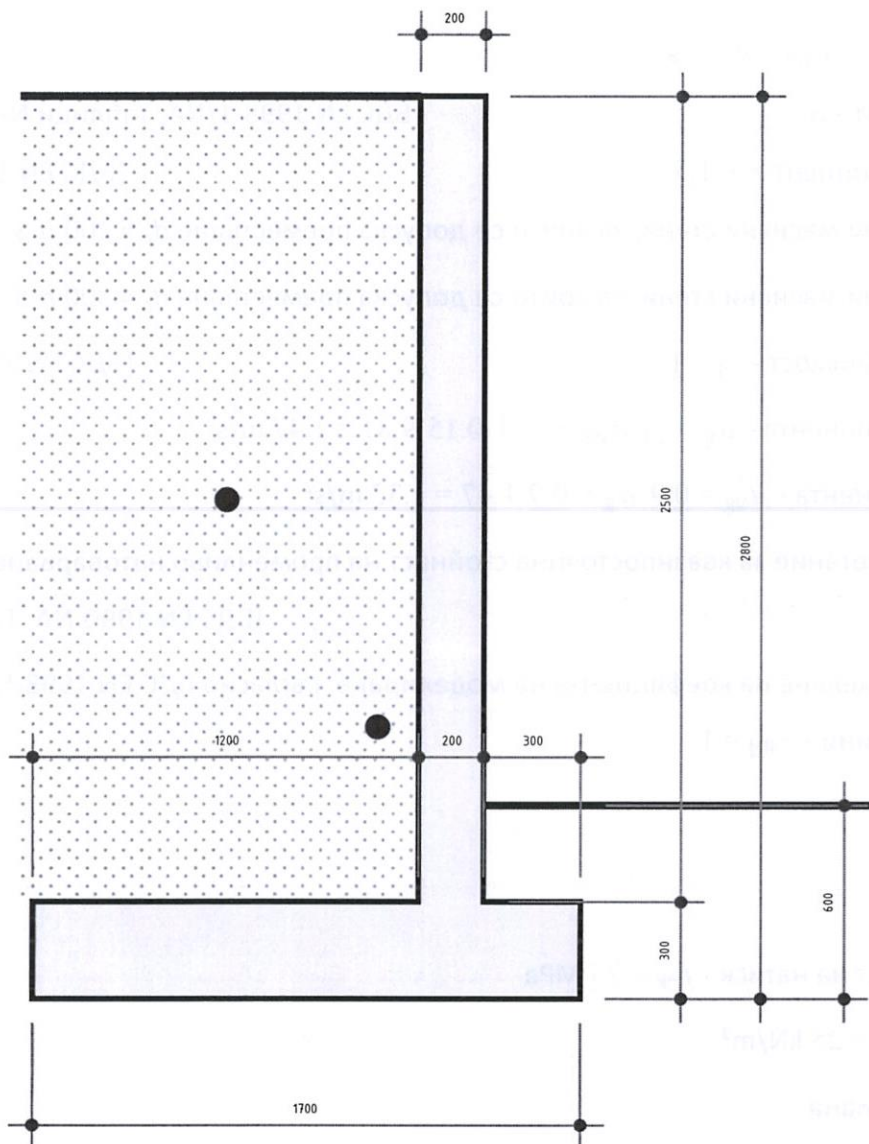
Откъм насипа - $A_{s1} = 566 \text{ mm}^2$, Откъм ниската част - $A_{s2} = 393 \text{ mm}^2$

Бетонно покритие

[БДС EN 1992-1-1, т. 4.4.1]

- за стената - $c_{nom,w} = 25 \text{ mm}$

- за фундамента - $c_{nom,f} = 50 \text{ mm}$



Статически изчисления ▲

Геометрични характеристики на стената и насапа

Площ на напречното сечение на стената - $A_w = 1010000 \text{ mm}^2$

Собствено тегло на стената - $G_{wk} = 25.25 \text{ kN}$

Център на тежестта на стената - $x_{cw} = -127.23 \text{ mm}$, $y_{cw} = 1956.93 \text{ mm}$

Собствено тегло на насапа зад стената - $G_{skl} = 54 \text{ kN}$

Център на тежестта на насапа - $x_{csl} = -600 \text{ mm}$, $y_{csl} = 1250 \text{ mm}$

Собствено тегло на насапа пред стената - $G_{skr} = 1.62 \text{ kN}$

Център на тежестта на насапа - $x_{csr} = 350 \text{ mm}$, $y_{csr} = 350 \text{ mm}$

Равнодействаща на постоянния товар зад стената

$$F_{gk} = \frac{g_k \cdot (b_{f1} + b_{w1})}{\cos(\beta)} \cdot 10^{-3} = \frac{5 \cdot (1200 + 0)}{\cos(0)} \cdot 10^{-3} = 6 \text{ kN}$$

Равнодействаща на полезния товар зад стената

$$F_{qk} = \frac{q_k \cdot (b_{f1} + b_{w1})}{\cos(\beta)} \cdot 10^{-3} = \frac{5 \cdot (1200 + 0)}{\cos(0)} \cdot 10^{-3} = 6 \text{ kN}$$

Проверка за обръщане (EQU) ... ▼

Сума на обръщащите моменти за т.Д

$$\Sigma M_{dst} = M_{ah} = 41.37 \text{ kNm}$$

Сума на задържащите моменти за т.Д

$$\Sigma M_{stb} = M_{av} + M_p + M_g = 3.5 + 0.784 + 74.59 = 78.88 \text{ kNm}$$

$$\text{Проверка: } \Sigma M_{dst} = 41.37 \text{ kNm} \leq \Sigma M_{stb} = 78.88 \text{ kNm}$$

$$\text{Отношение: } \frac{\Sigma M_{dst}}{\Sigma M_{stb}} = \frac{41.37}{78.88} = 0.525 \leq 1$$

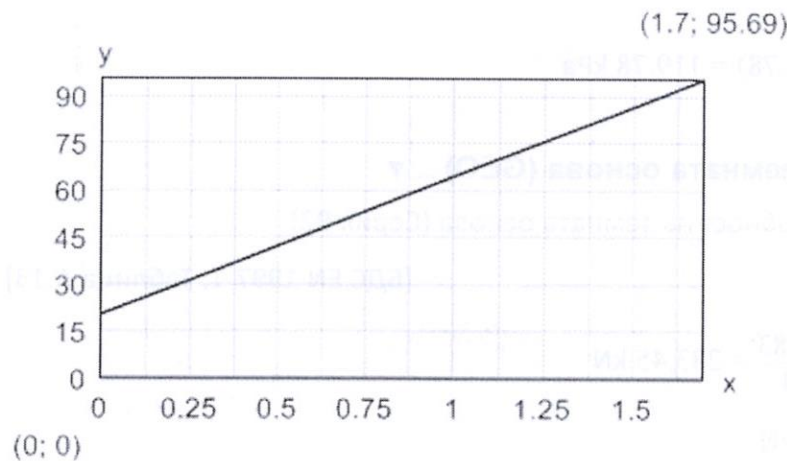
Проверката е изпълнена!

Напрежения в основната плоскост от характеристично натоварване ... ▼

$$\text{- средно напрежение - } q_{k,av} = \frac{V}{b_f} \cdot 10^3 = \frac{98.68}{1700} \cdot 10^3 = 58.05 \text{ kPa}$$

$$q_{k1} = \frac{V}{b_f} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_c}{b_f}\right) \cdot 10^3 = \frac{98.68}{1700} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 183.71}{1700}\right) \cdot 10^3 = 20.41 \text{ kPa}$$

$$q_{k2} = \frac{V}{b_f} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_c}{b_f}\right) \cdot 10^3 = \frac{98.68}{1700} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 183.71}{1700}\right) \cdot 10^3 = 95.69 \text{ kPa}$$



$$q_{k,max} = \max(q_{k1}; q_{k2}) = \max(20.41; 95.69) = 95.69 \text{ kPa}$$

Проверка на средното напрежение

$$q_{k,av} = 58.05 \text{ kPa} \leq q_R = 180 \text{ kPa}$$

Проверката е изпълнена!

$$\text{Отношение: } \frac{q_{k,av}}{q_R} = \frac{58.05}{180} = 0.322 \leq 1$$

Проверка на ръбовото напрежение

$$q_{k,max} = 95.69 \text{ kPa} \leq 1.3 \cdot q_R = 1.3 \cdot 180 = 234 \text{ kPa}$$

Проверката е изпълнена!

Отношение: $\frac{q_{k,max}}{1.3 \cdot q_R} = \frac{95.69}{1.3 \cdot 180} = 0.409 \leq 1$

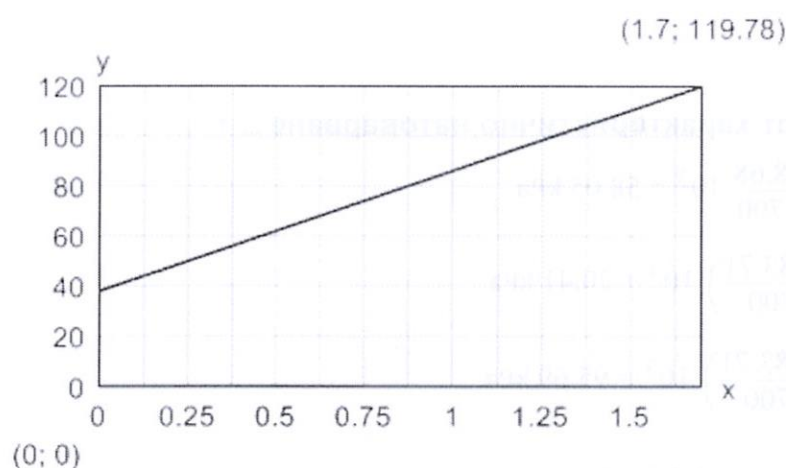
Напрежения в основната плоскост от изчислително натоварване (STR/GEO) ... ▼

- средно напрежение - $q_{d,av} = \frac{V_d}{b_f} \cdot 10^3 = \frac{134.08}{1700} \cdot 10^3 = 78.87 \text{ kPa}$

$\text{abs}(e_c) = \text{abs}(146.95) = 146.95 \leq \frac{b_f}{6} = \frac{1700}{6} = 283.33 \text{ mm}$

$q_{d1} = \frac{V_d}{b_f} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_c}{b_f}\right) \cdot 10^3 = \frac{134.08}{1700} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 146.95}{1700}\right) \cdot 10^3 = 37.96 \text{ kPa}$

$q_{d2} = \frac{V_d}{b_f} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_c}{b_f}\right) \cdot 10^3 = \frac{134.08}{1700} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 146.95}{1700}\right) \cdot 10^3 = 119.78 \text{ kPa}$



$q_{d,max} = \max(q_{d1}; q_{d2}) = \max(37.96; 119.78) = 119.78 \text{ kPa}$

Проверка за носимоспособност на земната основа (GEO) ... ▼

Коефициент на сигурност за носимоспособност на земната основа (Серия R2)

$\gamma_{R,v} = 1.4$

[БДС EN 1997-1, Таблица A.13]

Изчислителна стойност - $R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{396.83}{1.4} = 283.45 \text{ kN}$

Проверка: $V_d = 134.08 \text{ kN} \leq R_d = 283.45 \text{ kN}$

Проверката е изпълнена!

Отношение: $\frac{V_d}{R_d} = \frac{134.08}{283.45} = 0.473 \leq 1$

Проверка за плитко хлъзгане (GEO) ... ▼

Коефициент на сигурност за носимоспособност на хлъзгане (Серия R2)

$\gamma_{R,h} = 1.4$

[БДС EN 1997-1, Таблица A.13]

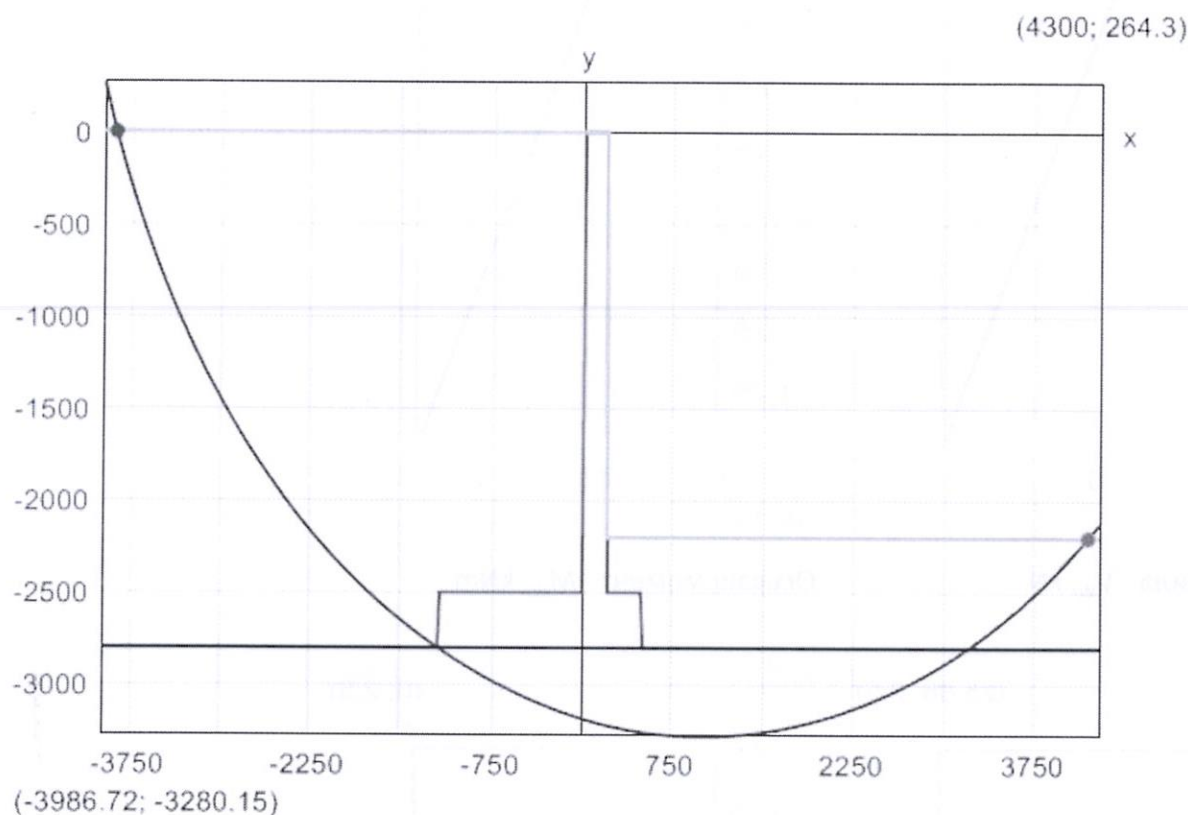
Изчислителна стойност - $R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,h}} = \frac{102}{1.4} = 72.86 \text{ kN}$

Проверка: $E_{ah} = 31.12 \text{ kN} \leq R_d + E_{ph} = 72.86 + 7.02 = 79.88 \text{ kN}$

Отношение: $\frac{E_{ah}}{R_d + E_{ph}} = \frac{31.12}{72.86 + 7.02} = 0.39 \leq 1$

Проверката е изпълнена!

