



C.A.D.F. S.p.A.

Ciclo integrato Acquedotto Depurazione Fognatura

Depuratore di Comacchio
Realizzazione vasca di disinfezione
nel Canale Collettore Adige

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

ALLEGATO

**RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURALE, SUI MATERIALI E
PIANO DI MANUTENZIONE**

B

C. d. C.

RIFERIMENTO INTERNO

D122/CG9 - 2015

Codigoro li

Visto

Il Responsabile
Ufficio Tecnico Aziendale
Ing. Giovanni MARTELLI

Il Progettista

Ing. Valentina PAVANI

Il Progettista Strutturale

Ing. Alessandro STROZZI
Collaboratore: Ing. Giulio GRALDI
via Palestro, 75
44121 Ferrara
Tel. 0532/240516
e-mail: a.strozzi@libero.it

INDICE

1. RELAZIONE GENERALE	3
1.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale.....	3
1.2 Vita nominale e Classe d'uso della costruzione.....	3
1.3 Caratteristiche del terreno	4
1.4 Quadro normativo di riferimento	4
2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTUTALE.....	4
2.1 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica	4
2.2 Coefficienti parziali di sicurezza.....	5
2.2.1 Valori di calcolo delle resistenze dei materiali	5
2.3 Valutazione delle azioni.....	6
2.3.1 Azione sismica di progetto sulla costruzione.....	6
2.4 Progetto e verifica delle pareti della vasca.....	8
2.5 Progetto e verifica della platea.....	13
2.6 Progetto e verifica dei pali	15
3. RELAZIONE SUI MATERIALI.....	18
3.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera.....	18
3.2 Valori di calcolo.....	18
4. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA	18

1. RELAZIONE GENERALE

1.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

Viene realizzato uno scolmatore di prima pioggia a valle della fognatura esistente, parallelo al depuratore di Comacchio, per il trattamento delle acque durante eventi piovosi eccezionali, principalmente estivi, che provocano situazioni di emergenza in cui le acque possono contenere una carica batterica indesiderata, destinata al mare Adriatico. Lo scolmatore si divide in due sezioni, in serie, la prima di grigliatura e la seconda che consiste nella vasca di disinfezione delle acque vera e propria, dove, mediante l'immissione di acido paracetico, viene abbattuta la carica batterica.

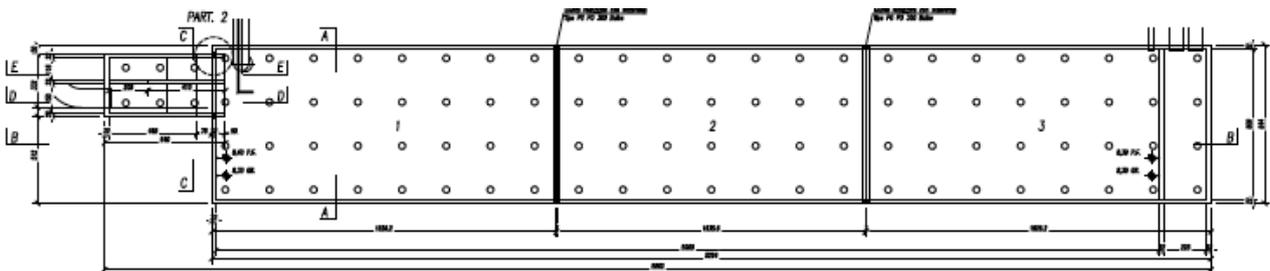


Figura 1: Pianta complessiva dello scolmatore di prima pioggia

Il manufatto è lungo complessivamente 58,62 m e largo 8,44 m; l'altezza massima delle pareti è 1,95m. La sezione di grigliatura è lunga 6,40 m, di cui 0,72 m all'interno della vasca per permettere la caduta dell'acqua nella stessa; l'altezza delle pareti di questa sezione è al massimo 1,25 m, e queste sono parzialmente interrata. La vasca, invece, è lunga 52,5 m internamente (52,94 m esternamente) e si divide in due parti, una lunga 50 m internamente, divisa dalla sezione di uscita da uno stramazzo, alto 1,35 m. Tale vasca viene completamente interrata.

L'acqua viene immessa con tubazione di diametro 1000 mm e viene condotta all'interno del canale collettore Adige mediante 3 tubi, 2 di diametro 800 mm, posti oltre lo stramazzo, ed uno di 200 mm subito prima dello stramazzo.

La struttura della vasca viene realizzata mediante pareti in c.a. di spessore 22 cm, una platea alla base di 35 cm di spessore, minimo. Al di sotto della platea viene disposta una palificata, costituita da 92 pali che raggiungono una lunghezza di 7,7 m ed una quota di -10 m rispetto al piano campagna. Data l'imponente lunghezza, si dispongono due giunti sismici, garantendo la tenuta mediante Waterstop ottenuto per estrusione di composti in PVC. Le riprese di getto tra platea e pareti verticali sono integrate da Waterstop idroespansibile in bentonite sodica. Viene realizzata una pendenza dello 0,2 % da monte a valle, mediante un secondo getto, fino allo stramazzo, per 50 m.

La struttura della sezione di grigliatura è realizzata mediante pareti di 22 cm; la platea di base ha spessore variabile, da 20 cm a 45 cm, per garantire una pendenza anche del 5%. Al di sotto della platea viene realizzata una palificata, per un totale di 6 pali, lunghi fino a 9,45 m, infissi alla quota di -10 m dal piano campagna. La sezione di grigliatura è separata alla vasca mediante giunto, realizzato con Waterstop in PVC.

