Committente:

COMUNE DI GENOVA

Direzione Sport

Assessorato bilancio, lavori pubblici, opere strategiche infrastrutturali, rapporti con i municipi

Titolo:

Progetto di fattibilità tecnico-economica di sistemazione del Rio Villa Castagna

Oggetto:

Relazione tecnica di calcolo

Gruppo di lavoro

Ing.	P. Misurale
Ing.	M. Ivaldi
Ing.	E. Misurale
Ing.	A. Porri
Geom.	F. Sciurti

Livello di progetto: PFTE

Nome File: P105-23-F-RE-STR-001-B

Codice progetto: P105-23

Elaborato n°: STR-001

Firme:

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI GENOVA
Dott. Ing. PIETRO MISURALE N° 5390

Firmato digitalmente da:
MISURALE PIETRO
Firmato il 11/07/2024 12:23
Seriale Certificato: 839192
Valido dal 19/10/2021 al 19/10/2024
InfoCamere Qualified Electronic Signature CA

Rev:	Modifiche / Revisioni	Data	Redatto	Controllato	Approvato
A	PRIMA EMISSIONE	07/09/2023	EMI	MIV	PMI
B	RICHIESTA INTEGRAZIONI DELLA REGIONE LIGURIA	28/09/2023	EMI	MIV	PMI

19038 SARZANA (SP) - Via B.P.U. Muccini, 54A - T. +39 0187 610532
16129 GENOVA (GE) - Via Antonio Cecchi, 7/9-10 - T. +39 010 5959690
P. Iva 01236860118 - N.CCIAA 01236860118 - REA CCIA SP112013
Cap. Soc. € 100.000 i.v. - info@itec-engineering.it

ASSOCIATO OICE CONFINDUSTRIA efca FIDIC apave Certification ISO 9001-N°SC 10-2588/IAF 34 ISO 14001-N°SCA 19-3491/IAF 34 ISO 45001-N° SCS 20-336/IAF 34

È vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

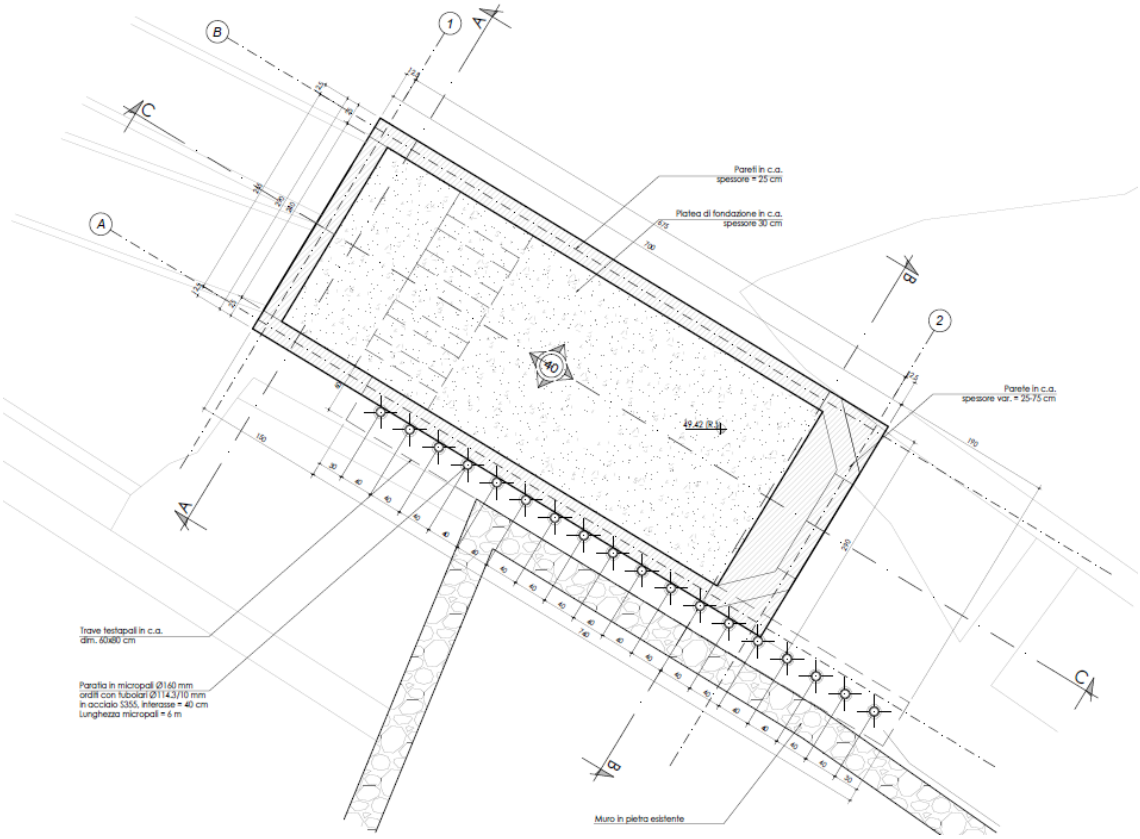
1 PREMESSA 1
2 NORMATIVE TECNICHE DI RIFERIMENTO 4
3 MATERIALI 5
4 UNITÀ DI MISURA 6
5 COMBINAZIONI DI CARICO 6
6 PARAMETRI SISMICI 8
7 PARAMETRI GEOTECNICI 13
8 ANALISI DEI CARICHI 14
9 VERIFICHE VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI IN C.A. DELLA VASCA 15