Проверка за обща устойчивост (GEO) ... ▼



Момент от хлъзгащите сили по повърхнината

$$M_{Ed} = R \cdot \text{Area}\{(g_k(x) \cdot \gamma_G + q_k(x) \cdot \gamma_Q) \cdot \sin(\alpha(x)); x \in [x_{t1}; x_{t2}]\} \cdot 10^{-6} = 5280.15 \cdot 121091 \cdot 10^{-6} = 639.38 \text{ kNm}$$

Момент от задържащите сили по повърхнината

$$M_{Rd} = R \cdot \text{Area}\{g_k(x) \cdot \gamma_{G,fav} \cdot \cos(\alpha(x)) \cdot \tan(\varphi(x)) + c(x) \cdot l(x) \cdot 10^3; x \in [x_{t1}; x_{t2}]\} \cdot 10^{-6} = 5280.15 \cdot 369790 \cdot 10^{-6} = 1952.55 \text{ kNm}$$

Проверка: $M_{Ed} = 639.38 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 1952.55 \text{ kNm}$

Отношение: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{639.38}{1952.55} = 0.327 \leq 1$

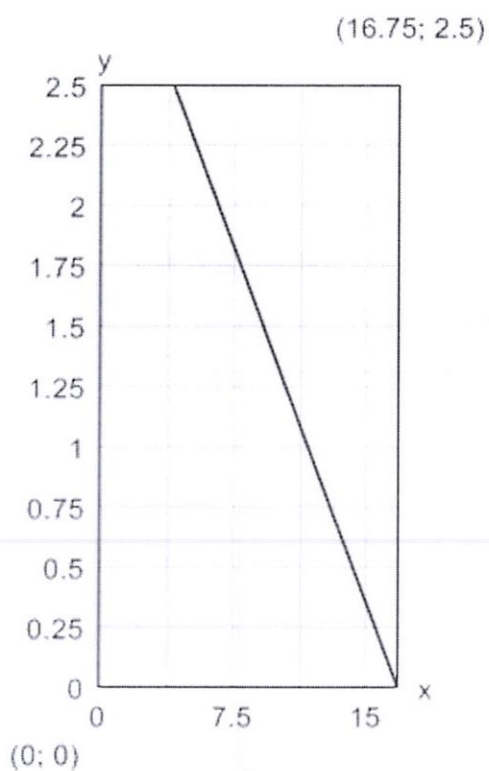
Проверката е изпълнена!

Разрезни усилия за оразмеряване на конструкцията (STR)

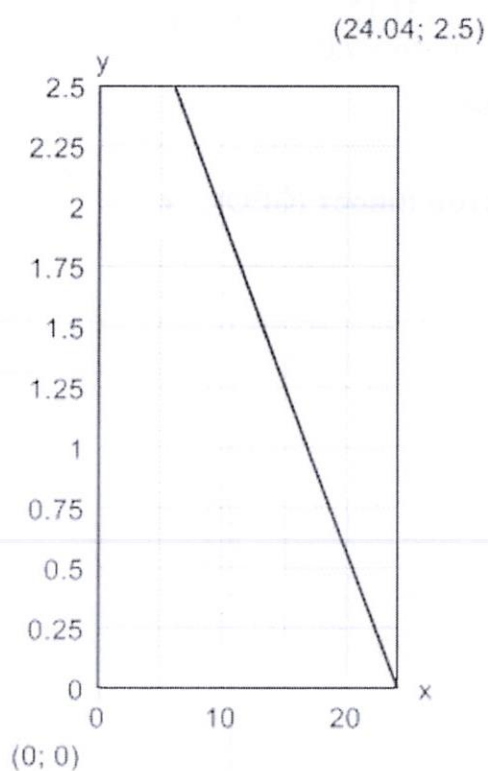
За стената

Земен натиск - p_a , kN/m²

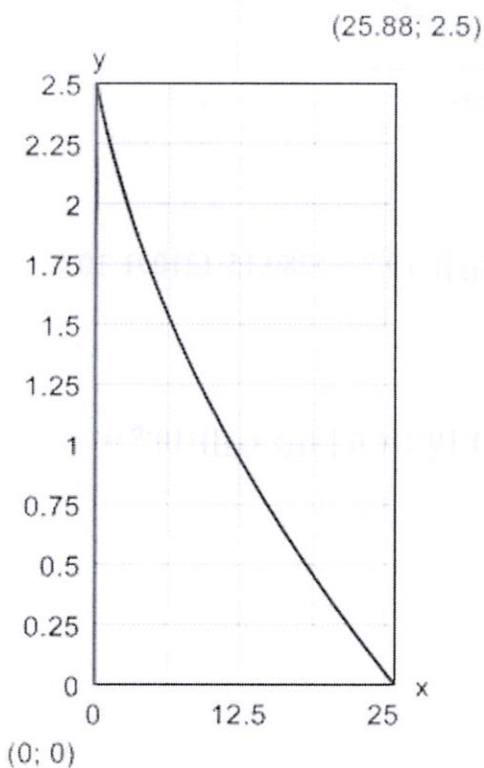
Осова сила - N_w , kN



Напречна сила - V_w , kN



Огъващ момент - M_w , kNm



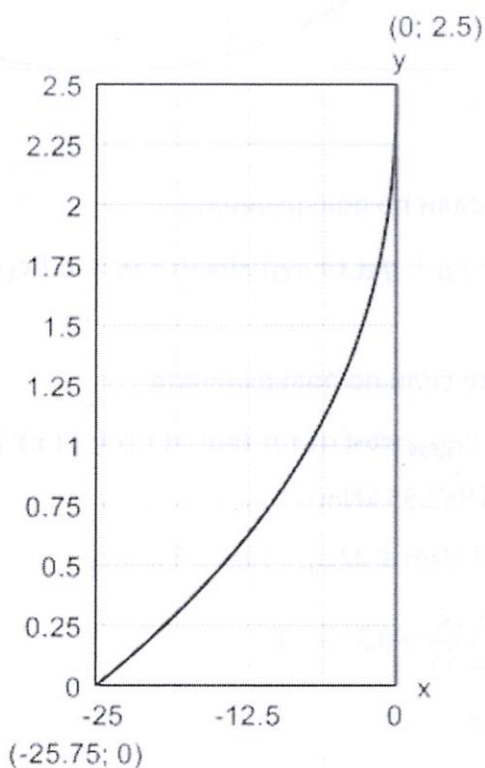
Максимални стойности в основата на стената (3-3)

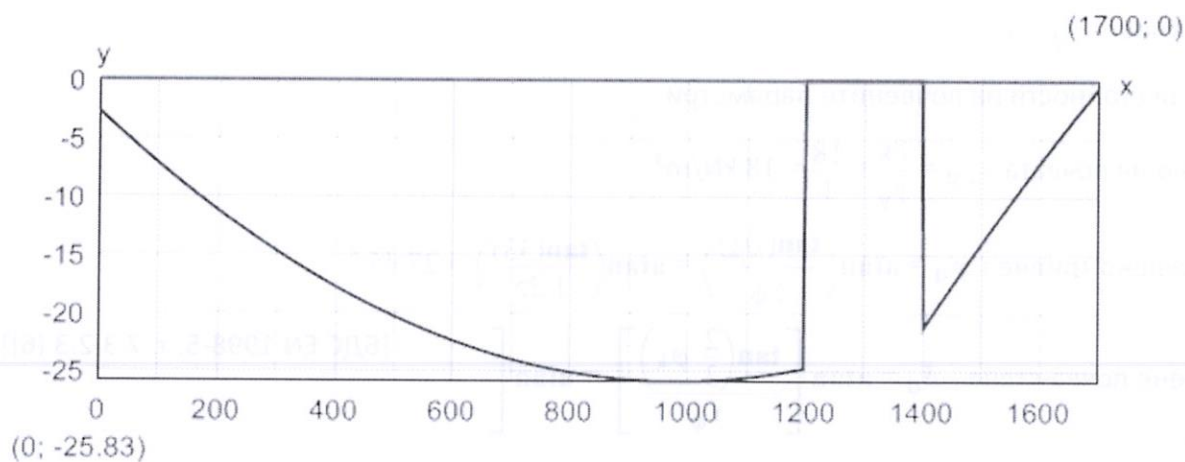
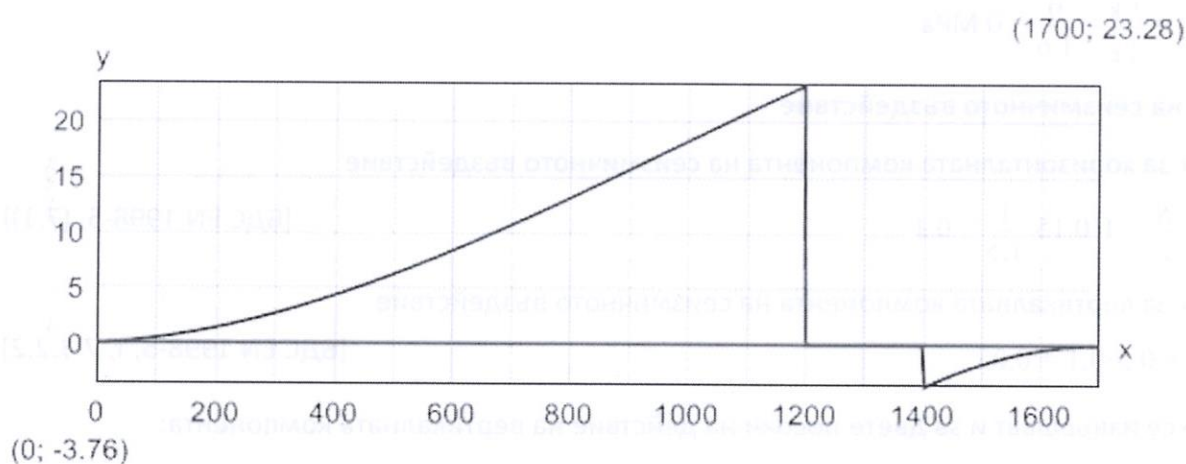
Земен натиск - $p_a = 16.75 \text{ kN/m}^2$

Осова сила - $N_w = 24.04 \text{ kN}$

Напречна сила - $V_w = 25.88 \text{ kN}$

Огъващ момент - $M_w = 25.75 \text{ kNm}$



За фундаментаНапречна сила - V_f , kNОгъващ момент - M_f , kNm**Максимални стойности на разрезните усилия**

- вляво от стената (1-1)

Напречна сила - $V_{f1} = -24.66$ kNОгъващ момент - $M_{f1} = -23.36$ kNm

- вдясно от стената (2-2)

Напречна сила - $V_{f2} = 21.22$ kNОгъващ момент - $M_{f2} = 3.78$ kNm**Проверка на стената за сеизмично въздействие (SE)**

Почвени параметри при сеизмично въздействие

[БДС EN 1998-5:2005/NA:2012, Таблица NA.1]

Ъгъл на вътрешно триене - $\gamma_\phi = 1.25$ Кохезия с ефективни напрежения - $\gamma_c = 1.6$

Недренирана якост на срязване - $\gamma_{cu} = 1.4$

Якост на едноосов натиск - $\gamma_{qu} = 1.4$

Циклична, недренирана якост на срязване - $\gamma_{tcy} = 1.25$

Обемна плътност - $\gamma_v = 1$

Изчислителни стойности на почвените параметри

Обемно тегло на почвата - $\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_v} = \frac{18}{1} = 18 \text{ kN/m}^3$

Ъгъл на вътрешно триене - $\varphi_d = \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\phi}\right) = \text{atan}\left(\frac{\tan(33)}{1.25}\right) = 27.45^\circ$

Ъгъл на триене почва-стена - $\delta_d = \text{atan}\left[\frac{\tan\left(\frac{2}{3} \cdot \varphi_k\right)}{\gamma_\phi}\right] = \text{atan}\left[\frac{\tan\left(\frac{2}{3} \cdot 33\right)}{1.25}\right] = 17.91^\circ$ [БДС EN 1998-5, т. 7.3.2.3 (6)]

Кохезия - $c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} = \frac{0}{1.6} = 0 \text{ MPa}$

Параметри на сеизмичното въздействие

Коефициент за хоризонталната компонента на сеизмичното въздействие

$k_h = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot \frac{S}{r} = 1 \cdot 0.15 \cdot \frac{1}{1.5} = 0.1$ [БДС EN 1998-5, (7.1)]

Коефициент за вертикалната компонента на сеизмичното въздействие

$k_v = 0.5 \cdot k_h = 0.5 \cdot 0.1 = 0.05$ [БДС EN 1998-5, т. 7.3.2.2]

Проверките се извършват и за двете посоки на действие на вертикалната компонента:

надолу (+) и нагоре (-)

За меродавни се приемат по-неблагоприятните резултати от проверките

Изчисляване за положителна посока на вертикалното сеизмично въздействие (надолу)

Натоварване от земен натиск

Активен земен натиск

Приема се условен вертикален гръб ($\Psi = 90^\circ$)

