

## ОБЯСНИТЕЛНА ЗАПИСКА

**Обект:** Пешеходен мост на р.Янтра между ул.“Авр.Гачев” и ул.“Дунав” гр.Габрово  
**Възложител:** Община Габрово  
**Част:** Строителни конструкции  
**Фаза:** Работен Проект

### 1.Основание и цел на настоящата разработка.

Проекта се изработва на основание на задание от община Габрово. Моста осигурява пешеходна връзка над река Янтра между ул.“Аврам Гачев” и ул.“Дунав”.

Габаритите на моста са дължина 32,85м. и ширина от 5,00 до 7,20м. В план крайните страни на моста са с вълнообразна форма, което обуславя и разликите в габарита по ширина.

### 2.Проектно решение

Местоположението на моста се определя съгласно пресечните точки на осите на устоите и оста на надлъжната конструкция съответно т.1 и т.2 с координати:

КООРДИНАТНА СИСТЕМА "1970 год., зона КЗ	север	изток
	геогр. ширина	геогр. дължина
Устой запад т.1	42° 52' 35.883"	25° 19' 08.038"
Устой изток т.2	42° 52' 36.111"	25° 19' 06.651"

Разглежданото мостово съоръжение заедно с устоите е с обща дължина 40,90м., дължината само на връхната конструкция е 32,85м. Конструкцията на моста е монолитна стб. рамкова с наклонени към бреговете колони (стълбове), подпрени в устоите.

Съгласно проекта за хидравлика и хидрология, максималното ниво на високи води е НВВ = +379,58м. при изградена лява оградна стена. Най-ниската точка на връхната конструкция е на +380,59м., което е 1,01м. над НВВ, а нивото на най-високата точка е +381,55м.Проекта е разработен при предпоставка, че лявата оградна стена на речното корито задължително ще се изпълни преди или по време на строителството на мостовото съоръжение.

#### 2.1. Долно строене – Устои

Устоите се изпълняват от монолитен стоманобетон, като основните стени на устоите са закоравени в надлъжно направление на мостта с по три допълнителни контрафорсни стени, като за устой запад е добавена и допълнителна стена в задния край на устоя, успоредна на основната. Двустранно на основната стена на устоя се изпълняват и стб. крила, които са естествено продължение на основната стена на устоя. Всички стени на устоите са фундирани върху общ единичен плосък широкоплощен фундамент за всеки устой.

При Устой Запад /Устой1/ (ул.Аврам Ганчев) основната стена е вертикална с дебелина 80см., а всички останали стени с изключение на крилата са също вертикални с дебелина от 50см. Крилата на този устой са с променлива дебелина от 75см. в основата до 35см. в горния си край и са оформени с вертикална повърхност към коритото на реката.

При Устой-Изток /Устой2/ (ул.Дунав) основната стена е с променлива дебелина от 160см. в основата до 80см. в горния край, като гърба на стената е оформен вертикално, а предната повърхност към реката е наклонена, за да следва равнината на съществуващата каменна стена. Контрофорсите

стени са вертикални с дебелина от 50см. Крилата на този устой са с променлива дебелина от 148см. в основата до 36см. в горния си край, като гърба на стената е оформен вертикално, а предната повърхност към реката е наклонена, за да следва равнината на съществуващата каменна стена.

Избора на типа на фундиране е направен с оглед изготвеният Инженерно-геоложки доклад (ИГД). Фундирането е плоско в пласт 4 - сивосини мергели с допустимо изчислително натоварване от 0,5 МПа. Устоите се фундират на коти +372,27м и +373.07м за Устои-Запад и +371,27м. и +372,07м. за устои Изток, като основната и на двата устоя е наклонена към речното корито. Задължително земната основа се приема от геолога на обекта за потвърждение на нейната годност и носимоспособност за фундиране. Устой 1 от към ул.Аврам Гачев навлиза на около 190см. в пласт 4, а този от към ул.Дунав на около 80 см. Задължително е минимално навлизане в скалния пласт от 50см. Насипите при устоите се изпълняват от трошен камък с фракция 0-63мм. с минимален ъгъл на вътрешно триене -  $30^{\circ}/35^{\circ}$  (изчислителна / характеристична стойност), с изключение на всички тесни насипи с ширина под 30см., които се изпълняват от пясък.