1.2 Vita nominale e Classe d'uso della costruzione

Con riferimento al paragrafo 2.4 del D.M. 14/01/08 ed al corrispondente paragrafo della Circolare applicativa viene definita la vita nominale di una struttura con riferimento alla tipologia della

costruzione e alla sua classe d'uso: trattandosi di uno scolmatore delle acque di prima pioggia, contenente acqua piovana e acido paracetico, non pericoloso per l'ambiente, si considera

Tipo di costruzione: opere ordinarie → vita nominale (tab. 2.4.I) $V_N > 50$ anni
Classe d'uso: classe II (par. C2.4.2) → Coefficiente d'uso (tab. 2.4.II) $CU = 1,0$

In funzione di questi parametri viene poi fissato il periodo di riferimento per l'azione sismica.
Periodo di riferimento per l'azione sismica (par. 2.4.3) $V_R = 50$ anni

1.3 Caratteristiche del terreno

Dalle indagini svolte è risultato $V_{s30} = 182$ m/sec, valore di poco maggiore di 180 m/sec, che è il limite inferiore per i suoli da classificarsi C. Per questo motivo a favore di sicurezza si è assunta una categoria di sottosuolo D.

1.4 Quadro normativo di riferimento

- D.M. 14 gennaio 2008: “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP: “Istruzioni per l'applicazione delle “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*”;
- ~ UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTUTALE

2.1 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

Lo scolmatore di prima pioggia viene realizzato, come già detto in precedenza al paragrafo 1.1, in conglomerato cementizio armato. Date le dimensioni della vasca, questa viene divisa in 3 blocchi, giuntati ermeticamente da Waterstop in PVC.

Per il dimensionamento e la verifica degli elementi (pareti, platea, pali) si procede nel seguente modo:

- le pareti saranno soggette, in un caso, ai carichi esterni alla vasca, spinta del terreno in condizioni statiche (compresa la presenza di mezzi meccanici per eventuali lavori di movimento terra) e sismiche, con contemporanea assenza di acqua all'interno della vasca; in un altro caso si valuta la spinta statica e dinamica dell'acqua sulle pareti della vasca, assimilandola ad un serbatoio rettangolare di larghezza 8 m di larghezza unitaria, escludendo la spinta esterna data dal terreno;
- la platea viene analizzata con modello agli elementi finiti, è soggetta a carico distribuito generato dalla massima altezza dell'acqua nella vasca e dal peso proprio della platea stessa; in condizioni sismiche vanno considerate le azioni trasmesse dai pali a causa delle forze d'inerzia.

- i pali sono soggetti ai carichi verticali, causati dal peso della platea, delle pareti e dell'acqua; ed ai carichi orizzontali derivanti dalle forze d'inerzia in condizioni sismiche con conseguenti sollecitazioni di taglio e flessione.
- con riferimento alle linee guida sul calcestruzzo strutturale STC LL PP tab. 9 ai fini della durabilità della struttura si è classificato il grado di attacco, dovuto alle acque presenti, come debole, con classe di esposizione XA1, condizioni ambientali aggressive secondo la tabella 4.1.III del capitolo IV NTC2008. Conseguentemente, fissata la resistenza del calcestruzzo C25/30, si adotterà un ricoprimento delle armature maggiore di cm. 5 all'interno della vasca, un rapporto $A/C \leq 0,5$ e, in condizioni di esercizio, non si supererà lo stato limite di apertura delle fessure

2.2 Coefficienti parziali di sicurezza

Strutture della vasca:

Calcestruzzo: $\gamma_c = 1,5$

Acciaio per cemento armato: $\gamma_s = 1,15$

Opere di fondazione:

Approccio 2: si utilizzano i coefficienti A1(STR)+M1+R3, rispettivamente per azioni, parametri e resistenze del terreno.

Coefficienti parziali delle azioni A1 allo SLU:

Carichi permanenti strutturali G_1 : $\gamma_{G1} = 1,3$ (1 se a favore di sicurezza);

Carichi permanenti portati G_2 : $\gamma_{G2} = 1,5$ (0 se a favore di sicurezza);

Carichi variabili Q_k : $\gamma_Q = 1,5$ (0 se a favore di sicurezza);

I coefficienti M1 dei parametri del terreno valgono, in questo approccio, 1.

I coefficienti R3 valgono:

(Calcestruzzo: $\gamma_c = 1,5$)

(Acciaio per cemento armato: $\gamma_s = 1,15$)

Resistenza alla punta (Pali): $\gamma_b = 1,15$

Resistenza laterale (Pali): $\gamma_s = 1,15$

Coefficienti di riduzione della resistenza per i pali, in funzione del n° di indagini

$\xi_3 = 1,65$ – per la resistenza alla punta;

$\xi_4 = 1,55$ – per la resistenza laterale

2.2.1 Valori di calcolo delle resistenze dei materiali

Calcestruzzo armato:

Calcestruzzo C25/30: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,17$ MPa

Acciaio per cemento armato: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391$ MPa

Per quanto riguarda le resistenze del terreno si vedano direttamente i paragrafi di verifica.

2.3 Valutazione delle azioni

Peso proprio γ_i :

- Acqua: 10 kN/m³
- Calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- Terreno adiacente la vasca: 18 kN/m³

Si è considerato inoltre un carico mobile a bordo vasca per tener conto di un eventuale mezzo in movimento per manutenzioni e per il rinterro della vasca.

Al punto C5.1.3.3.7.1 della circolare applicativa, si fa riferimento ai carichi su rilevati adiacenti ad un ponte; questo carico è assimilabile a quello di un mezzo per movimento terra a bordo della vasca. Si può considerare lo schema di carico 1 proposto dalle NTC08, applicandolo direttamente ad una superficie di 3x2,2 m, pertanto si considererà un carico applicato su questa superficie pari a $q_{1k}=9 \text{ kN/m}^2 = 9 \text{ kPa}$.