$\theta = \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = \text{atan}\left(\frac{0.1}{1 + 0.05}\right) = 5.44^\circ$

Коефициент на активен земен натиск по формулата на Мононобе-Окабе :

$K_{aE} =$ [БДС EN 1998-5, Прил. Е.4]

$$\frac{\sin(\Psi + \varphi_d - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \sin(\Psi)^2 \cdot \sin(\Psi - \theta - \delta_d) \cdot \left(1 + \frac{\sin(\varphi_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi_d - \beta - \theta)}{\sin(\Psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\Psi + \beta)}\right)^2} =$$

$$\frac{\sin(90 + 27.45 - 5.44)^2}{\cos(5.44) \cdot \sin(90)^2 \cdot \sin(90 - 5.44 - 17.91) \cdot \left(1 + \frac{\sin(27.45 + 17.91) \cdot \sin(27.45 - 0 - 5.44)}{\sin(90 - 5.44 - 17.91) \cdot \sin(90 + 0)}\right)^2} = 0.397$$

Земен натиск при върха, т.А₁

$$p_{a1} = (g_k + q_k \cdot \Psi_2) \cdot (1 + k_v) \cdot K_{aE} = (5 + 5 \cdot 0.3) \cdot (1 + 0.05) \cdot 0.397 = 2.71 \text{ kN/m}^2$$

Земен натиск при основата, т.В

$$p_{a2} = \gamma_d \cdot H_F \cdot (1 + k_v) \cdot K_{aE} \cdot 10^{-3} + p_{a1} = 18 \cdot 2800 \cdot (1 + 0.05) \cdot 0.397 \cdot 10^{-3} + 2.71 = 23.72 \text{ kN/m}^2$$

Равнодействаща сила от земен натиск

$$E_a = \frac{(p_{a1} + p_{a2}) \cdot H_F \cdot 10^{-3}}{2} = \frac{(2.71 + 23.72) \cdot 2800 \cdot 10^{-3}}{2} = 37.01 \text{ kN}$$

Височина на равнодействащата спрямо основата, т.В

$$y_a = \frac{\frac{H_F}{3} \cdot (2 \cdot p_{a1} + p_{a2})}{p_{a1} + p_{a2}} = \frac{\frac{2800}{3} \cdot (2 \cdot 2.71 + 23.72)}{2.71 + 23.72} = 1029.02 \text{ mm}$$

Хоризонтална компонента на земния натиск

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos(\delta_d + \varepsilon) = 37.01 \cdot \cos(17.91 + 0) = 35.21 \text{ kN}$$

Вертикална компонента на земния натиск

$$E_{av} = E_a \cdot \sin(\delta_d + \varepsilon) = 37.01 \cdot \sin(17.91 + 0) = 11.38 \text{ kN}$$

Пасивен земен натиск

Приема се условен вертикален гръб ($\Psi = 90^\circ$)

Съгласно БДС EN 1998-5, т. 7.3.2.3, ъгълът на триене почва-конструкция се приема $\delta_d = 0$.

Коефициент на пасивен земен натиск по формулата на Мононобе-Окабе :

[БДС EN 1998-5, Прил. Е.4]

$$K_{pE} = \frac{\sin(\Psi + \varphi_d - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \sin(\Psi)^2 \cdot \sin(\Psi - \theta) \cdot \left(1 - \frac{\sin(\varphi_d) \cdot \sin(\varphi_d + \beta - \theta)}{\sin(\Psi + \theta) \cdot \sin(\Psi + \beta)}\right)^2}$$

$$= \frac{\sin(90 + 27.45 - 5.44)^2}{\cos(5.44) \cdot \sin(90)^2 \cdot \sin(90 - 5.44) \cdot \left(1 - \frac{\sin(27.45) \cdot \sin(27.45 + 0 - 5.44)}{\sin(90 + 5.44) \cdot \sin(90 + 0)}\right)^2} = 2.55$$

Натискът в зоната на обратната засипка над горен ръб фундамент се пренебрегва

Земен натиск при върха, т.Е

$$p_{p1} = \gamma_d \cdot (d_f - h_p) \cdot (1 + k_v) \cdot K_{pE} \cdot 10^{-3} = 18 \cdot (600 - 300) \cdot (1 + 0.05) \cdot 2.55 \cdot 10^{-3} = 14.45 \text{ kN/m}^2$$

Земен натиск при основата, т.В

$$p_{p2} = \gamma_d \cdot d_f \cdot (1 + k_v) \cdot K_{pE} \cdot 10^{-3} = 18 \cdot 600 \cdot (1 + 0.05) \cdot 2.55 \cdot 10^{-3} = 28.9 \text{ kN/m}^2$$

Сила от пасивен земен натиск

$$E_p = \frac{(p_{p1} + p_{p2}) \cdot h_p \cdot 10^{-3}}{2} = \frac{(14.45 + 28.9) \cdot 300 \cdot 10^{-3}}{2} = 6.5 \text{ kN}$$

Височина на равнодействащата спрямо основата, т.В

$$y_p = \frac{\frac{h_p}{3} \cdot (2 \cdot p_{p1} + p_{p2})}{p_{p1} + p_{p2}} - h_k = \frac{\frac{300}{3} \cdot (2 \cdot 14.45 + 28.9)}{14.45 + 28.9} - 0 = 133.33 \text{ mm}$$

Проверка за обръщане (EQU) ... ▼

Сума на обръщащите моменти за т.Д

$$\Sigma M_{dst} = M_{ah} + M_{gEh} + \Psi_2 \cdot M_{qEh} = 36.23 + 13.14 + 0.3 \cdot 2.24 = 50.04 \text{ kNm}$$

Сума на задържащите моменти за т.Д

$$\Sigma M_{stb} = M_{av} + M_p + M_g = 19.35 + 0.867 + 87.02 = 107.24 \text{ kNm}$$

Проверка: $\Sigma M_{dst} = 50.04 \text{ kNm} \leq \Sigma M_{stb} = 107.24 \text{ kNm}$

$$\text{Отношение: } \frac{\Sigma M_{dst}}{\Sigma M_{stb}} = \frac{50.04}{107.24} = 0.467 \leq 1$$

Проверката е изпълнена!

Проверка на напреженията в основната плоскост

Сума хоризонтални сили

$$H = E_{ah} - E_p + (G_{wk} + G_{skl} + G_{skr} + F_{gk} + F_{gwk} + \Psi_2 \cdot (F_{qk} + F_{qwk})) \cdot k_h = 35.21 - 6.5 + (25.25 + 54 + 1.62 + 6 + 2 + 0.3 \cdot (6 + 2)) \cdot 0.1 = 37.84 \text{ kN}$$

Сума вертикални сили

$$V = E_{av} + (G_{wk} + G_{skl} + G_{skr} + F_{gk} + F_{gwk} + \Psi_2 \cdot (F_{qk} + F_{qwk})) \cdot (1 + k_v) = 11.38 + (25.25 + 54 + 1.62 + 6 + 2 + 0.3 \cdot (6 + 2)) \cdot (1 + 0.05) = 107.21 \text{ kN}$$

Момент от активен земен натиск спрямо т.С

$$M_a = \left(E_{ah} \cdot y_a - \frac{E_{av} \cdot b_f}{2} \right) \cdot 10^{-3} = \left(35.21 \cdot 1029.02 - \frac{11.38 \cdot 1700}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 26.56 \text{ kNm}$$

Момент от хоризонтално сеизмично въздействие спрямо т.С

$$M_{Eh} = M_{gEh} + M_{qEh} = 13.14 + 2.24 = 15.38 \text{ kNm}$$

Момент от вертикално сеизмично въздействие спрямо т.С

$$M_{Ev} = \left(G_{wk} \cdot (x_C - x_{cw}) + G_{skl} \cdot (x_C - x_{csl}) + G_{skr} \cdot (x_C - x_{csr}) + (F_{gk} + \Psi_2 \cdot F_{qk}) \cdot \left(x_C + \frac{b_{w1} + b_{f1}}{2} \right) + (F_{gwk} + \Psi_2 \cdot F_{qwk}) \cdot \left(x_C - \frac{b_w}{2} \right) \right) \cdot (1 + k_v) \cdot 10^{-3} = \left(25.25 \cdot (-350 - (-127.23)) + 54 \cdot (-350 - (-600)) + 1.62 \cdot (-350 - 350) + (6 + 0.3 \cdot 6) \cdot \left(-350 + \frac{0 + 1200}{2} \right) + (2 + 0.3 \cdot 2) \cdot \left(-350 - \frac{200}{2} \right) \right) \cdot (1 + 0.05) \cdot 10^{-3} = 7.9 \text{ kNm}$$

Сума моменти за средата на основната плоскост, т.С

$$\Sigma M_C = M_a - M_p + M_{Eh} - M_{Ev} = 26.56 - 0.867 + 15.38 - 7.9 = 33.17 \text{ kNm}$$

$$\text{Ексцентрицитет} - e_c = \frac{\Sigma M_C \cdot 10^3}{V} = \frac{33.17 \cdot 10^3}{107.21} = 309.39 \text{ mm}$$

Напрежения в основната плоскост на фундамента

- средно напрежение - $q_{k,av} = \frac{V}{b_f} \cdot 10^3 = \frac{107.21}{1700} \cdot 10^3 = 63.07 \text{ kPa}$

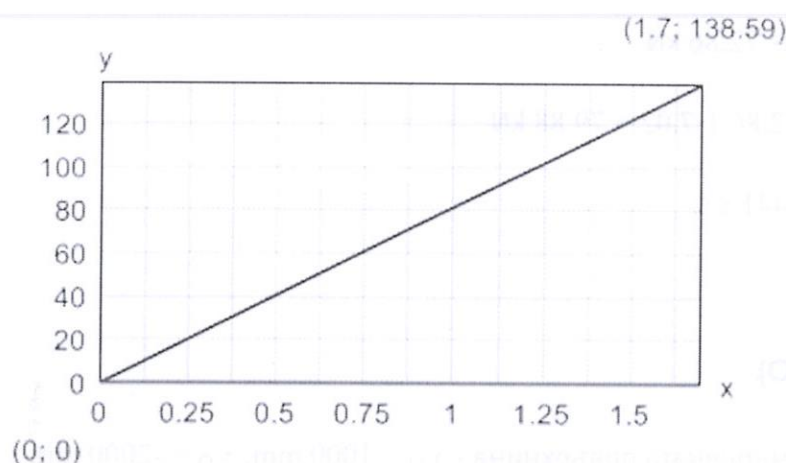
$\text{abs}(e_c) = \text{abs}(309.39) = 309.39 > \frac{b_f}{6} = \frac{1700}{6} = 283.33 \text{ mm}$

Наличие на опън в основната плоскост!

Проверка за отлепяне /изключване на опъна/

$b_{f,red} = 3 \cdot \left(\frac{b_f}{2} - \text{abs}(e_c) \right) = 3 \cdot \left(\frac{1700}{2} - \text{abs}(309.39) \right) = 1621.83 \text{ mm}$

- максимално напрежение - $q_{k,max} = \frac{2 \cdot V}{b_{f,red}} \cdot 10^3 = \frac{2 \cdot 107.21}{1621.83} \cdot 10^3 = 132.21 \text{ kPa}$



Проверка на средното напрежение

$q_{k,av} = 63.07 \text{ kPa} \leq q_R = 180 \text{ kPa}$

Проверката е изпълнена!

Отношение: $\frac{q_{k,av}}{q_R} = \frac{63.07}{180} = 0.35 \leq 1$

Проверка на ръбовото напрежение

$q_{k,max} = 132.21 \text{ kPa} \leq 4 \cdot q_R = 4 \cdot 180 = 720 \text{ kPa}$

Проверката е изпълнена!

Отношение: $\frac{q_{k,max}}{4 \cdot q_R} = \frac{132.21}{4 \cdot 180} = 0.184 \leq 1$

Проверка за носимоспособност на земната основа (GEO) ... ▼

Коефициент на носимоспособност

БДС EN 1998-5, т. F.1

$$k_{V,SE} = \frac{(1 - e \cdot F)^{c_T} \cdot (\beta \cdot V)^{c_T}}{N_-^a \cdot ((1 - m \cdot F_-^k)^{k_1} - N_-^b)} + \frac{(1 - f \cdot F)^{c_{1M}} \cdot (\gamma \cdot M)^{c_M}}{N_-^c \cdot ((1 - m \cdot F_-^k)^{k_1} - N_-^d)} =$$

$$\frac{(1 - 0.21 \cdot 0)^2 \cdot (2.57 \cdot 0.101)^2}{0.286^{0.7} \cdot ((1 - 0.21 \cdot 0^{1.22})^1 - 0.286)^{1.29}} + \frac{(1 - 0.44 \cdot 0)^1 \cdot (1.85 \cdot 0.0521)^2}{0.286^{2.14} \cdot ((1 - 0.21 \cdot 0^{1.22})^1 - 0.286)^{1.81}} = 0.499$$

Проверка: $k_{V,SE} = 0.499 \leq 1$

Проверката е изпълнена!