За направата на устоите е необходимо изкоп в разнороден насип от чакъли от едри до дребни, с включение и от варовикови късове, като част от насипите са с глинесто пясъчлив запълнител.

За направата на изкопите, както и за да не се засягат транспортни и други комуникационни съоръжения е необходимо да се изпълни временно укрепване на изкопа, описано подробно в точка 2.3.

## 2.2. Горно строене – мостова конструкция

Връхната конструкция на моста се изпълнява от монолитен стоманобетон. Конструкцията е рамкова с плочогредово сечение с ширина на главната греда 405см. и височина 80см., която в двата края след наклонените колони е с променлива височина, изменяща се от 80 до 40см. към устоите. Плочата е с дебелина 18см. и излиза конзолно с променлива дължина съгласно архитектурното решение, като максималната конзолна плоча е с дължина от 177см. По надлъжният контур на плочата е оформен стб. борд с дебелина 15см. и височина 45см. над плочата. Връхната конструкция е повдигната в средата, с което се образува наклон към двата бряга, с цел отводняване. Колоните са със сечение 405/50см., като са запънати във фундамента и в плочогредовото сечение и са наклонени към двата бряга с наклон 1:1 ( $45^{\circ}$ ).

Бетонно покритие е 50мм. за устои, стени, фундаменти и наклонени колони, и 35мм. за връхната конструкция.

## 2.3. Укрепителна конструкция на изкопа

Дълбочината на изкопа и близостта на съществуващия асфалтов път от градската мрежа са различни за двата устоя, което налага и различни проектни решения.

- Устрой ИЗТОК.

Изкопът при устой ИЗТОК е дълбок 10м. В план има “П”-образна форма. От страната на пътя хоризонталните сили се поемат от два реда анкери, а от другите две страни се самоуравновесява с два реда стоманени обединяващи греди и разпънки, които може да се премахнат едва след изпълнението на насипите до тяхното ниво. Анкерите и разпънките се монтират на ниво +375,25 и +378,25. Анкерите са временни и служат само за укрепването. По тази причина не се отчитат дълготрайни въздействия като пълзене и релаксация, както и не се предвижда защита от корозионното влияние на околната строителна почва. Тъй като насипа зад укрепителната конструкция представлява несвързана почва, то е възможно да се реализира протичане на почва при непътна стена. По тази причина е избрана плътна стена от взаимопрониक्ващи пилоти с диаметър 88см., разположени осово през 75см., армирани през един. В горния си край пилотите са обединени със стб. обединяваща греда със сечение 88/100см. Анкерите се поставят във всеки неармиран пилот.

- Устрой ЗАПАД.

При устой запад пътя не е разположен непосредствено до изкопа, което позволява изкопаване под откос 1:1 до пресичане с укрепителната конструкция съставена от стб. пилоти Ф60см., разположени осово през 100см., до кота +375,00. Над тази кота част от укрепителната стена продължава със стоманени профили IPE240, вбетонирани в стб. пилоти и дъсчена обшивка, позната като „берлинска“ стена. За осигуряване на временната устойчивост на укрепителната стена се изпълнява междинно подпиране на кота + 375,10 и +376,60, посредством стоманени обединяващи греди и разпънки.

В горната си част изкопа се изпълнява с откос като допълнително се торкретира, за да се предотврати свличане на разнородният насип.

Преди започване на сондажните работи е необходимо са се трасира, подземната инфраструктура.