2.3.1 Azione sismica di progetto sulla costruzione

Spettro orizzontale:

Azioni sismiche (SLV):

categoria del suolo: D

dati dello spettro di risposta elastico:

$$a_g = 0,102 \text{ g}$$

$$S_s = 1,800; F_0 = 2,580$$

$$T_B = 0,227 \text{ s}; T_C = 0,681 \text{ s}; T_D = 2,009 \text{ s}$$

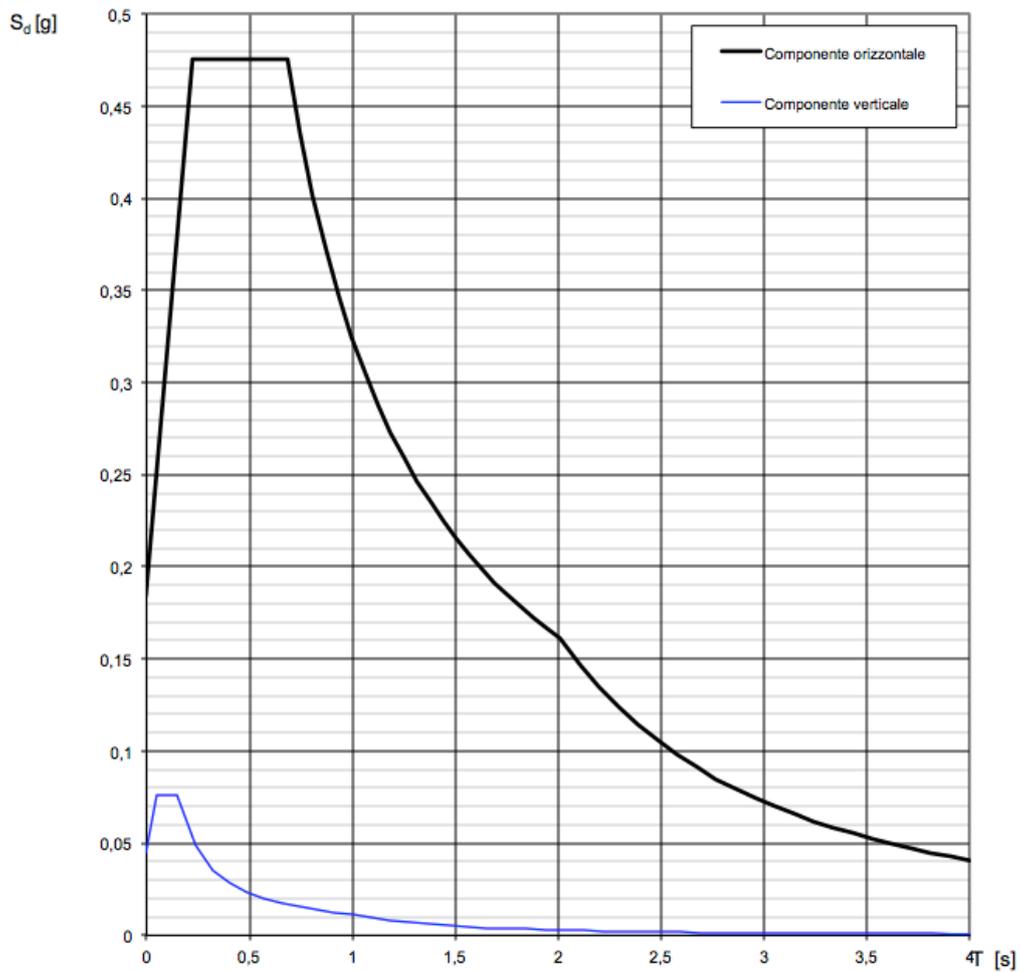


Figura 2: Spettro elastico orizzontale e verticale dell'azione sismica allo SLV

Azioni sismiche (SLD):
 categoria del suolo: D
 dati dello spettro di risposta elastico:

$a_g = 0,041$ g
 $S_s = 1,800$; $F_0 = 2,547$
 $T_B = 0,220$ s; $T_C = 0,660$ s; $T_D = 1,765$ s

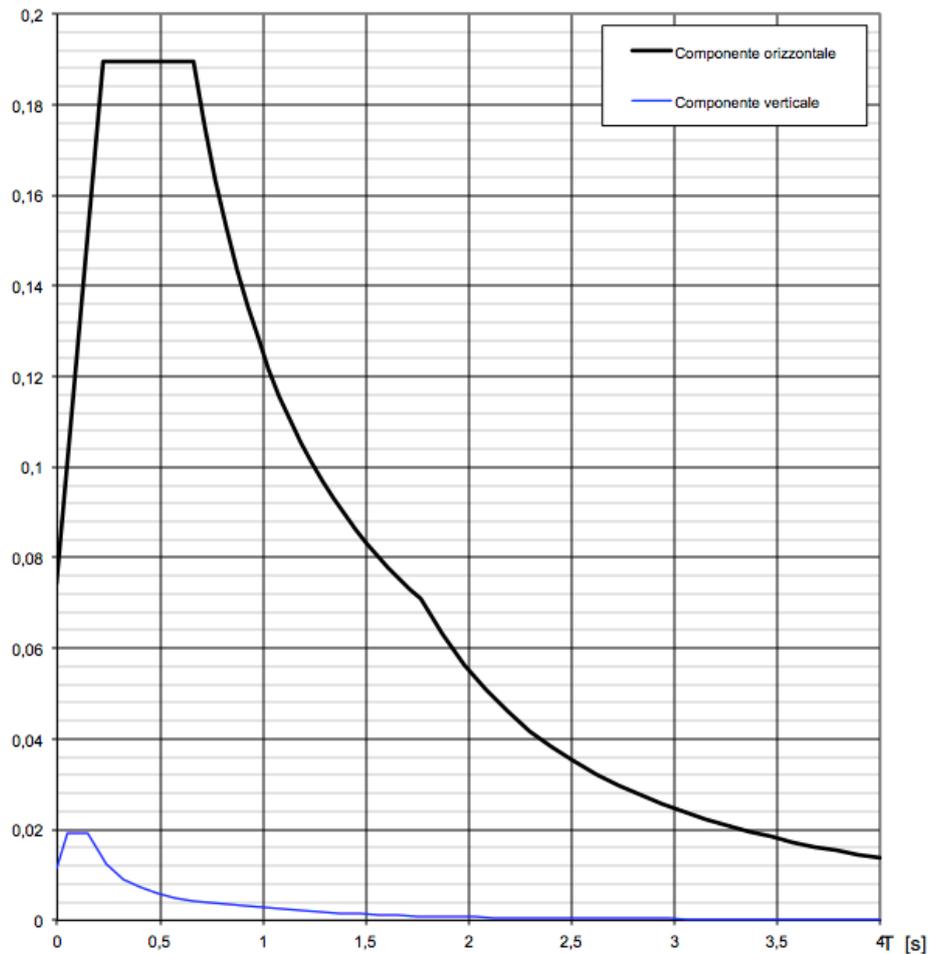


Figura 3: Spettro di progetto orizzontale e verticale dell'azione sismica allo SLD

Il fattore di struttura q è assunto uguale a 1,5.