[БДС EN 1997-1, т.6.5.3]

Проверка за плитко хлъзгане (GEO)Сума вертикални сили - $V = 107.21 \text{ kN}$ **Недренирани условия**Изчислителна площ - $A_c = b_f \cdot 1 = 1700 \cdot 1 = 1700 \text{ mm} \cdot \text{m}$

Носимоспособност на хлъзгане в основната плоскост

$$R_k = A_c \cdot c_{uk} = 1700 \cdot 0.06 = 102 \text{ kN}$$

Коефициент на сигурност за носимоспособност на хлъзгане (Серия R2)

$$\gamma_{R,h} = 1.4$$

[БДС EN 1997-1, Таблица A.13]

$$\text{Изчислителна стойност - } R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,h}} = \frac{102}{1.4} = 72.86 \text{ kN}$$

$$\text{Проверка: } E_{ah} = 35.21 \text{ kN} \leq R_d + E_{ph} = 72.86 + 7.02 = 79.88 \text{ kN}$$

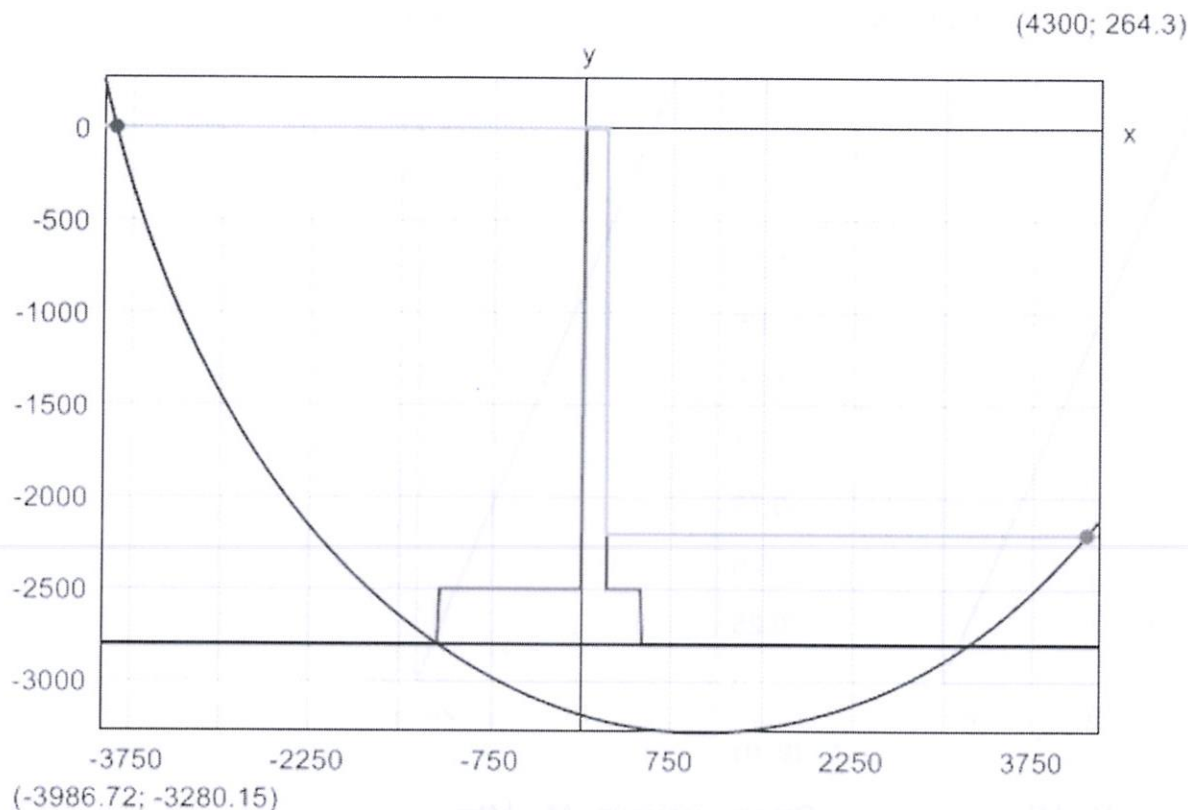
$$\text{Отношение: } \frac{E_{ah}}{R_d + E_{ph}} = \frac{35.21}{72.86 + 7.02} = 0.441 \leq 1$$

Проверката е изпълнена!

Проверка за обща устойчивост (GEO)Координати на центъра на кръгово-цилиндричната повърхнина - $x_O = 1000 \text{ mm}$, $y_O = -2000 \text{ mm}$ Радиус на кръгово-цилиндричната повърхнина - $R = 5280.15 \text{ mm}$ Ъгъл на пресечната точка с терена отляво спрямо центъра на повърхнината - $\alpha_1 = 157.74^\circ$ Кота на терена в долната част $y_T = 2200 \text{ mm}$ Ъгъл на пресечната точка с терена отдясно спрямо центъра на повърхнината - $\alpha_2 = 52.7^\circ$

Координати на пресечните точки с терена

Отляво - $x_{t1} = -3886.72 \text{ mm}$, $y_{t1} = 1.59 \times 10^{-12} \text{ mm}$ Отдясно - $x_{t2} = 4200 \text{ mm}$, $y_{t2} = 2200 \text{ mm}$



Момент от хоризонтално сеизмично въздействие

$$M_{SE} = \left(G_{wk} \cdot (y_{cw} - y_O) + G_{skl} \cdot (y_{csl} - y_O) + G_{skr} \cdot (y_{csr} - y_O) + (F_{gk} + \Psi_2 \cdot F_{qk}) \cdot \left(\frac{b_{w1} + b_{f1}}{2} \cdot \tan(\beta) - y_O \right) + (F_{gwk} + \Psi_2 \cdot F_{qwk}) \cdot (-y_O) \right) \cdot k_h \cdot 10^{-3} = \left(25.25 \cdot (1956.93 - (-2000)) + 54 \cdot (1250 - (-2000)) + 1.62 \cdot (350 - (-2000)) + (6 + 0.3 \cdot 6) \cdot \left(\frac{0 + 1200}{2} \cdot \tan(0) - (-2000) \right) + (2 + 0.3 \cdot 2) \cdot (-(-2000)) \right) \cdot 0.1 \cdot 10^{-3} = 30 \text{ kNm}$$

Момент от хлъзгащите сили по повърхнината

$$M_{Ed} = R \cdot \text{Area}\{(g_k(x) + \Psi_2 \cdot q_k(x)) \cdot (1 + k_v) \cdot \sin(\alpha(x)); x \in [x_{t1}; x_{t2}]\} \cdot 10^{-6} + M_{SE} = 5280.15 \cdot 84665.3 \cdot 10^{-6} + 30 = 477.05 \text{ kNm}$$

Момент от задържащите сили по повърхнината

$$M_{Rd} = R \cdot \text{Area}\{g_k(x) \cdot (1 + k_v) \cdot \cos(\alpha(x)) \cdot \tan(\varphi(x)); x \in [x_{t1}; x_{t2}]\} \cdot 10^{-6} = 5280.15 \cdot 91356 \cdot 10^{-6} = 482.37 \text{ kNm}$$

Проверка: $M_{Ed} = 477.05 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 482.37 \text{ kNm}$

$$\text{Отношение: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{477.05}{482.37} = 0.989 \leq 1$$

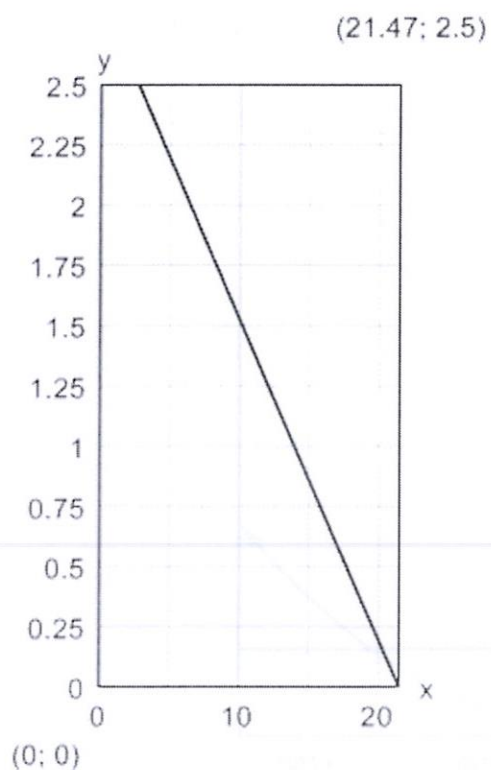
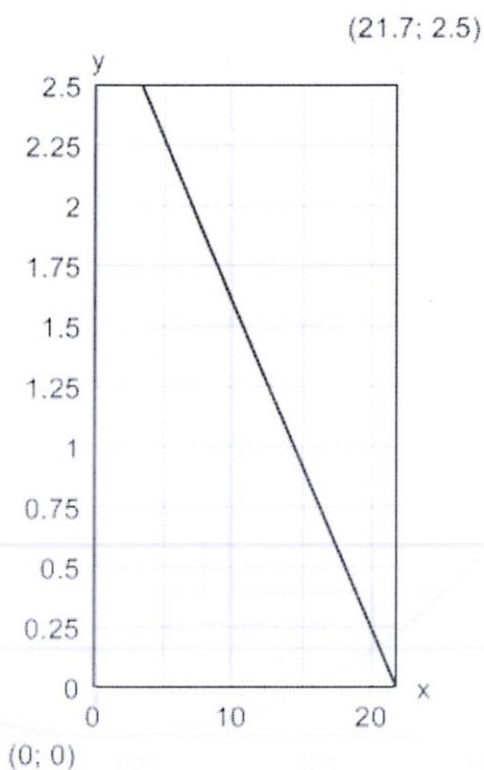
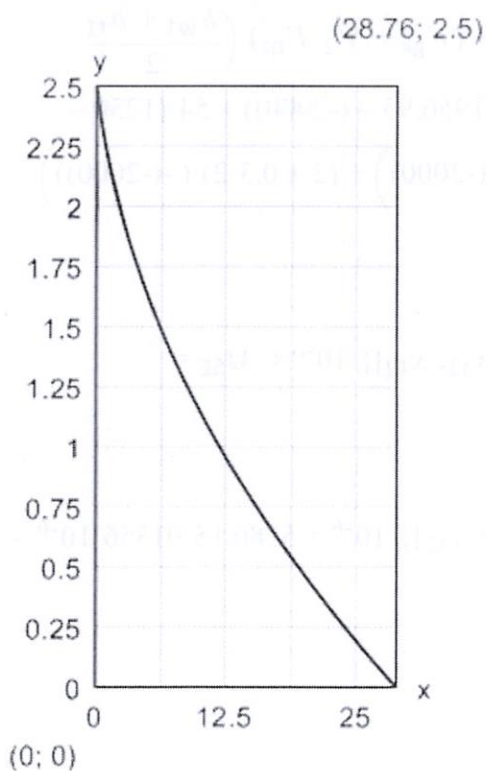
Проверката е изпълнена!

Разрезни усилия за оразмеряване на конструкцията (STR)

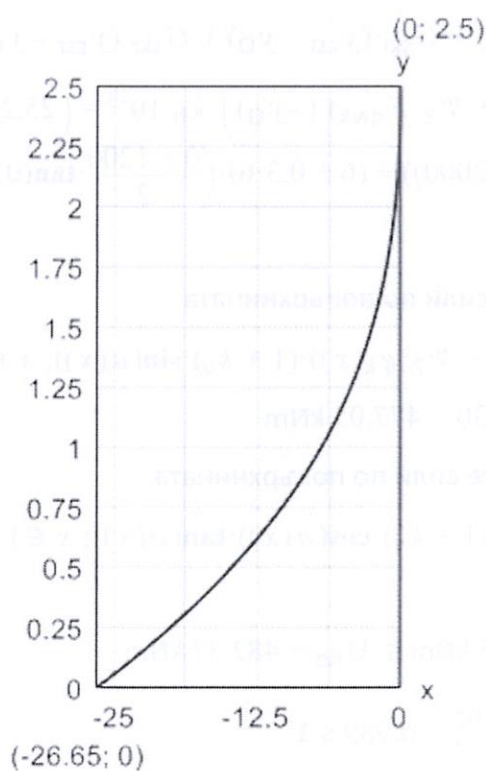
За стената

Земен натиск - p_a , kN/m²

Осова сила - N_w , kN

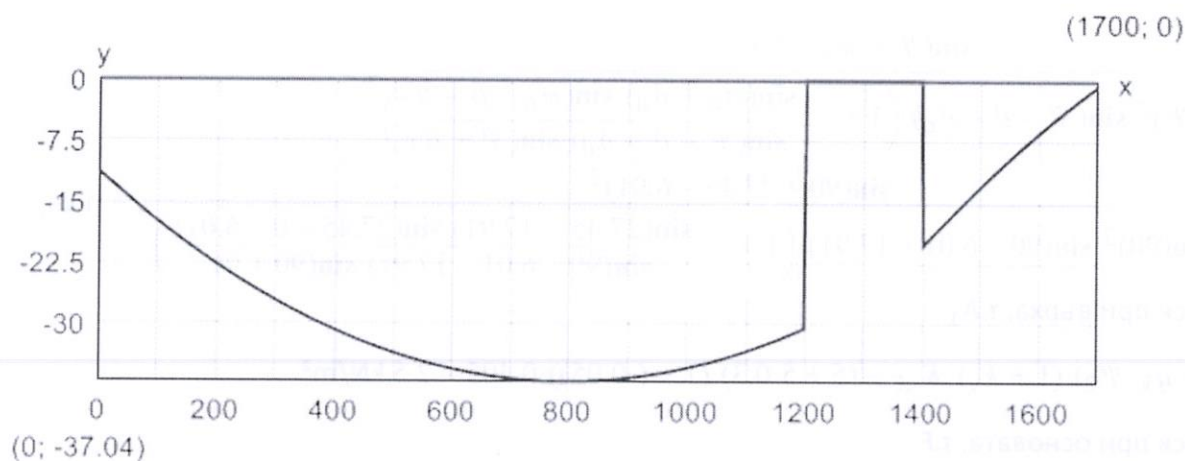
Напречна сила - V_w , kNОгъващ момент - M_w , kNm

Максимални стойности в основата на стената (3-3)