### 3.Натоварване

#### 3.1 Постоянно товари - характеристични стойности

- Натоварване от собствено тегло - обемно тегло на стоманобетона  $25\text{kN/m}^3$
- Архитектурни настилки - (вкл. бетон за наклон, изолации и др.) - 20см.
  - $0,2 \times 25 = 5\text{kN/m}^2$

#### 3.2. Полезни товари (подвижни товари) – характеристична стойност

$$q_{fk} = 5\text{kN/m}^2 \text{ (съгласно 7.5.3.2.1 EN1991-2:2003)}$$

#### 3.3. Температурни въздействия. (т.6.1 от EN 1991-1-5).

Разглежданата конструкция е тип 3, съгласно класификацията на т.6.1.1. на EN 1991-1-5.

$$T_{e, \min} = T_{\min} + 8 ; T_{e, \max} = T_{\max} + 2$$

##### 3.3.1. Равномерно разпределена компонента:

Температурите на въздуха се определят от НП за гр. Габрово:

$$T_{\min, 50} = -24,3^\circ\text{C} ; T_{\max, 50} = +42,1^\circ\text{C}$$

$$T_{e, \min} = -24,3 + 8 = -16,3^\circ\text{C} ; T_{e, \max} = 42,1 + 2 = 44,1^\circ\text{C}$$

При възприета стойност на  $T_0 = 10^\circ\text{C}$ , съгласно НП т. NA.2.21, получаваме характеристичната стойност на максималния диапазон при свиване на равномерно разпределената температурна компонента в моста:

$$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \min} = 10 - (-16,3) = 26,3^\circ$$

Характеристичната стойност на максималния диапазон при разширяване на равномерно разпределената температурна компонента в моста:

$$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0 = 44,1 - 10 = 34,1^\circ$$

Общият диапазон на равномерно разпределената температурна компонента в моста е:

$$\Delta T_N = T_{e, \max} - T_{e, \min} = 44,1 - (-16,3) = 60,4^\circ$$

За лагерите и дилатационните устройства се регламентира максимален диапазон на равномерно разпределената температурна компонента в моста при разширяване и максимален диапазон на равномерно разпределената температурна компонента в моста при свиване, съответно:

$$(\Delta T_{N, \text{exp}} + 20)^\circ\text{C} = 34,1 + 20 = 54,1^\circ$$

$$(\Delta T_{N, \text{con}} + 20)^\circ\text{C} = 26,3 + 20 = 46,3^\circ$$

##### 3.3.2. Вертикална линейна компонента – регламентиран е подход 1 в НП.

Съгласно таб. 6.1:

$$\Delta T_{M, \text{head}} = 15^\circ\text{C} ; \Delta T_{M, \text{cool}} = 8^\circ\text{C}$$

### 3.3.3. Хоризонтална компонента $\Delta T=5^{\circ}\text{C}$

### 3.4. Сеизмични въздействия , съгласно EN 1998-1 и EN 1998-2

- Референтен период на повтаряемост на сеизмичното въздействие за изискването за неразрушаемост на моста  $T_{NCR} = 475 \text{ години}$  (или еквивалентно на вероятност за превишаване за 50 години) ,  $P_{NCR} = 0,1$  - съгласно NA 2.2 на EN 1998-2
- Клас на значимост II с  $\gamma_{II} = 1,0$  - съгласно NA 2.3 на EN 1998-2
- Класификация на земната основа в дълбочина 30м с съответствие с т.3.2.1. на EN 1998-1 – земна основа В (с оглед Инженерно-геоложкия доклад)  
Съгласно т.3.3. на EN 1998-2, пространствена изменяемост на сеизмичното въздействие се отчита за непрекъснати конструкции, когато дължината на съоръжението е по-голяма от  $L_{lim}$ .  
$$L_{lim} = L_g / 1,5 ; L_g = 500 \text{ следователно } L_{lim} = 500 / 1,5 = 333 \text{ м} > L_{\text{мост}} = 40 \text{ м}$$
- Референтно максимално ускорение на земната основа  $a_{gr} = 0,11$  ( $T_{NCR} = 475 \text{ години}$ ) съгласно Приложение NA D на EN 1998-1
- Спектър на реагиране за почви група В – стойности на параметрите, описващи еластичния спектър на реагиране тип 1:  
 $S=1,3; T_b=0,1; T_c=0,4; T_d=2$
- Коефициент на поведение.  
Възприет е коефициент на поведение , съответстващ на ограничено дуктилно поведение на основните дисипиращи елементи – стоманобетонни стълбове. Съгласно забележки в т.4.1.6. на EN 1998-2, възприемането на консервативна стойност води до разумен компромис между неточностите, присъщи на сеизмичния проблем , допустимите грешки в моделирането и необходимите усилия за анализ и проектиране. От друга страна ниския коефициент на поведение снижава повредите и приближава работата на конструкцията до еластична.
  - $q = 1,2$  по отношение на наклонени опори на огъване, съгласно таб. 4.1 от EN 1998-2
  - $q = 1,0$  по отношение на устои и фундиране (дава възможност за пълно предотвратяване на вероятните повреди във фундирането, тъй като последното е труднодостъпно за контрол и отстраняване на възникналите конструктивни повреди)
- Вертикален компонент на сеизмичното въздействие – съгласно т.4.1.7. Ще бъде отчетено за лагерите.
- Определяне на масите. Съгласно NA 2.12 на EN 1998-2, коефициент  $\psi_{2,1} = 0,2$  за пешеходни мостове.