2.4 Progetto e verifica delle pareti della vasca

La spinta del terreno in condizioni statiche è determinata con i dati forniti dalla relazione geologica, secondo lo schema sotto riportato. Il carico q , viene considerato pari a 9 kPa. La falda è stata rilevata ad una quota di -1,5 m. La parete della vasca è alta 1,95 m. I risultati in termini di tensioni sono riportati nella seguente tabella.

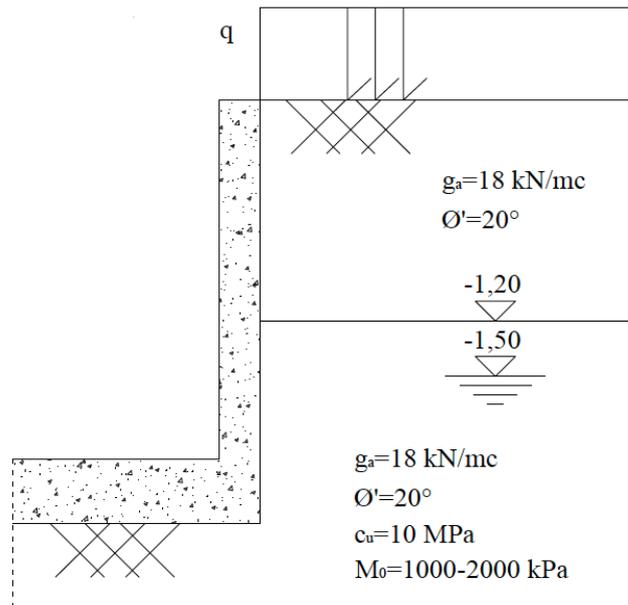


Figura 4: Stratigrafia del terreno a fianco delle pareti della vasca

Tabella 1: Analisi dello stato tensionale del terreno a fianco della parete

z	Φ'	γ	q	σ_{v0}	u	σ'_{v0}	k_0	σ'_{h0}	σ_{h0}	k_a	σ'_A	$\sigma'_{A,SLU}$	$\sigma'_{A,SLU}/\sigma'_A$
m	°	kN/m ³	kPa	kPa	kPa	kPa		kPa	kPa		kPa	kPa	
0	20	18	9	9	0	9	0,658	5,92	5,92	0,49	4,41	6,62	1,50
1,2	20	18	9	30,6	0	30,6	0,658	20,14	20,14	0,49	15,01	20,39	1,36
1,5	20	18	9	36	0	36	0,658	23,69	23,69	0,49	17,66	23,84	1,35
1,95	20	18	9	44,1	4,5	39,6	0,658	26,06	30,56	0,49	19,42	26,13	1,35

Il calcolo della spinta viene effettuato dividendo il diagramma di spinta in conici triangolari e rettangolari, dove è immediata la posizione del baricentro; le sollecitazioni sono determinate per la lunghezza unitaria di parete.

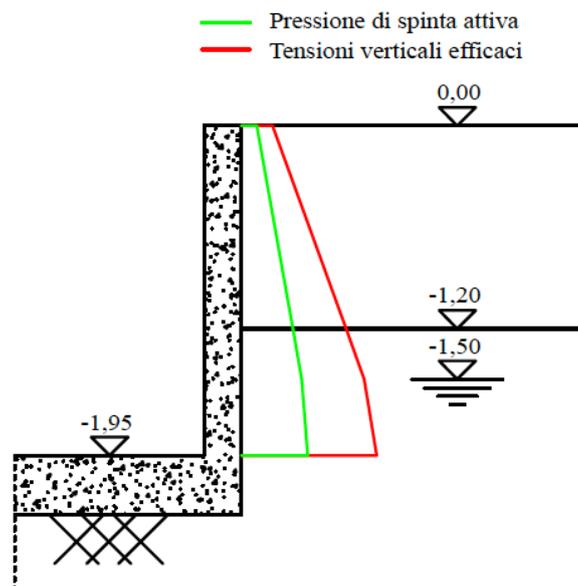


Figura 5: Diagramma delle tensioni verticali efficaci e delle pressioni di spinta attiva

Tabella 2: Calcolo della spinta attiva sulla parete e del relativo momento sollecitante

Concio	B	H	Forma	S _i	b _i	S _{A,tot}	b _{tot}	S _i	b _i	S _{A,SLU}	b _{tot}	M _{A,SLU}
	m	m		kN	m	kN	m	kN	m	kN	m	kNm
1	1	1,2	rettangolo	5,30	0,60	24,90	0,772	7,95	0,60	32,47	0,792	25,71
2	1	1,2	triangolo	6,36	0,80			8,26	0,80			
3	1	0,3	rettangolo	4,50	1,35			4,50	1,35			
4	1	0,3	triangolo	0,40	1,40			0,52	1,40			
5	1	0,45	rettangolo	7,95	1,725			10,73	1,725			
6	1	0,45	triangolo	0,40	1,8			0,52	1,8			

Il momento resistente viene valutato a SLU, con il programma VcaSLU di Gelfi.

La sezione, di 22 cm di spessore, viene armata con 1 Φ 12/20 cm verticalmente e 1 Φ 8/25 cm trasversalmente, per ogni lato.