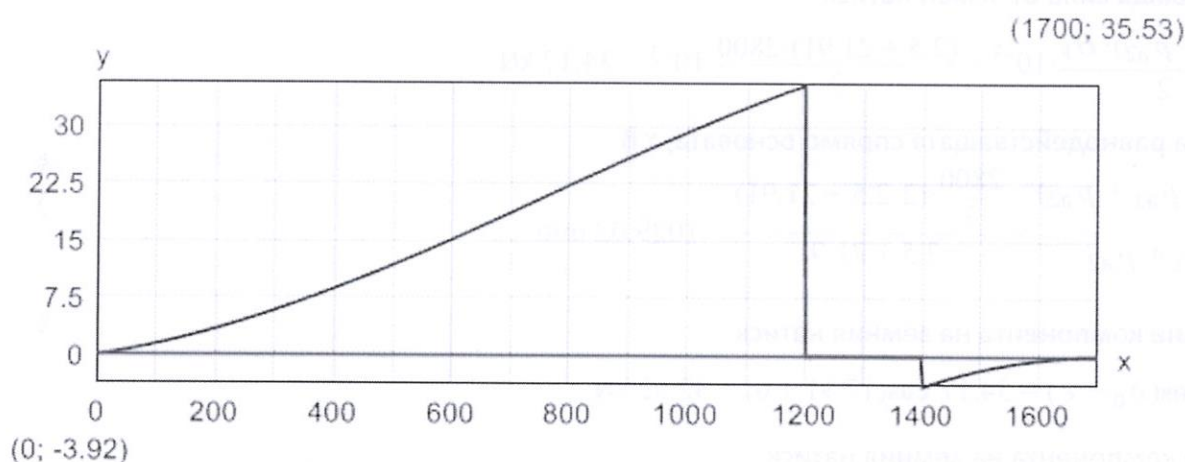
Земен натиск - $p_a = 21.47 \text{ kN/m}^2$ Осова сила - $N_{w,E1} = 21.7 \text{ kN}$ Напречна сила - $V_{w,E1} = 28.76 \text{ kN}$ Огъващ момент - $M_{w,E1} = 26.65 \text{ kNm}$ 

За фундамента

Напречна сила - V_f , kN



Огъващ момент - M_f , kNm



Максимални стойности на разрезните усилия

- вляво от стената (1-1)

Напречна сила - $V_{f1,E1} = -30.31$ kN

Огъващ момент - $M_{f1,E1} = -35.62$ kNm

- вдясно от стената (2-2)

Напречна сила - $V_{f2,E1} = 20.25$ kN

Огъващ момент - $M_{f2,E1} = 3.94$ kNm

Изчисляване за отрицателна посока на вертикалното сеизмично въздействие (нагоре)

Натоварване от земен натиск

Активен земен натиск

Приема се условен вертикален гръб ($\Psi = 90^\circ$)

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = \text{atan}\left(\frac{0.1}{1 + (-0.05)}\right) = 6.01^\circ$$

Коефициент на активен земен натиск по формулата на Мононобе-Окабе :

$$K_{aE} =$$

[БДС EN 1998-5, Прил. Е.4]

$$\frac{\sin(\Psi + \varphi_d - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \sin(\Psi)^2 \cdot \sin(\Psi - \theta - \delta_d) \cdot \left(1 + \frac{\sin(\varphi_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi_d - \beta - \theta)}{\sin(\Psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\Psi + \beta)}\right)^2} =$$

$$\frac{\sin(90 + 27.45 - 6.01)^2}{\cos(6.01) \cdot \sin(90)^2 \cdot \sin(90 - 6.01 - 17.91) \cdot \left(1 + \frac{\sin(27.45 + 17.91) \cdot \sin(27.45 - 0 - 6.01)}{\sin(90 - 6.01 - 17.91) \cdot \sin(90 + 0)}\right)^2} = 0.405$$

Земен натиск при върха, т.А₁

$$p_{a1} = (g_k + q_k \cdot \Psi_2) \cdot (1 + k_v) \cdot K_{aE} = (5 + 5 \cdot 0.3) \cdot (1 + (-0.05)) \cdot 0.405 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Земен натиск при основата, т.В

$$p_{a2} = \gamma_d \cdot H_F \cdot (1 + k_v) \cdot K_{aE} \cdot 10^{-3} + p_{a1} = 18 \cdot 2800 \cdot (1 + (-0.05)) \cdot 0.405 \cdot 10^{-3} + 2.5 = 21.91 \text{ kN/m}^2$$

Равнодействаща сила от земен натиск

$$E_a = \frac{(p_{a1} + p_{a2}) \cdot H_F \cdot 10^{-3}}{2} = \frac{(2.5 + 21.91) \cdot 2800 \cdot 10^{-3}}{2} = 34.17 \text{ kN}$$

Височина на равнодействащата спрямо основата, т.В

$$y_a = \frac{\frac{H_F}{3} \cdot (2 \cdot p_{a1} + p_{a2})}{p_{a1} + p_{a2}} = \frac{\frac{2800}{3} \cdot (2 \cdot 2.5 + 21.91)}{2.5 + 21.91} = 1029.02 \text{ mm}$$

Хоризонтална компонента на земния натиск

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos(\delta_d + \varepsilon) = 34.17 \cdot \cos(17.91 + 0) = 32.52 \text{ kN}$$

Вертикална компонента на земния натиск

$$E_{av} = E_a \cdot \sin(\delta_d + \varepsilon) = 34.17 \cdot \sin(17.91 + 0) = 10.51 \text{ kN}$$

Пасивен земен натиск

Приема се условен вертикален гръб ($\Psi = 90^\circ$)

Съгласно БДС EN 1998-5, т. 7.3.2.3, ъгълът на триене почва-конструкция се приема $\delta_d = 0$.

Коефициент на пасивен земен натиск по формулата на Мононобе-Окабе :

[БДС EN 1998-5, Прил. Е.4]

$$K_{pE} = \frac{\sin(\Psi + \varphi_d - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \sin(\Psi)^2 \cdot \sin(\Psi - \theta) \cdot \left(1 - \frac{\sin(\varphi_d) \cdot \sin(\varphi_d + \beta - \theta)}{\sin(\Psi + \theta) \cdot \sin(\Psi + \beta)}\right)^2}$$

$$= \frac{\sin(90 + 27.45 - 6.01)^2}{\cos(6.01) \cdot \sin(90)^2 \cdot \sin(90 - 6.01) \cdot \left(1 - \frac{\sin(27.45) \cdot \sin(27.45 + 0 - 6.01)}{\sin(90 + 6.01) \cdot \sin(90 + 0)}\right)^2} = 2.53$$

Натискът в зоната на обратната засипка над горен ръб фундамент се пренебрегва

Земен натиск при върха, т.Е

$$p_{p1} = \gamma_d \cdot (d_f - h_p) \cdot (1 + k_v) \cdot K_{pE} \cdot 10^{-3} = 18 \cdot (600 - 300) \cdot (1 + (-0.05)) \cdot 2.53 \cdot 10^{-3} = 12.98 \text{ kN/m}^2$$

Земен натиск при основата, т.Е

$$p_{p2} = \gamma_d \cdot d_f \cdot (1 + k_v) \cdot K_{pE} \cdot 10^{-3} = 18 \cdot 600 \cdot (1 + (-0.05)) \cdot 2.53 \cdot 10^{-3} = 25.97 \text{ kN/m}^2$$

Сила от пасивен земен натиск

$$E_p = \frac{(p_{p1} + p_{p2}) \cdot h_p}{2} \cdot 10^{-3} = \frac{(12.98 + 25.97) \cdot 300}{2} \cdot 10^{-3} = 5.84 \text{ kN}$$

Височина на равнодействащата спрямо основата, т.В

$$y_p = \frac{\frac{h_p}{3} \cdot (2 \cdot p_{p1} + p_{p2})}{p_{p1} + p_{p2}} - h_k = \frac{\frac{300}{3} \cdot (2 \cdot 12.98 + 25.97)}{12.98 + 25.97} - 0 = 133.33 \text{ mm}$$

Проверка за обръщане (EQU) ... ▼

Сума на обръщащите моменти за т.Д

$$\Sigma M_{dst} = M_{ah} + M_{gEh} + \Psi_2 \cdot M_{qEh} = 33.46 + 13.14 + 0.3 \cdot 2.24 = 47.27 \text{ kNm}$$

Сума на задържащите моменти за т.Д

$$\Sigma M_{stb} = M_{av} + M_p + M_g = 17.87 + 0.779 + 78.74 = 97.38 \text{ kNm}$$

Проверка: $\Sigma M_{dst} = 47.27 \text{ kNm} \leq \Sigma M_{stb} = 97.38 \text{ kNm}$

$$\text{Отношение: } \frac{\Sigma M_{dst}}{\Sigma M_{stb}} = \frac{47.27}{97.38} = 0.485 \leq 1$$

Проверката е изпълнена!

Проверка на напреженията в основната плоскост

Сума хоризонтални сили

$$H = E_{ah} - E_p + (G_{wk} + G_{skl} + G_{skr} + F_{gk} + F_{gwk} + \Psi_2 \cdot (F_{qk} + F_{qwk})) \cdot k_h = 32.52 - 5.84 + (25.25 + 54 + 1.62 + 6 + 2 + 0.3 \cdot (6 + 2)) \cdot 0.1 = 35.8 \text{ kN}$$

Сума вертикални сили

$$V = E_{av} + (G_{wk} + G_{skl} + G_{skr} + F_{gk} + F_{gwk} + \Psi_2 \cdot (F_{qk} + F_{qwk})) \cdot (1 + k_v) = 10.51 + (25.25 + 54 + 1.62 + 6 + 2 + 0.3 \cdot (6 + 2)) \cdot (1 + (-0.05)) = 97.22 \text{ kN}$$

Момент от активен земен натиск спрямо т.С

$$M_a = \left(E_{ah} \cdot y_a - \frac{E_{av} \cdot b_f}{2} \right) \cdot 10^{-3} = \left(32.52 \cdot 1029.02 - \frac{10.51 \cdot 1700}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 24.53 \text{ kNm}$$

Момент от хоризонтално сеизмично въздействие спрямо т.С

$$M_{Eh} = M_{gEh} + M_{qEh} = 13.14 + 2.24 = 15.38 \text{ kNm}$$

Момент от вертикално сеизмично въздействие спрямо т.С

$$M_{Ev} = \left(G_{wk} \cdot (x_C - x_{cw}) + G_{skl} \cdot (x_C - x_{csl}) + G_{skr} \cdot (x_C - x_{csr}) + (F_{gk} + \Psi_2 \cdot F_{qk}) \cdot \left(x_C + \frac{b_{w1} + b_{f1}}{2} \right) + (F_{gwk} + \Psi_2 \cdot F_{qwk}) \cdot \left(x_C - \frac{b_w}{2} \right) \right) \cdot (1 + k_v) \cdot 10^{-3} = \left(25.25 \cdot (-350 - (-127.23)) + 54 \cdot (-350 - (-600)) + 1.62 \cdot (-350 - 350) + (6 + 0.3 \cdot 6) \cdot \left(-350 + \frac{0 + 1200}{2} \right) + (2 + 0.3 \cdot 2) \cdot \left(-350 - \frac{200}{2} \right) \right) \cdot (1 + (-0.05)) \cdot 10^{-3} =$$

7.14 kNm

Сума моменти за средата на основната плоскост, т.С

$$\Sigma M_C = M_a - M_p + M_{Eh} - M_{Ev} = 24.53 - 0.779 + 15.38 - 7.14 = 31.98 \text{ kNm}$$

$$\text{Ексцентрицитет} - e_c = \frac{\Sigma M_C \cdot 10^3}{V} = \frac{31.98 \cdot 10^3}{97.22} = 328.94 \text{ mm}$$

Напрежения в основната плоскост на фундамента

$$\text{- средно напрежение} - q_{k,av} = \frac{V}{b_f} \cdot 10^3 = \frac{97.22}{1700} \cdot 10^3 = 57.19 \text{ kPa}$$

$$\text{abs}(e_c) = \text{abs}(328.94) = 328.94 > \frac{b_f}{6} = \frac{1700}{6} = 283.33 \text{ mm}$$

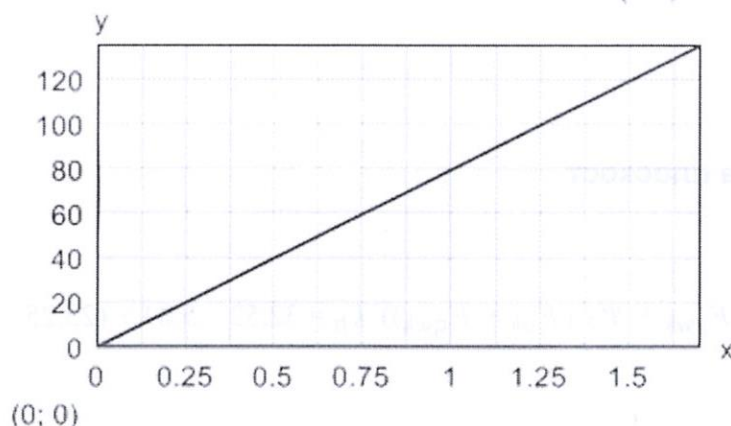
Наличие на опън в основната плоскост!

Проверка за отлепяне /изключване на опъна/

$$b_{f,red} = 3 \cdot \left(\frac{b_f}{2} - \text{abs}(e_c) \right) = 3 \cdot \left(\frac{1700}{2} - \text{abs}(328.94) \right) = 1563.19 \text{ mm}$$

$$\text{- максимално напрежение} - q_{k,max} = \frac{2 \cdot V}{b_{f,red}} \cdot 10^3 = \frac{2 \cdot 97.22}{1563.19} \cdot 10^3 = 124.38 \text{ kPa}$$

(1.7; 135.27)



Проверка на средното напрежение

$$q_{k,av} = 57.19 \text{ kPa} \leq q_R = 180 \text{ kPa}$$

Проверката е изпълнена!

$$\text{Отношение: } \frac{q_{k,av}}{q_R} = \frac{57.19}{180} = 0.318 \leq 1$$

Проверка на ръбовото напрежение

$$q_{k,max} = 124.38 \text{ kPa} \leq 4 \cdot q_R = 4 \cdot 180 = 720 \text{ kPa}$$

Проверката е изпълнена!

$$\text{Отношение: } \frac{q_{k,max}}{4 \cdot q_R} = \frac{124.38}{4 \cdot 180} = 0.173 \leq 1$$

Проверка за носимоспособност на земната основа (GEO) ... ▼

Коефициент на носимоспособност

БДС EN 1998-5, т. F.1

$$k_{V,SE} = \frac{(1 - e \cdot F)^{c_T} \cdot (\beta \cdot V)^{c_T}}{N_a \cdot ((1 - m \cdot F)^{k_1 - N_a})^b} + \frac{(1 - f \cdot F)^{c_{1M}} \cdot (\gamma \cdot M)^{c_M}}{N_c \cdot ((1 - m \cdot F)^{k_1 - N_c})^d} =$$

$$\frac{(1 - 0.21 \cdot 0)^2 \cdot (2.57 \cdot 0.0956)^2}{0.26^{0.7} \cdot ((1 - 0.21 \cdot 0^{1.22})^1 - 0.26)^{1.29}} + \frac{(1 - 0.44 \cdot 0)^1 \cdot (1.85 \cdot 0.0502)^2}{0.26^{2.14} \cdot ((1 - 0.21 \cdot 0^{1.22})^1 - 0.26)^{1.81}} = 0.495$$

Проверка: $k_{V,SE} = 0.495 \leq 1$

Проверката е изпълнена!