### 3.5. Натоварвания за укрепителната конструкция на изкопа.

Укрепителната конструкция е се изчислява за сили породени от активен земен натиск породен от собственото тегло на почвата и временен товар от пътя. За устой изток е взет и хидростатичен натиск от подпочвени води. За устой запад е предвидено отводняване на изкопа.

Натоварването от пътя е прието  $20 \text{ kN/m}^2$ . Натоварването от тротоара е прието  $5 \text{ kN/m}^2$ .

Вертикалния товар от почвата е приет по закона за хидростатичния натиск, и е превърнат в хоризонтален, чрез коефициента на активен земен натиск. За коефициента на активен земен натиск е използвана теорията на Кулон.

## 4. Комбиниране на въздействията

Комбиниране на въздействията: - съгласно A2.2.3 табл A2.2. на EN 1990:2003/A:2006

с коефициенти на комбиниране :

Таблица A2.2 - Препоръчителни стойности за коефициентите  $\psi$  при пешеходни мостове

Въздействие	Означение	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Натоварвания от трафика	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{fwk}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Сили от вятъра	$F_{wk}$	0,3	0,2	0
Температурни въздействия	$T_k$	0,6 <sup>1)</sup>	0,6	0,5
Натоварвания от сняг	$Q_{sn,k}$ (during execution / по време на изпълнението)	0,8	-	0
Строителни натоварвания	$Q_s$	1,0	-	1,0

<sup>1)</sup> Препоръчителната стойност на  $\psi_0$  за температурни въздействия в повечето случаи може да бъде намалена и до нула при крайните гранични състояния EQU, STR и GEO. Виж също еврокодовете за проектиране.

ЗАБЕЛЕЖКА 4: При пешеходните мостове не се използват рядко повтарящи се стойности на променливите въздействия.

Комбинация на сеизмичното въздействие с други въздействия, съгласно т.5.5. на EN 1998-2.

$$E_d = G_k + A_{Ed} + \psi_{21} \cdot Q_{1k} + Q_2$$

Където:  $G_k$ -характеристична стойност на постоянните въздействия

$A_{Ed}$  - изчислително сеизмично въздействие

$Q_{1k}$ - характеристична стойност от подвижни товари при трафик

$$\psi_{2,1} = 0,2$$

$Q_2$ - дълговременни въздействия (примерно земен натиск и т.н.)

Изчислителни стойности на въздействията. Съгласно A2.3.1. на EN 1990:2003/A:2006 изчисляването на конструктивните елементи на моста ще се извърши чрез коефициентите, зададени в таб. A2.4 (B):

Дълготрайна и краткотрайна изчислителна ситуация	Постоянни въздействия		Въздействия от предварително налягане	Преобладаващо променливо въздействие (*)	Съпътстващи променливи въздействия (*)	
	Неблагоприятни	Благоприятни			Главно (ако има такава)	Други
(Формула 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{G,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Формула 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{G,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Формула 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{G,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

\* Променливи въздействия са тези, които се разглеждат в таблици A2.1 до A2.3.

ЗАБЕЛЕЖКА 1: В националното приложение трябва да се избира между 6.10 или 6.10a и 6.10b. В случай че се изберат 6.10a и 6.10b, в националното приложение може допълнително да се измени 6.10a така, че да включва само постоянни въздействия.