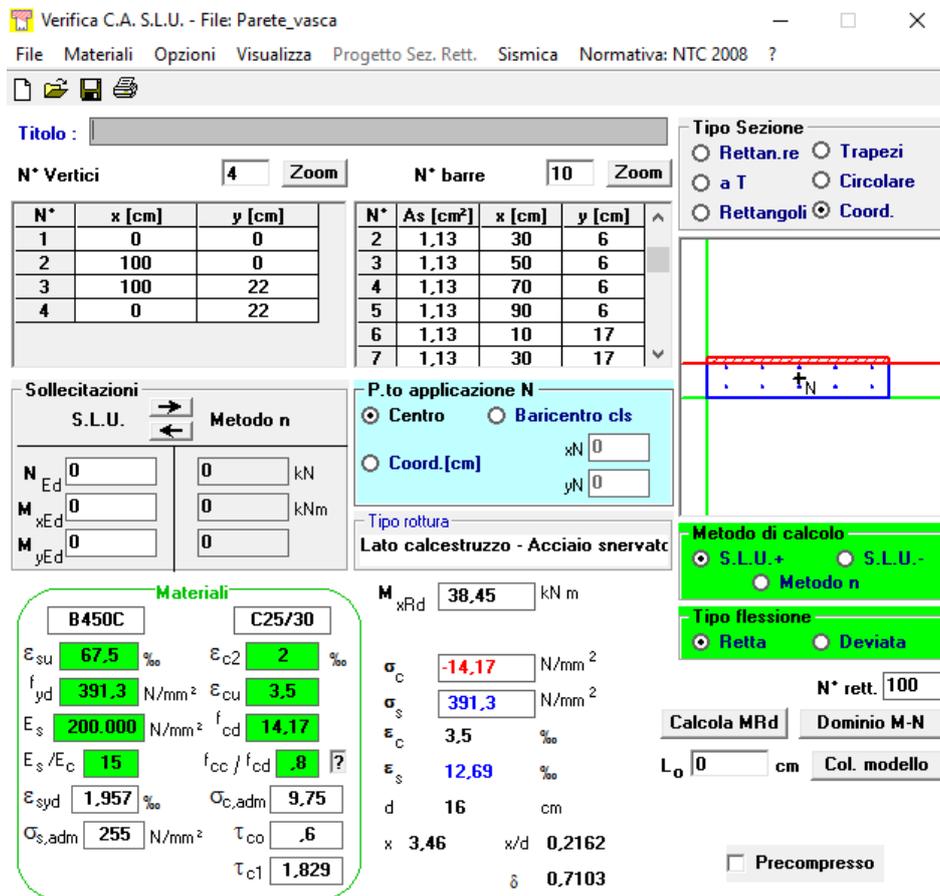


Figura 6: Momento resistente della parete della vasca

$$FS = 38,45 / 27,51 = 1,39$$

Si determina ora la spinta del terreno in caso di azione sismica.

Il volume di terreno che spinge sulla parete viene determinato tramite l'angolo $\beta_a = 45^\circ + 20^\circ / 2 = 55^\circ$. La componente aggiuntiva che si ottiene va ad incrementare la spinta ottenuta in precedenza, ma in combinazione sismica.

Inoltre, visto che la parete non è libera di ruotare alla base, si applica la spinta a mezza altezza della stessa, cioè a -1,15 m dal piano campagna.

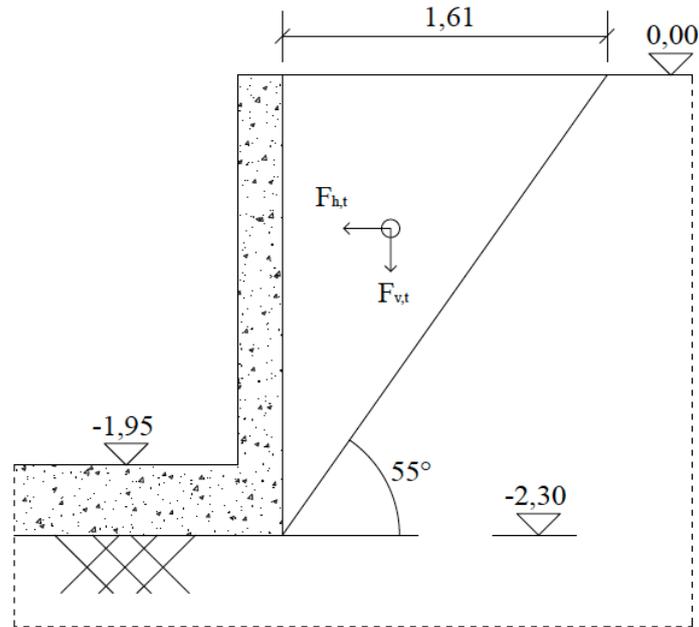


Figura 7: Spinta data dal cuneo di terreno a fianco della parete della vasca

$$F_{h,t} = W_t \times \beta_m \times a_{max} / g = 33,33 \times 0,24 \times 0,1836 = 1,468 \text{ kN}$$

$$W_t = 2,3 \times 1,61 / 2 \times 18 = 33,33 \text{ kN/m}$$

$$\beta_m = 0,24$$

$$a_{max} = 0,102 \text{ g} \times 1,8 = 0,1836 \text{ g}$$

Il momento alla base, in condizioni sismiche è:

$$M_b = 24,90 \times 0,772 + 1,468 \times (1,15 - 0,35) = 20,39 \text{ kN}$$

$$FS = 38,45 / 20,39 = 1,88$$

Per quanto riguarda le azioni sulla parete dall'interno della vasca si determinano le sollecitazioni dovute alla sola spinta dell'acqua, tenuto conto del fenomeno di sloshing durante un evento sismico. In questo caso il momento resistente della sezione viene considerato pari a quello di prima fessurazione per evitare qualsiasi infiltrazione d'acqua dovuta alla formazione delle fessure.

Per valutare la spinta statica si considera la vasca con 1,5 m di acqua al suo interno.