Проверка за плитко хлъзгане (GEO)

[БДС EN 1997-1, т.6.5.3]

Сума вертикални сили - $V = 97.22 \text{ kN}$ **Недренирани условия**Изчислителна площ - $A_c = b_f \cdot l = 1700 \cdot 1 = 1700 \text{ mm} \cdot \text{m}$

Носимоспособност на хлъзгане в основната плоскост

$$R_k = A_c \cdot c_{uk} = 1700 \cdot 0.06 = 102 \text{ kN}$$

Коефициент на сигурност за носимоспособност на хлъзгане (Серия R2)

$$\gamma_{R,h} = 1.4$$

[БДС EN 1997-1, Таблица A.13]

$$\text{Изчислителна стойност} - R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,h}} = \frac{102}{1.4} = 72.86 \text{ kN}$$

$$\text{Проверка: } E_{ah} = 32.52 \text{ kN} \leq R_d + E_{ph} = 72.86 + 7.02 = 79.88 \text{ kN}$$

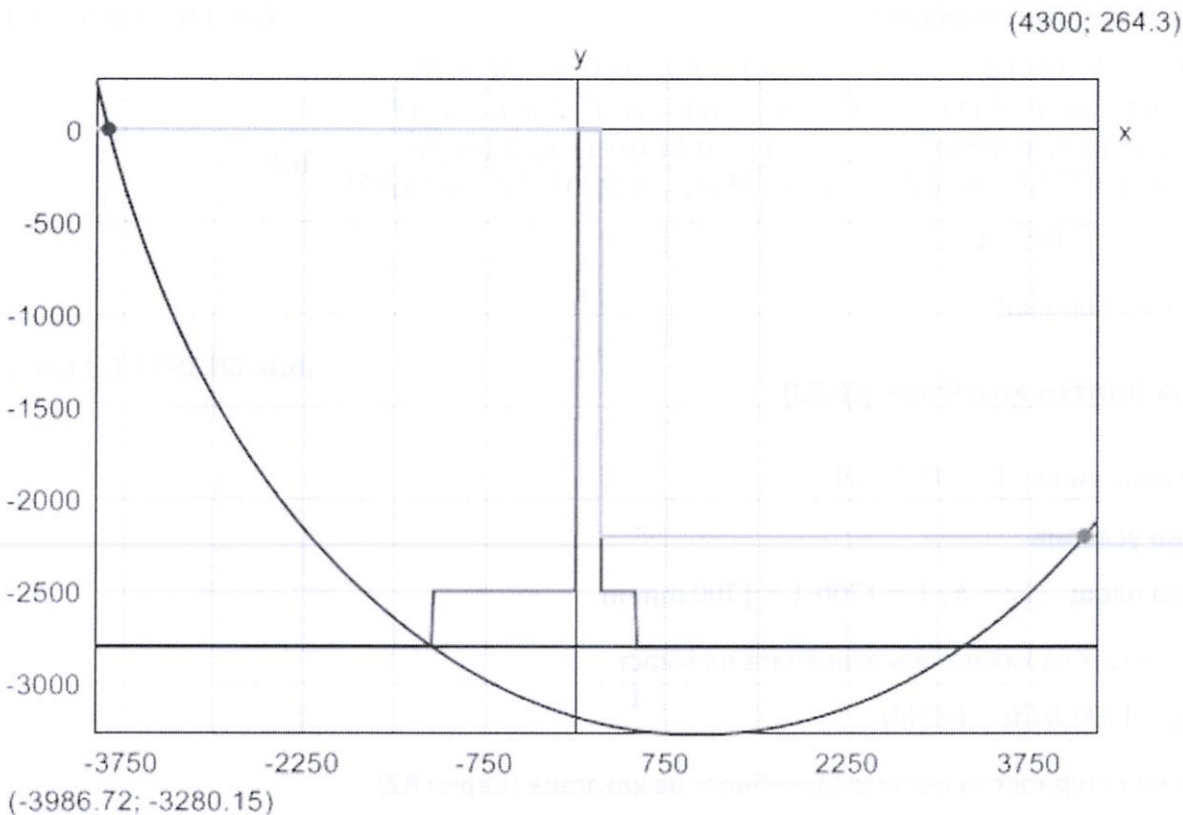
$$\text{Отношение: } \frac{E_{ah}}{R_d + E_{ph}} = \frac{32.52}{72.86 + 7.02} = 0.407 \leq 1$$

Проверката е изпълнена!

Проверка за обща устойчивост (GEO)Координати на центъра на кръгово-цилиндричната повърхнина - $x_O = 1000 \text{ mm}$, $y_O = -2000 \text{ mm}$ Радиус на кръгово-цилиндричната повърхнина - $R = 5280.15 \text{ mm}$ Ъгъл на пресечната точка с терена отляво спрямо центъра на повърхнината - $\alpha_1 = 157.74^\circ$ Кота на терена в долната част $y_T = 2200 \text{ mm}$ Ъгъл на пресечната точка с терена отдясно спрямо центъра на повърхнината - $\alpha_2 = 52.7^\circ$

Координати на пресечните точки с терена

Отляво - $x_{t1} = -3886.72 \text{ mm}$, $y_{t1} = 1.59 \times 10^{-12} \text{ mm}$ Отдясно - $x_{t2} = 4200 \text{ mm}$, $y_{t2} = 2200 \text{ mm}$



Момент от хоризонтално сеизмично въздействие

$$M_{SE} = \left(G_{wk} \cdot (y_{cw} - y_O) + G_{skl} \cdot (y_{csl} - y_O) + G_{skr} \cdot (y_{csr} - y_O) + (F_{gk} + \Psi_2 \cdot F_{qk}) \cdot \left(\frac{b_{w1} + b_{f1}}{2} \cdot \tan(\beta) - y_O \right) + (F_{gwk} + \Psi_2 \cdot F_{qwk}) \cdot (-y_O) \right) \cdot k_h \cdot 10^{-3} = \left(25.25 \cdot (1956.93 - (-2000)) + 54 \cdot (1250 - (-2000)) + 1.62 \cdot (350 - (-2000)) + (6 + 0.3 \cdot 6) \cdot \left(\frac{0 + 1200}{2} \cdot \tan(0) - (-2000) \right) + (2 + 0.3 \cdot 2) \cdot (-(-2000)) \right) \cdot 0.1 \cdot 10^{-3} = 30 \text{ kNm}$$

Момент от хлъзгащите сили по повърхнината

$$M_{Ed} = R \cdot \text{Area}\{(g_k(x) + \Psi_2 \cdot q_k(x)) \cdot (1 + k_v) \cdot \sin(\alpha(x)); x \in [x_{t1}; x_{t2}]\} \cdot 10^{-6} + M_{SE} = 5280.15 \cdot 76601.9 \cdot 10^{-6} + 30 = 434.47 \text{ kNm}$$

Момент от задържащите сили по повърхнината

$$M_{Rd} = R \cdot \text{Area}\{g_k(x) \cdot (1 + k_v) \cdot \cos(\alpha(x)) \cdot \tan(\varphi(x)); x \in [x_{t1}; x_{t2}]\} \cdot 10^{-6} = 5280.15 \cdot 82655.5 \cdot 10^{-6} = 436.43 \text{ kNm}$$

Проверка: $M_{Ed} = 434.47 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 436.43 \text{ kNm}$

$$\text{Отношение: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{434.47}{436.43} = 0.996 \leq 1$$

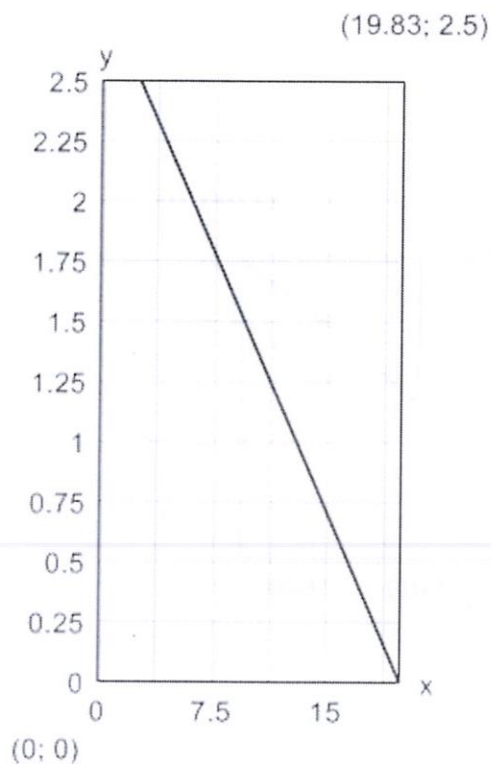
Проверката е изпълнена!

Разрезни усилия за оразмеряване на конструкцията (STR)

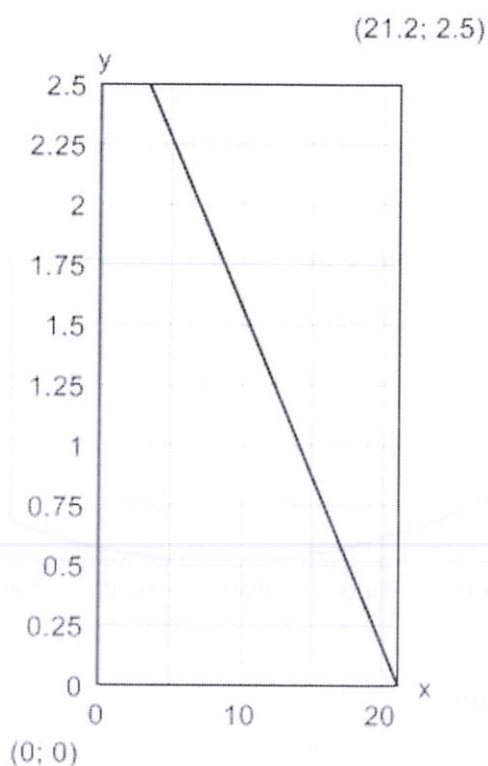
За стената

Земен натиск - p_a , kN/m²

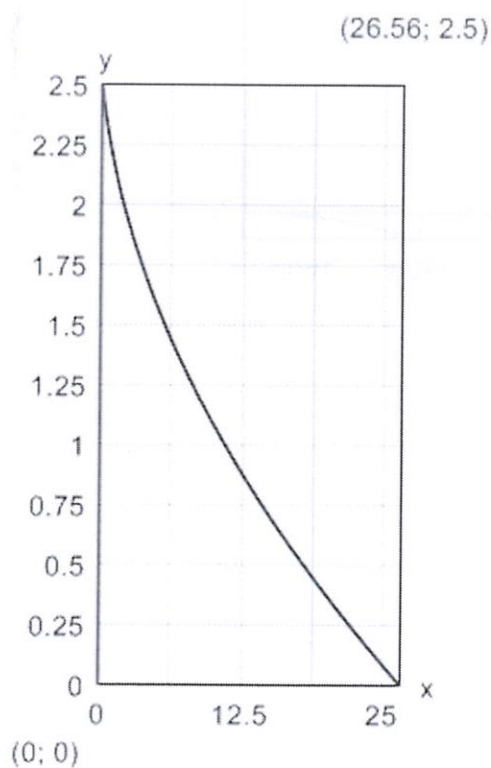
Осова сила - N_w , kN



Напречна сила - V_w , kN



Огъващ момент - M_w , kNm



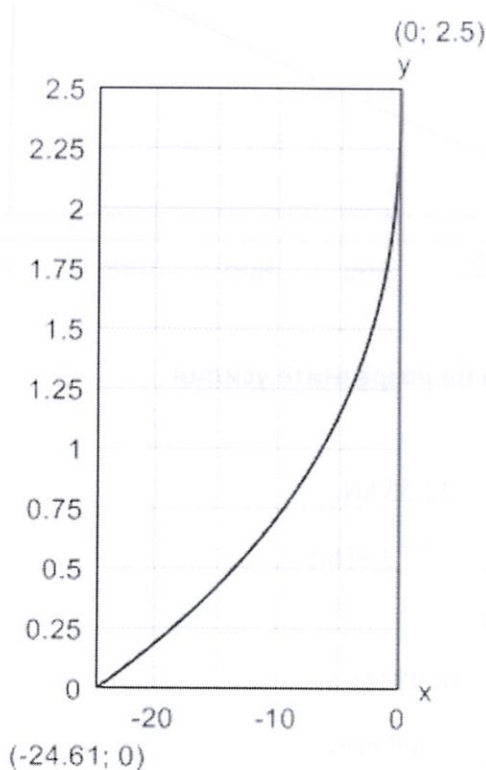
Максимални стойности в основата на стената (3-3)