ЗАБЕЛЕЖКА 2: Стойностите на  $\gamma$  и  $\xi$  могат да се задават в националното приложение. Когато се използват формули 6.10 или 6.10a и 6.10b, се препоръчват следните стойности за  $\gamma$ :

$\gamma_{G,sup} = 1,35^{1)}$   
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$   
 $\gamma_0 = 1,35$  - когато  $Q$  представя неблагоприятни въздействия от пътния и пешеходния трафик (0 когато е благоприятно).  
 $\gamma_0 = 1,45$  - когато  $Q$  представя неблагоприятните въздействия от железопътния трафик за групите товари от 11 до 31 (с изключение на 16, 17, 26<sup>3)</sup> и 27<sup>3)</sup>), товарни модели LM71, SW/0 и HSLM и реални влакове, когато се разглеждат като отделни водещи въздействия от трафика (0 когато е благоприятно).  
 $\gamma_0 = 1,20$  - когато  $Q$  представя неблагоприятните въздействия от железопътния трафик за групите товари 16 и 17 и SW/2 (0 когато е благоприятно).  
 $\gamma_0 = 1,50$  - за други въздействия от трафика и други променливи въздействия<sup>2)</sup>  
 $\xi = 0,85$  (така, че  $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$ ).  
 $\gamma_{Gset} = 1,20$  - в случай на линеен еластичен анализ и 1,35 - в случай на нелинеен анализ, при изчислителни ситуации, в които въздействията от неравномерни слягания могат да имат неблагоприятен ефект.

## 5. Моделиране

Моделирането се извършва в програмната среда на SAP2000. Съблюдават се изискванията на EN 1998-2. Използва се метода на крайните елементи, при моделирането са взети под внимание особеностите на елементите на конструкцията, като всички те са включени в модела със съответстващи на действителното им механично поведение типове крайни елементи. Връзките между елементите са моделирани така, че да отговарят на реалните гранични условия. За анализ на различните състояния е направен глобален модел, който да отразява работата на различните конструктивни елементи в съответствие с изискванията за опростяване на различните Еврокодове. Целта е да се избягват грешките на сложните модели.

При статическа схема – рамкова конструкция е важно да се изясни най-неблагоприятната комбинация от разпределянето на полезният товар. Полезният товар е симулиран за всяко едно отделно поле на моста. Направени са отделни комбинации от тези товари, за да се установят най-неблагоприятните ефекти за всеки един елемент от конструкцията. В допълнение на това е симулиран и подвижен товар със стойност 5кН/м<sup>2</sup> по дължината на цялото съоръжение. Като накрая е направена обвивна комбинация от видовете представяне на полезните (подвижни) натоварвания върху съоръжението. Всички статични и динамични ефекти и модели са приложени в приложението статичен и динамичен анализ на конструкцията. Проведен е модален динамичен анализ. Отчетени са необходимият брой собствени форми на конструкцията, като при това е активирана над 95% от масата по хоризонталните направления и над 80% по вертикално направление.

Усилията, получени от разгледаните форми на трептене, са комбинирани по метод CQC със затихване 5% от критичното.

## 6. Технологии

Конструкцията да се изпълни в следената последователност:

- изпълнение на укрепването за изкопи
- изпълнение на изкопите;
- изпълнение на устоите;
- засипване на устоите;
- изпълнение на наклонените стени (колони);
- изпълнение на връхната конструкция /греда+плоча/, непрекъснато без технологични фуги.

Наклонените колони на връхната конструкция да се декофрират заедно с декофрирането на плочогредовото сечение на връхната конструкция.

Всички елементи от конструкцията на съоръжението се изпълняват от монолитен стоманобетон, поради премостването на речно корито се налага отбиване на речните води. Отбиването и корекцията на реката по време на строителство става по отделен проект. Монолитните бетони се изпълняват със съвременни носещи скелета и модерни кофражи даващи необходимото качество на бетоновите повърхности. Носещото скеле и самия кофраж на стб. елементи да се изпълнят по отделен проект, които да се изготви от Изпълнителя и да се съгласува с Проектанта. Монолитните елементи не трябва да се декофрират преди достигане на 100% от проектната якост на бетона. Да се следи за класовете на използвания бетон и стомана, както и за необходимите бетонни покрития.