La spinta, applicata ad un terzo dell'altezza del pelo libero, allo SLU, risulta pari a

$$S_a = 1,3 \times (1,5 \times 10 \times 1,5 / 2 \times 1) = 14,625 \text{ kN}$$

$$b_a = 0,5 \text{ m}$$

$$M_a = 7,31 \text{ kNm}$$

Il momento resistente viene calcolato come

f_{ck}	25	MPa
f_{ctm}	2,56	MPa
σ_t	2,14	MPa

b	1000	mm
h	220	mm
A _s	565	mm ²
A' _s	565	mm ²
n	15	
c	64	mm
c'	44	mm
y _G	109,3	mm
J _{ci}	957568313,3	mm ⁴
W _{ci}	8648877,01	mm ³
M_{cr}	18,49	kNm

$$FS=18,49/7,31=2,52$$

Gli effetti dinamici in condizioni sismiche risultano i seguenti:.

2L	8	m	<i>Larghezza della vasca</i>
L	4	m	<i>Mezza larghezza della vasca</i>
H	1,5	m	<i>altezza del pelo libero</i>
B	1	m	
γ	10	kN/m ³	
m	12,24	kN s ² m ⁻¹	<i>Massa dell'acqua per 1 m di vasca</i>
m ₀	2,70	kN s ² m ⁻¹	<i>Massa impulsiva per 1 m di vasca</i>
m ₁	9,09	kN s ² m ⁻¹	<i>Massa convettiva per 1 m di vasca</i>
α	0,00		<i>coefficiente quando interessano pareti laterali</i>
β	1,00		<i>coefficiente quando interessano pareti laterali</i>
h ₀	0,57	m	<i>altezza applicazione massa impulsiva</i>
h ₁	0,831	m	<i>altezza applicazione massa convettiva</i>
K	18,63	kN/m	<i>rigidezza</i>
a _{max}	1,801116	m/s ²	
F ₀	4,86	kN	
M ₀	2,77	kNm	<i>momento alla base, generato dalla forza impulsiva</i>
F ₁	16,37	kN	
M ₁	13,61	kNm	<i>momento alla base, generato dalla forza convettiva</i>
M _{tot}	16,38	kNm	<i>momento alla base totale</i>

$$FS=18,49/16,38=1,12$$

2.5 Progetto e verifica della platea

I carichi gravanti sulla platea sono, considerando lo spessore massimo dello strato di pendenza ($h_{acqua}=1,5-0,1$):

$$q=(1,4 \times 10+0,45 \times 25)=25,25 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{SLU}=1,3 \times (1,4 \times 10+0,45 \times 25)=32,82 \text{ kN/m}^2$$

Si è modellata la platea con il programma di calcolo SAP200 di C.S.I. e vi si è attribuito il carico areale appena determinato. La platea è stata divisa in elementi shell quadrati di dimensioni $0,33 \times 0,33 \text{ m}$; il vincolo fornito dai pali di diametro 35 cm è stato modellato su 4 nodi come appoggio verticale; della platea modellata, si valuta uno dei campi centrali; il massimo momento all'appoggio è in direzione y e vale $-18,42 \text{ kNm/m}$ allo SLU e $-14,2 \text{ kNm/m}$ allo SLE.

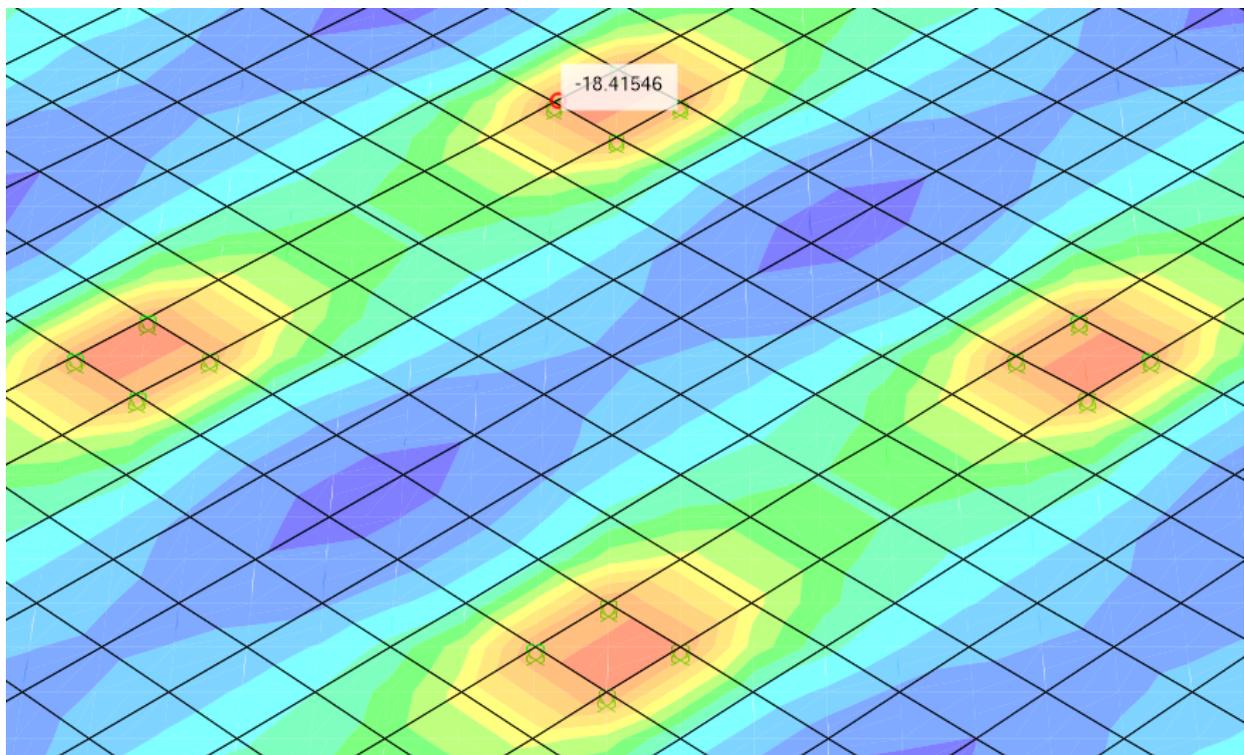


Figura 8: Momenti in direzione y del campo di platea indagato

La platea viene armata con una doppia armatura, disposta nelle due direzioni principali, $\Phi 12/20 \text{ cm}$. Si verifica la platea sia a fessurazione (SLE) che a rottura (SLU).