Земен натиск - $p_a = 19.83 \text{ kN/m}^2$

Осова сила - $N_{w,E2} = 21.2 \text{ kN}$

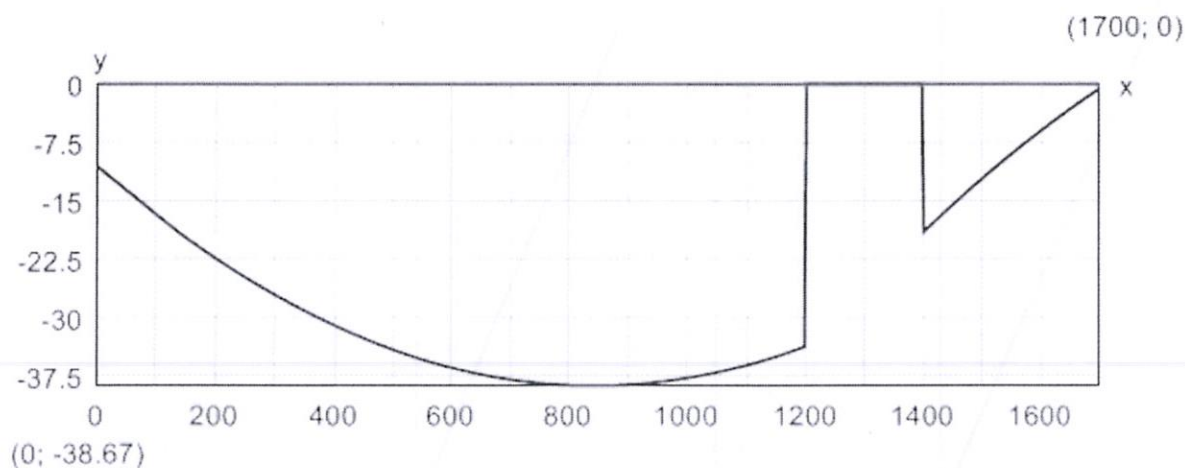
Напречна сила - $V_{w,E2} = 26.56 \text{ kN}$

Огъващ момент - $M_{w,E2} = 24.61 \text{ kNm}$

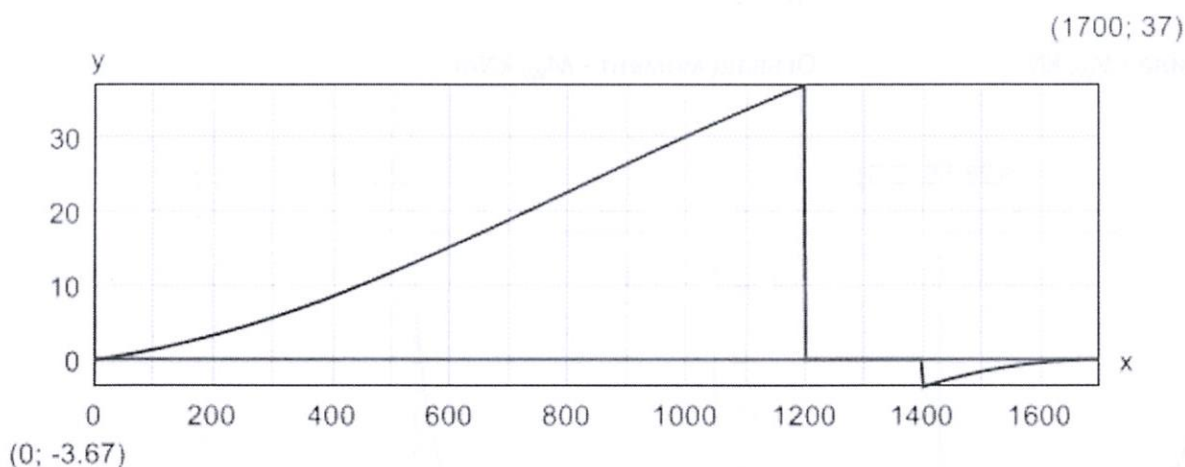


За фундамента

Напречна сила - V_f , kN



Огъващ момент - M_f , kNm



Максимални стойности на разрезните усилия

- вляво от стената (1-1)

Напречна сила - $V_{f1,E2} = -33.55$ kN

Огъващ момент - $M_{f1,E2} = -37.1$ kNm

- вдясно от стената (2-2)

Напречна сила - $V_{f2,E2} = 18.98$ kN

Огъващ момент - $M_{f2,E2} = 3.69$ kNm

Оразмеряване на армировката (STR)

Характеристики на материалите

Бетон

Цилиндрична якост на натиск - $f_{ck} = 25$ MPa

Средна якост на натиск - $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ MPa}$

Коефициент на сигурност - $\gamma_c = 1.5$, $\alpha_{cc} = 0.85$

Изчислителна якост на натиск - $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$

Коефициенти за привеждане към правоъгълна диаграма - $\lambda = 0.8$, $\eta = 1$

Модул на еластичност - $E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 22 \cdot \left(\frac{33}{10}\right)^{0.3} = 31.48 \text{ GPa}$

Гранична деформация на бетона - $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$

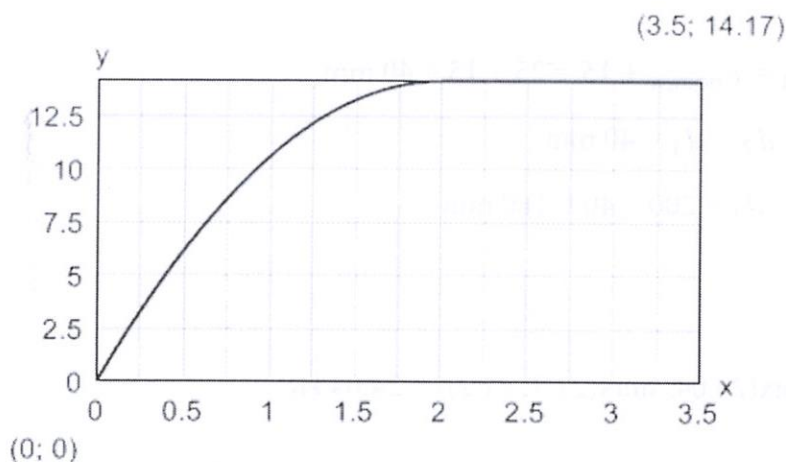
Гранична деформация в натиснатия ръб на бетона - $\varepsilon_{cu3} = 0.0035$

Средна стойност на якостта на осов опън - $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.3 \cdot 25^{\frac{2}{3}} = 2.56 \text{ MPa}$

Деформация в края на параболичната част от диаграмата - $\varepsilon_{c2} = 0.002$

Зависимост "напрежения-деформации", MPa

$\sigma_c(\varepsilon) = f_{cd} \cdot \left(\left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right) \cdot (\varepsilon < \varepsilon_{c2}) + (\varepsilon \geq \varepsilon_{c2}) \right)$, където $n = 2$



Армировъчна стомана

Характеристична граница на провлачване - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

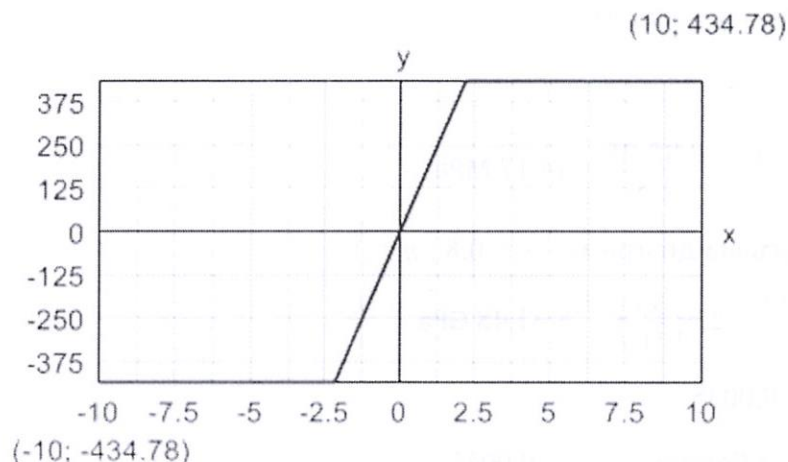
Коефициент на сигурност на материала - $\gamma_s = 1.15$

Изчислителна граница на провлачване - $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$

Модул на еластичност - $E_s = 200 \text{ GPa}$

Зависимост "напрежения-деформации", MPa

$\sigma_s(\varepsilon) = \max(-f_{yd}; \min(\varepsilon \cdot E_s \cdot 1000; f_{yd}))$



Стена на нецентричен натиск

Размери на напречното сечение

Височина - $h = B_w = 200 \text{ mm}$

Ширина - $b = 1000 \text{ mm}$

Бетонно покритие:

- номинална стойност - $c_{\text{nom},w} = 25 \text{ mm}$

- до центъра на опънатата армировка - $d_1 = c_{\text{nom},w} + 15 = 25 + 15 = 40 \text{ mm}$

- до центъра на натисквата армировка - $d_2 = d_1 = 40 \text{ mm}$

Полезна височина на сечението - $d = h - d_1 = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$

Разрезни усилия

Изчислителна осова сила

$$N_{\text{Ed}} = \max(N_w; \max(N_{w,E1}; N_{w,E2})) = \max(24.04; \max(21.7; 21.2)) = 24.04 \text{ kN}$$

Изчислителен огъващ момент

$$M_{\text{Ed}} = \max(M_w; \max(M_{w,E1}; M_{w,E2})) = \max(25.75; \max(26.65; 24.61)) = 26.65 \text{ kNm}$$

Данни за устойчивост

Коеф. за продълж. на натоварването - $M_{0\text{Eqp}}/M_{0\text{Ed}} = K_G = 1$ (консервативно)

Коеф. за пълзене - $\phi(\infty, t_0) = \phi = 2.5$

Височина на елемента - $L = h_w = 2500 \text{ mm}$

Ефективна дължина - $L_0 = 1.5 \cdot L = 1.5 \cdot 2500 = 3750 \text{ mm}$

Начални несъвършенства и случаен ексцентрицитет ... ▼

$$M_{0\text{Ed}} = M_{\text{Ed}} + N_{\text{Ed}} \cdot e_i \cdot 10^{-3} = 26.65 + 24.04 \cdot 9.38 \cdot 10^{-3} = 26.88 \text{ kNm}$$

Площ на сечението - $A_c = b \cdot h = 1000 \cdot 200 = 200000 \text{ mm}^2$... ▼

Огъващ момент с отчитане на ефектите от II ред

[БДС EN 1992-1-1 (5.30)]

$$M_{Ed_} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} = \frac{26.88}{1 - \frac{24.04}{496.33}} = 28.25 \text{ kNm}$$

Минимален ексцентрицитет

[БДС EN 1992-1-1, т. 6.1 (4)]

$$e_o = \max\left(\frac{h}{30}; 20\right) = \max\left(\frac{200}{30}; 20\right) = 20 \text{ mm}$$

Окончателен оразмерителен огъващ момент

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed_}; N_{Ed} \cdot e_o \cdot 10^{-3}) = \max(28.25; 24.04 \cdot 20 \cdot 10^{-3}) = 28.25 \text{ kNm}$$

Оразмерителни проверки

Максимална натискава сила в сечението при равномерна деформация $\varepsilon = \varepsilon_{c2} = 0.002$

$$N_{Rd_max} = (A_c \cdot f_{cd} + \sigma_s(\varepsilon) \cdot (A_{s1} + A_{s2})) \cdot 10^{-3} = (200000 \cdot 14.17 + \sigma_s(0.002) \cdot (566 + 393)) \cdot 10^{-3} = 3216.93 \text{ kN}$$

Изразяваме вътрешните усилия в сечението като функция на височината на натисковата зона x .

Деформации в армировките:

$$\text{В долна армировка} - \varepsilon_{s1}(x) = \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot (d - x)}{x}$$

$$\text{В горна армировка} - \varepsilon_{s2}(x) = \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot (d_2 - x)}{x}$$

Вътрешни сили в сечението:

$$\text{В бетона} - N_c(x) = \frac{17}{21} \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot 10^{-3}$$

$$\text{В долна армировка} - N_{s1}(x) = \sigma_s(\varepsilon_{s1}(x)) \cdot A_{s1} \cdot 10^{-3}$$

$$\text{В горна армировка} - N_{s2}(x) = \sigma_s(\varepsilon_{s2}(x)) \cdot A_{s2} \cdot 10^{-3}$$

Носимоспособност на сечението за осова сила

$$N_{Rd}(x) = N_c(x) - N_{s1}(x) - N_{s2}(x)$$

Стойност на осовата сила при триъгълна диаграма на деформациите

$$N_{Rd_h} = N_{Rd}(h) = N_{Rd}(200) = 2543.76 \text{ kN}$$

Сечението е частично в опън - $N_{Ed} = 24.04 \text{ kN} < N_{Rd_h} = 2543.76 \text{ kN}$

Височина на натисковата зона при равновесие на осовите сили

$$x = \text{Root}\{N_{Rd}(x) = N_{Ed}; x \in [0; h]\} = 30.76 = 30.76 \text{ mm}$$

Рамо на равнодействащата на напреженията в бетона до центъра на тежестта на сечението

$$z_c = \frac{h}{2} - \frac{99}{238} \cdot x = \frac{200}{2} - \frac{99}{238} \cdot 30.76 = 87.2 \text{ mm}$$

Граничен огъващ момент за $N_{Ed} = N_{Rd}$

$$M_{Rd} = \left(N_c(x) \cdot z_c + N_{s1}(x) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) - N_{s2}(x) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) \right) \cdot 10^{-3} = \left(N_c(30.76) \cdot 87.2 + N_{s1}(30.76) \cdot \left(\frac{200}{2} - 40 \right) - N_{s2}(30.76) \cdot \left(\frac{200}{2} - 40 \right) \right) \cdot 10^{-3} = 40.57 \text{ kNm}$$

Проверка: $M_{Ed} = 28.25 \leq M_{Rd} = 40.57 \text{ kNm}$

$$\text{Отношение: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{28.25}{40.57} = 0.696 \leq 1$$

Огъващият момент от външно натоварване е по-малък от граничния.

Сечението притежава достатъчна носимоспособност.