За опори на кофражното скеле се изпълнява отделна стоманена конструкция която премоства вече корегиранията и отбита вода. Премостващата стоманена конструкция да се изпълни по отделен проект, които да се изготви от Изпълнителя и да се съгласува с Проектанта.

### **Технология на изпълнение на укрепителната конструкция на изкопа за устоите.**

Пилотните стени се изпълняват по стандартна технология. Първо се изпълняват водещи бордюри със специален инвентарен кофраж, които имат за цел да укрепят почвата срещу пропадане, както и образуване на водеща ивица за направляване на машината. Сондажа трябва да се запълни със

бентонитова смес, докато се изкопава, и по време на бетонирането. След бетониране, последните поне 50см. се разбиват тъй като бетона е с примеси от почва и няма предписания проектен клас. Бетонирането се предвижда да е по метода на контракторната тръба, при което тръбата е потопена около 0,5-1м. под бетонната повърхност и така най-горния слой бетон остава като филтър за проникването на замърсяващи почвени частици.

Да се следи за класовете на използвания бетон и стомана, и плътността на бентонитната суспензия.

## 7.Материали

### 7.1.Бетон съгласно БДС - EN 206-1

- За носеща конструкция
  - Клас на якост C30/37
  - Клас по влияние на околната среда - XC4
  - Клас на водоплътност - W1,0
  - Клас по въздействие замразяване/размразяване - XF4
  - за наклонени колони (стени) - самоуплътняващ се, изготвен по подходяща рецепта
- За подходи и стълби
  - Клас на якост C20/25
- За пилоти и обединяващи греди
  - Клас на якост C20/25
  - Клас на водоплътност - W0,8
- Подложен бетон – C8/10

7.2.Армировъчна стомана - B500B с изчислителна якост на опън  $R_y = 435 \text{ МПа}$

7.3.Профилна стомана S235; S275; S355 – съгласно EN 10025-2:2004

7.4. Земен насип – трошен камък фракция 0-63мм и пясък

## 8.Други детайли

Земно насипните диги необходими при строителството се премахват след приключването му и задължително се възстановява първоначалното проектно корито на реката.

Около устоите и в коритото на реката в зоната на мостта са нужни мероприятия срещу извличане на насипния материал - заскаляване с едроломен камък. Според експертно мнение е нужен цялостен проект за оформяне на речното корито в зоната на моста, които да гарантира едно адекватно решение на преминаването на водните количества на реката без да компрометират конструктивни елементи.

## 9. Нормативни документи

При проектиране на конструкцията са използвани следните Европейски стандарти и български нормативни документи:

- БДС EN 1990:2003 / БДС EN 1990 / A1:2006. Основни положения за проектиране на строителните конструкции
- БДС EN 1991-1-1:2004, БДС EN 1991-1-3:2006, БДС EN 1991-1-4:2005, БДС EN 1991-1-5:2005, БДС EN 1991-1-6:2005, БДС EN 1991-1-7:2006 Въздействия върху строителните конструкции. БДС EN 1991-2:2005 Подвижни натоварвания върху мостове.
- БДС EN 1992 -1 . Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Общи правила и правила за сгради. EN 1992 -2: 2005. Мостове.
- БДС EN 1997-1:2005, Геотехническо проектиране.

- БДС EN 1998-1:2005, Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия. Част 1: Основни правила, сеизмични въздействия и правила за сгради; БДС EN 1998-2:2005 Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия. Част 2: Мостове
- Наредба No1 за проектиране на Плоско Фундиране 08.10.1996год.;
- За конструктивни изисквания, включително за геотехническо проектиране на строежите, които не са определени в Еврокодовете, се прилагат изискванията на действащите национални нормативни актове.
- Съответните национални приложения.

гр.София  
декември 2015год.

Проектант: /...../  
инж. Иван Хоров

ТК: /...../  
инж. Георги Колчаков