Il momento resistente a fessurazione vale

f_{ck}	25	MPa
f_{ctm}	2,56	MPa
σ_t	2,137	MPa
b	1000	mm
h	350	mm
A_s	565	mm^2

A's	565	mm ²
n	15	
c	64	mm
c'	44	mm
y _G	174,5	mm
J _{ci}	3751774030	mm ⁴
W _{ci}	21382223,59	mm ³
M _{cr}	45,70	kNm

$$FS=45,70/14,2=3,21$$

La platea è verificata a fessurazione

A Stato Limite Ultimo il momento resistente è il seguente

Verifica C.A. S.L.U. - File: Platea_vasca

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	35
4	0	35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	1,13	10	28
7	1,13	30	28
8	1,13	50	28
9	1,13	70	28
10	1,13	90	28

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

ε_{su} 67,5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} .8 ?
ε_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} .6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -64,98 kN m
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 %
ε_s 24,84 %
d 28 cm
x 3,458 x/d 0,1235
δ 0,7

Figura 9: Momento resistente della platea della vasca

$$FS=64,98/18,42=3,52$$

Infine si deve garantire che la platea resista al momento proveniente dalla testa del palo con q=1; essendo una coppia concentrata il momento resistente che si deve assumere la sezione di platea è pari alla metà di quello trasmesso. Come si è determinato il momento alla testa del palo è spiegato al paragrafo successivo.

$$M_{Ed}=88,96 \text{ kNm}/2=44,48 \text{ kNm}$$

La platea deve resistere 44,48 kNm, in condizioni sismiche, ai quali va sommato il momento derivante dai carichi verticali, pari a 14,2 kNm; si consente la fessurazione.

Si considera una sezione resistente di 1 m di larghezza, come in precedenza, ottenendo un momento resistente di 64,98 kNm

$$FS=64,98/58,68=1,10$$

2.6 Progetto e verifica dei pali

Vengono disposti 92 pali $\Phi 35$ cm infissi fino alla quota di -10 m, aventi dunque una lunghezza di 7,7 m; in pianta hanno interasse di 2,34 m in direzione x e 2,33 m in direzione y. L'angolo di resistenza al taglio della sabbia in cui sono infissi i pali è $\Phi'=30^\circ$.

I pali sono verificati per portanza alle azioni verticali e per resistenza alle azioni orizzontali.

Per valutare il carico su ogni palo si considerano i seguenti carichi

Peso platea:	$25 \times 52,94 \times 8,44 \times 0,35 = 3910$ kN
Peso pareti:	$25 \times (52,94 + 8,44) \times 2 \times 1,95 \times 0,22 = 1317$ kN
Peso acqua:	$10 \times 52,94 \times 8,44 \times 1,5 = 6702$ kN

Totale SLE: 11929 kN

Totale SLU: 15508 kN

Su ogni palo si ottiene un carico di

SLE: $11929/92 = 130$ kN

SLU: $15508/92 = 169$ kN

La resistenza alla base del palo è, per infissione in terreni incoerenti:

$$P_{bu} = A_b \times \gamma' \times D \times N_q = 0,1256 \times 95 \times 28 = 334 \text{ kN}$$

dove

$A_b = \pi \times 0,35^2 / 4 = 0,1256$ m² è l'area del palo;

$\gamma' \times D = \sigma'_{v0} = 10 \times 18 - 8,5 \times 10 = 95$ kPa

$N_q = 28$; ricavato da correlazione con Φ'

La resistenza per attrito laterale del palo, considerando l'infissione nella sabbia da quota -4 m, si stima in

$$P_{Lu} = \pi \times d \times \sigma'_{v(h/2)} \times k_s \times \tan(\Phi') \times L = 3,14 \times 0,35 \times 64,2 \times 1,1 \times 6 = 466 \text{ kN}$$

dove

$\sigma'_{v(h/2)} = 6,15 \times 18 - 4,65 \times 10 = 64,2$ kPa

$k_s \times \tan(\Phi') = 1,1$ (stimato con correlazione)

$L = 7,7$ m

La resistenza deve essere ridotta per i coefficienti di sicurezza, a seconda dell'approccio adottato; avendo indagato due verticali, entrambe le resistenze, alla base e laterale, vanno divise per i coefficienti già richiamati nei paragrafi precedenti.

$$R_{cd} = (334/1,65 + 466/1,55) / 1,15 = 437 \text{ kN}$$

Allo SLU il palo ha un carico di 169 kN

$$FS = 437/169 = 2,58$$

Si effettua la verifica del palo in condizioni sismiche.

Il carico su ogni palo durante il sisma è lo stesso calcolato allo SLE, ovvero 130 kN.