Минимален коефициент на армиране за опънната армировка [БДС EN 1992-1-1, т. 9.6.2 (1)]

$$\rho_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}; 0.0013\right) = \max\left(\frac{0.26 \cdot 2.56}{500}; 0.0013\right) = 0.00133$$

$$\text{Минимална армировка - } A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.00133 \cdot 1000 \cdot 160 = 213.4 \text{ cm}^2$$

Коефициенти на армиране

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{566}{1000 \cdot 160} = 0.00354$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{393}{1000 \cdot 160} = 0.00246$$

Максимален коефициент на армиране - $\rho_{\max} = 0.04$

Стена на срязване

Оразмерителна напречна сила

$$V_{Ed} = \max(V_w; \max(V_{w,E1}; V_{w,E2})) = \max(25.88; \max(28.76; 26.56)) = 28.76 \text{ kN}$$

$$\text{Коефициент на армиране - } \rho_1 = \min\left(\frac{A_{s1}}{b \cdot d}; 0.02\right) = \min\left(\frac{566}{1000 \cdot 160}; 0.02\right) = 0.00354$$

$$k = \min\left(1 + \frac{200}{d}; 20\right) = \min\left(1 + \frac{200}{160}; 20\right) = 2.12$$

Напрежения от осова сила ($N_{Ed} > 0$ при натиск)

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \cdot 10^3 = \frac{24.04}{200000} \cdot 10^3 = 0.12 \text{ MPa}$$

Приема се не повече от $0.2 \cdot f_{cd} = 0.2 \cdot 14.17 = 2.83 \text{ MPa}$

$$\sigma_{cp} = \min(\sigma_{cp}; 0.2 \cdot f_{cd}) = \min(0.12; 0.2 \cdot 14.17) = 0.12 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{f_{ck}}{25} = 0.035 \cdot 2.12^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{25}{25} = 0.539$$

$$k_1 = 0.15$$

Носимоспособност

(6.2a) от БДС EN 1992-1-1

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = (0.12 \cdot 2.12 \cdot (100 \cdot 0.00354 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.12) \cdot 1000 \cdot 160 \cdot 10^{-3} = 86.98 \text{ kN}$$

Приема се не по-малко от

$$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = (0.539 +$$

(6.2b) от БДС EN 1992-1-1

$$0.15 \cdot 0.12) \cdot 1000 \cdot 160 \cdot 10^{-3} = 89.19 \text{ kN}$$

$$V_{Rd_c} = \max(V_{Rd_c_{min}}; V_{Rd_c}) = \max(89.19; 86.98) = 89.19 \text{ kN}$$

Проверка: $V_{Ed} = 28.76 \text{ kN} \leq V_{Rd_c} = 89.19 \text{ kN}$

Отношение: $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd_c}} = \frac{28.76}{89.19} = 0.322 \leq 1$

Бетонното сечение е достатъчно.

Фундамент на огъване зад стената

Размери на напречното сечение

Височина - $h = h_f = 300 \text{ mm}$

Ширина - $b = 1000 \text{ mm}$

Бетонно покритие:

- номинална стойност - $c_{nom,f} = 50 \text{ mm}$

- до центъра на опънната армировка - $d_1 = c_{nom,f} + 15 = 50 + 15 = 65 \text{ mm}$

- до центъра на натисквата армировка - $d_2 = d_1 = 65 \text{ mm}$

Полезна височина на сечението - $d = h - d_1 = 300 - 65 = 235 \text{ mm}$

Разрезни усилия

Изчислителен огъващ момент

$$M_{Ed} = \max(\text{abs}(M_{f1}); \max(\text{abs}(M_{f1,E1}); \text{abs}(M_{f1,E2}))) = \max(\text{abs}(-23.36); \max(\text{abs}(-35.62); \text{abs}(-37.1))) = 37.1 \text{ kNm}$$

Относителен огъващ момент - $m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} \cdot 10^6 = \frac{37.1}{1000 \cdot 235^2 \cdot 1 \cdot 14.17} \cdot 10^6 = 0.0474$

Височина на натисквата зона - $x = \frac{d}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_{Ed}}) = \frac{235}{64.95} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0474}) = 0.176 \text{ mm}$

Относителна височина - $\xi = \frac{x}{d} = \frac{0.176}{235} = 0.000748$

Деформация при достигане на границата на провлачване

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot 10^{-3} = \frac{434.78}{200} \cdot 10^{-3} = 0.00217$$

Относителна височина на натисквата зона при достигане на границата на провлачване

$$\xi_{yd} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.00217} = 0.617$$

Гранична относителна височина на натисквата зона - $\xi_{lim} = \xi_{yd} = 0.617$

Проверка: $\xi = 0.000748 \leq \xi_{lim} = 0.617$ - не е необходима натискава армировка, $A_{sb,req} = 0 \text{ mm}^2$

Рамо на вътрешните сили - $z = d - 0.5 \cdot \lambda \cdot x = 235 - 0.5 \cdot 64.95 \cdot 0.176 = 229.29 \text{ mm}$

Необходима армировка - $A_{st} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} \cdot 10^6 = \frac{37.1}{229.29 \cdot 434.78} \cdot 10^6 = 372.18 \text{ mm}^2$

Минимален коефициент на армиране за опънната армировка

[БДС EN 1992-1-1, т. 9.2.1.1]

$$\rho_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}; 0.0013\right) = \max\left(\frac{0.26 \cdot 2.56}{500}; 0.0013\right) = 0.00133$$

$$\text{Минимална армировка} - A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.00133 \cdot 1000 \cdot 235 = 313.44 \text{ mm}^2$$

Коефициент на армиране

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{372.18}{1000 \cdot 235} = 0.00158$$

Фундамент на срязване зад стената

Оразмерителна напречна сила

$$V_{Ed} = \max(\text{abs}(V_{f1}); \max(\text{abs}(V_{f1,E1}); \text{abs}(V_{f1,E2}))) = \max(\text{abs}(-24.66); \max(\text{abs}(-30.31); \text{abs}(-33.55))) = 33.55 \text{ kN}$$

$$\text{Коефициент на армиране} - \rho_l = \min(\rho_t; 0.02) = \min(0.00158; 0.02) = 0.00158$$

$$k = \min\left(1 + \frac{200}{d}; 20\right) = \min\left(1 + \frac{200}{235}; 20\right) = 1.92$$

Напрежения от осова сила ($N_{Ed} > 0$ при натиск)

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd_c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \overline{f_{ck}} = 0.035 \cdot 1.92^{\frac{3}{2}} \cdot \overline{25} = 0.466$$

$$k_1 = 0.15$$

Носимоспособност

(6.2a) от БДС EN 1992-1-1

$$V_{Rd_c} = (C_{Rd_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = (0.12 \cdot 1.92 \cdot (100 \cdot 0.00158 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.12) \cdot 1000 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 90.01 \text{ kN}$$

Приема се не по-малко от

$$V_{Rd_c_{\min}} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = (0.466 + 0.15 \cdot 0.12) \cdot 1000 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 113.86 \text{ kN}$$

(6.2b) от БДС EN 1992-1-1

$$V_{Rd_c} = \max(V_{Rd_c_{\min}}; V_{Rd_c}) = \max(113.86; 90.01) = 113.86 \text{ kN}$$

$$\text{Проверка: } V_{Ed} = 33.55 \text{ kN} \leq V_{Rd_c} = 113.86 \text{ kN}$$

$$\text{Отношение: } \frac{V_{Ed}}{V_{Rd_c}} = \frac{33.55}{113.86} = 0.295 \leq 1$$

Бетонното сечение е достатъчно.

Фундамент на огъване пред стената

Разрезни усилия

Изчислителен огъващ момент

$$M_{Ed} = \max(M_{f2}; \max(M_{f2,E1}; M_{f2,E2})) = \max(3.78; \max(3.94; 3.69)) = 3.94 \text{ kNm}$$

$$\text{Относителен огъващ момент} - m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} \cdot 10^6 = \frac{3.94}{1000 \cdot 235^2 \cdot 1 \cdot 14.17} \cdot 10^6 = 0.00503$$

$$\text{Височина на натисквата зона} - x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \frac{1}{1 - 2 \cdot m_{Ed}}\right) = \frac{235}{64.95} \cdot \left(1 - \frac{1}{1 - 2 \cdot 0.00503}\right) = 0.0183 \text{ mm}$$

$$\text{Относителна височина} - \xi = \frac{x}{d} = \frac{0.0183}{235} = 7.77 \times 10^{-5}$$

Деформация при достигане на границата на провлачване

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot 10^{-3} = \frac{434.78}{200} \cdot 10^{-3} = 0.00217$$

Относителна височина на натисквата зона при достигане на границата на провлачване

$$\xi_{yd} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.00217} = 0.617$$

Гранична относителна височина на натисквата зона - $\xi_{lim} = \xi_{yd} = 0.617$

Проверка: $\xi = 7.77 \times 10^{-5} \leq \xi_{lim} = 0.617$ - не е необходима натискова армировка, $A_{st,req} = 0 \text{ mm}^2$

Рамо на вътрешните сили - $z = d - 0.5 \cdot \lambda \cdot x = 235 - 0.5 \cdot 64.95 \cdot 0.0183 = 234.41 \text{ mm}$

$$\text{Необходима армировка} - A_{sb} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} \cdot 10^6 = \frac{3.94}{234.41 \cdot 434.78} \cdot 10^6 = 38.63 \text{ mm}^2$$

Минимален коефициент на армиране за опънната армировка [БДС EN 1992-1-1, т. 9.2.1.1]

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}; 0.0013\right) = \max\left(\frac{0.26 \cdot 2.56}{500}; 0.0013\right) = 0.00133$$

Минимална армировка - $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.00133 \cdot 1000 \cdot 235 = 313.44 \text{ mm}^2$

Долната армировка е по-малка от конструктивната: $A_{sb} = 38.63 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 313.44 \text{ mm}^2$

Приемаме $A_{sb} = A_{s,min} = 313.44 \text{ mm}^2$

Коефициенти на армиране

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b \cdot d} = \frac{313.44}{1000 \cdot 235} = 0.00133$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{372.18}{1000 \cdot 235} = 0.00158$$

Максимален коефициент на армиране - $\rho_{max} = 0.04$

Фундамент на срязване пред стената

Оразмерителна напречна сила

$$V_{Ed} = \max(\text{abs}(V_{f2}); \max(\text{abs}(V_{f2,E1}); \text{abs}(V_{f2,E2}))) = \max(\text{abs}(21.22); \max(\text{abs}(20.25); \text{abs}(18.98))) = 21.22 \text{ kN}$$

$$\text{Коефициент на армиране} - \rho_l = \min\left(\frac{A_{sb}}{b \cdot d}; 0.02\right) = \min\left(\frac{313.44}{1000 \cdot 235}; 0.02\right) = 0.00133$$

$$k = \min\left(1 + \frac{200}{d}; 20\right) = \min\left(1 + \frac{200}{235}; 20\right) = 1.92$$

Напрежения от осова сила ($N_{Ed} > 0$ при натиск)

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k_{\frac{3}{2}} \cdot \overline{f_{ck}} = 0.035 \cdot 1.92 \cdot \frac{3}{2} \cdot \overline{25} = 0.466$$

$$k_1 = 0.15$$

Носимоспособност

(6.2a) от БДС EN 1992-1-1

$$V_{Rd_c} = (C_{Rd_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = (0.12 \cdot 1.92 \cdot (100 \cdot 0.00133 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.12) \cdot 1000 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 85.23 \text{ kN}$$

Приема се не по-малко от

$$V_{Rd_c_min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = (0.466 + 0.15 \cdot 0.12) \cdot 1000 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 113.86 \text{ kN}$$

(6.2b) от БДС EN 1992-1-1

$$V_{Rd_c} = \max(V_{Rd_c_min}; V_{Rd_c}) = \max(113.86; 85.23) = 113.86 \text{ kN}$$

$$\text{Проверка: } V_{Ed} = 21.22 \text{ kN} \leq V_{Rd_c} = 113.86 \text{ kN}$$

$$\text{Отношение: } \frac{V_{Ed}}{V_{Rd_c}} = \frac{21.22}{113.86} = 0.186 \leq 1$$

Бетонното сечение е достатъчно.

Резултати

| Съст. | Проверка | k _{ULS} | k _{SE+} | k _{SE-} | Удовл. |
|-------|---------------------------------|------------------|------------------|------------------|--------|
| EQU | Обръщане | 0.525 | 0.467 | 0.485 | ДА |
| SLS | Отлепяне | 0.108 | 0.182 | 0.193 | ДА |
| SLS | Средно напрежение | 0.322 | 0.35 | 0.318 | ДА |
| SLS | Макс. напрежение | 0.409 | 0.184 | 0.173 | ДА |
| GEO | Носимосп. на земната осн. | 0.473 | 0.499 | 0.495 | ДА |
| GEO | Хлъзгане | 0.39 | 0.441 | 0.407 | ДА |
| GEO | Обща устойчивост | 0.327 | 0.989 | 0.996 | ДА |
| STR | Стена на нецентр. натиск по 3-3 | 0.696 | | | ДА |
| STR | Стена на срязване по 3-3 | 0.322 | | | ДА |
| STR | Фунд. на срязване по 1-1 | 0.295 | | | ДА |
| STR | Фунд. на срязване по 2-2 | 0.186 | | | ДА |

Получена армировка

Стена (3-3)

$$\text{- лява - } A_{s1} = 566 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{- дясна - } A_{s2} = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Фундамент

$$\text{- долна - } A_{sb} = 313.44 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (2-2)}$$

$$\text{- горна - } A_{st} = 372.18 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (1-1)}$$



СКИЦА

№С - 763/13.10.2022.

М 1:500

На УПИ XI в квартал №572 по Кадастрален и ЗРП на ЖК "Русия 2" на град Добрич, ЕКНМ 72624, Община град Добрич, одобрен със заповед № 591/21.07.1997г. на Кмета на Община град Добрич; КК, одобрена със Заповед №РД-18-15/12.05.2005 г.

Имотът е записан на: **Община град Добрич**

Документ за собственост: АОС(частна), вписан под №104, том II, вх. рег. №856/28.01.2014 г.

УПИ XI в квартал №572 има площ **3 163** кв. м.

Скицата се издава сужебно, по Заявление №С - 764/11.10.2022 г. - извадка от действащ подробен устройствен план.



Изработил: *Н. Радоева* / Н. Радоева /
12.10.2022 г.

Съгласувал: *инж. А. Анатолиева* / инж. А. Анатолиева /
13.10.2022 г.

526/13.10.2022