Consentendo al palo di formare una cerniera plastica alla testa, si considera un fattore di struttura pari a 1,5 e, non conoscendo il periodo si applica l'accelerazione spettrale sul Plateau, pari a

$$S_d = 0,102 \times 1,8 \times 2,58 / 1,5 = 0,316 \text{ g}$$

La forza orizzontale sulla testa del palo risulta

$$F_h = 0,316 \text{ g} \times 130 = 41,05 \text{ kN}$$

Viene creato un modello con SAP2000. Il palo viene discretizzato in tratti di 0,3 m. Per ognuno di questi tratti è stata calcolata la rigidezza del terreno funzione della profondità, considerando una costante di Winkler pari a 1 kg/cm^3 e considerando un apporto di rigidezza solo dallo strato di sabbia dalla quota di circa 4 m.

n. punto	prof (m)	$k_h \cdot n_h$ (DaN/cm ³)	$k_h \times D = E(x)$ (DaN/cm ²)	k_{molla} (DaN/cm)
1	0	0	0	0
2	-0,3	0	0	0
3	-0,6	0	0	0
4	-0,9	0	0	0
5	-1,2	0	0	0
6	-1,5	0	0	0
7	-1,8	0	0	0
8	-2,1	0	0	0
9	-2,4	0	0	0
10	-2,7	0	0	0
11	-3	0	0	0
12	-3,3	0	0	0
13	-3,6	0	0	0
14	-3,9	1	390	11700
15	-4,2	1	420	12600
16	-4,5	1	450	13500
17	-4,8	1	480	14400
18	-5,1	1	510	15300
19	-5,4	1	540	16200
20	-5,7	1	570	17100
21	-6	1	600	18000
22	-6,3	1	630	18900
23	-6,6	1	660	19800
24	-6,9	1	690	20700
25	-7,2	1	720	21600
26	-7,5	1	750	22500
27	-7,8	1	780	23400
28	-8,1	1	810	24300
29	-8,4	1	840	25200
30	-8,7	1	870	26100

31	-9	1	900	27000
32	-9,3	1	930	27900
33	-9,6	1	960	28800
34	-9,9	1	990	19800
35	-10	1	1000	5000

Il momento in testa al palo risulta pari a

$$M_{Ed}=59,28 \text{ kNm}$$

Si considera la variabilità spaziale delle azioni descritta al §7.3.5 delle NTC 08, quindi

$$E_x+0,3E_y$$

Dunque si verifica per pressoflessione deviata il palo, che sarà soggetto a:

$$N_{Ed}=130 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x}=59,28 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y}=17,78 \text{ kNm}$$

Il palo viene armato a flessione con 8 $\Phi 16$ longitudinali. Il momento resistente è funzione del carico in testa al palo, di 130 kN

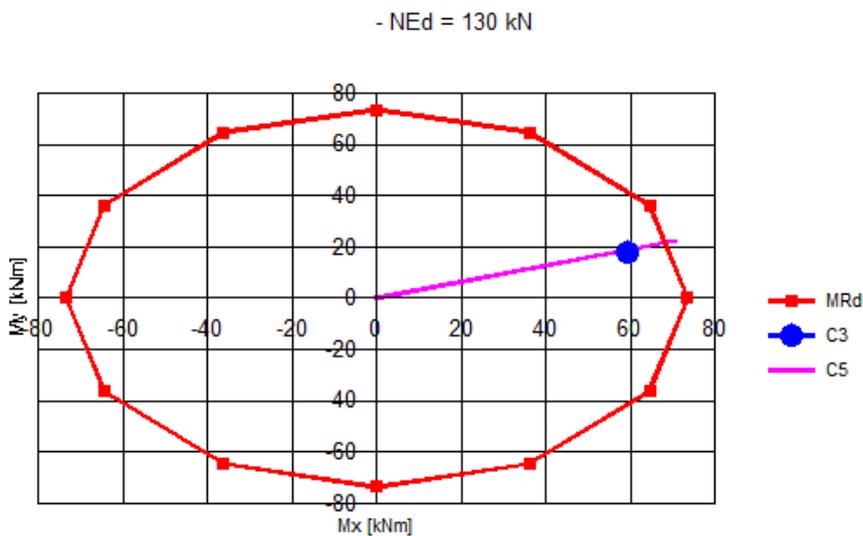


Figura 10: Dominio di resistenza del palo

IL fattore di utilizzo fornito dal programma VcaSLU, risulta $\rho=0,8366$
 $FS=1/0,8366=1,19$

La sezione viene verificata a taglio, considerandola priva di armatura

$$V_{Rd}=(0,12 \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}) \times b_w \times h > v_{min} \times b_w \times h$$

$$=67,9 \text{ kN} > 37,1 \text{ kN}$$

dove

$$k=1+(200/350)^{0,5}=1,756$$

b_w viene determinata pari a 260,7 mm

$$\rho_I = 1608 / (260,7 \times 350) = 0,0176 < 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \times 1,756^{1,5} \times 25^{0,5} = 0,407$$

$$FS = 67,9 / 41,05 = 1,65$$

La sezione non necessiterebbe di armatura a taglio.

Si dispone comunque per una lunghezza di 1,2 m ($>3\Phi$) una spirale $\Phi 8$ passo 10 cm; oltre si dispone una spirale $\Phi 8$ passo 20 cm.

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera

Calcestruzzo vasca e pali: Classe C25/30, $f_{ck} = 25$ MPa, con le seguenti prescrizioni:

Classe di esposizione ambientale: XA1

Classe di consistenza: S4

Diametro massimo degli aggregati: 30 mm

Rapporto massimo A/C=0,5

Ricoprimento minimo interno vasca: 50 mm

Ricoprimento minimo esterno vasca: 30 mm

Acciaio per c.a.: B450C con le seguenti prescrizioni:

Allungamento a rottura $\varepsilon_{su,k} \geq 7,5\%$

Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento $1,15 \leq f_i/f_y < 1,35$

Rapporto medio tra valore effettivo e nominale della resistenza a snervamento $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1,25$

3.2 Valori di calcolo

Con riferimento alle caratteristiche dei materiali sopra riportate, si riportano di seguito i valori delle resistenze di calcolo:

Calcestruzzo armato: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ MPa

Acciaio per c.a.: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$ MPa

4. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

Non si ritiene necessaria la manutenzione periodica del calcestruzzo, avendo dimensionato le strutture secondo lo stato limite di apertura delle fessure; durante la vita utile della struttura potranno essere effettuati interventi sul calcestruzzo, tramite utilizzo di primer e/o malte protettive impermeabilizzanti. L'eventuale manutenzione e/o sostituzione dei giunti a tenuta in PVC deve essere valutata in funzione della vita utile del materiale utilizzato.