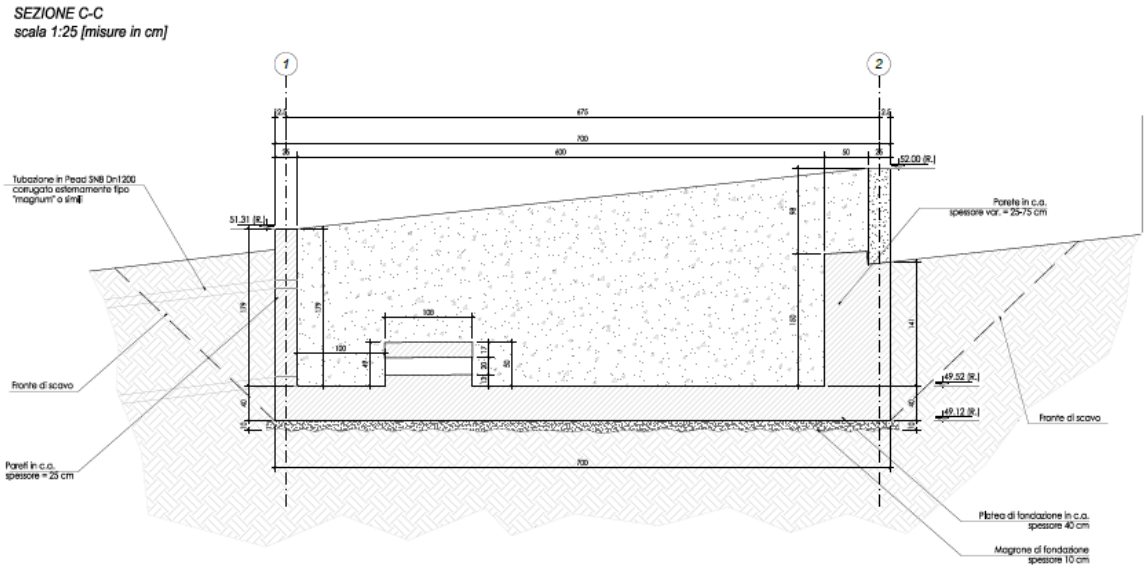
1 PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto le verifiche geotecniche delle strutture in calcestruzzo armato costituenti il nuovo pozzetto ripartitore da realizzare all'interno dei lavori di sistemazione idraulica del Rio Villa Castagna, tra via Inferiore Fameiano e Via G. Adamoli, a monte del complesso sportivo della Sciorba nel comune di Genova.

Si riportano di seguito una pianta e una sezione rappresentanti l'opera oggetto di intervento.

PIANTA FONDAZIONE
scala 1:25 [misure in cm]





La vasca di sedimentazione e di ripartizione delle portate presenterà dimensioni massime in pianta pari a 7 m di lunghezza per 2.9 m di larghezza e una profondità massima pari a 2.7 m, compreso lo spessore della platea di fondazione.
Gli elementi strutturali principali del nuovo pozzetto presenteranno i seguenti spessori:

Platea di fondazione = 40 cm
Pareti laterali = 25 cm

Vista l'immediata vicinanza della porzione sud della nuova vasca ad un muro di confine esistente in pietra, preliminarmente alle fasi di scavo ed esecuzione della nuova struttura in c.a., verrà realizzata una paratia provvisionale in micropali in corrispondenza della base di suddetto muro al fine di evitare cedimenti differenziali del terreno retrostante durante le fasi esecutive.

Le verifiche geotecniche sono state condotte nel rispetto delle Vigenti Norme tecniche del 17 gennaio 2018 e di normative di comprovata validità che forniscono sistematico supporto applicativo (Eurocodici con le relative Appendici Nazionali) delle succitate norme tecniche.

Trattandosi di una progettazione per una nuova vasca interrata è stata considerata una Vita Nominale di 50 anni corrispondente a tipi di costruzioni quali: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" ed una classe d'uso II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti" così come riportato rispettivamente al paragrafo 2.4.1 in tabella 2.4.I e al paragrafo 2.4.2 delle vigenti Norme tecniche delle costruzioni.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del territorio si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Luca Sivori in data settembre 2023, nella quale viene indicata una categoria di sottosuolo B e una categoria topografica T2.

Come si può invece notare dalla classificazione sismica della Regione Liguria, definita dal D.G.R n°. 216 del 17.03.2017 e successivi aggiornamenti, il comune di Genova ricade in Zona sismica 3.

Anche le caratteristiche del terreno circostante la vasca sono state desunte dalla relazione geologica a firma del Dott. Geol. Luca Sivori, datata settembre 2023.

2 NORMATIVE TECNICHE DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano le Norme di calcolo utilizzate nell'analisi e verifica della struttura in oggetto

Norme di calcolo per le azioni sulle strutture

D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP
Eurocodice 1 - UNI EN 1991-1-1 – Azioni in generale

Norme di calcolo per le opere in calcestruzzo armato

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP
Eurocodice 2 - UNI ENV 1992-1-1 – Progetto delle strutture in C.A.

Norme di calcolo per le opere geotecniche

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP
Eurocodice 7 - UNI ENV 1997-1 – Progettazione geotecnica

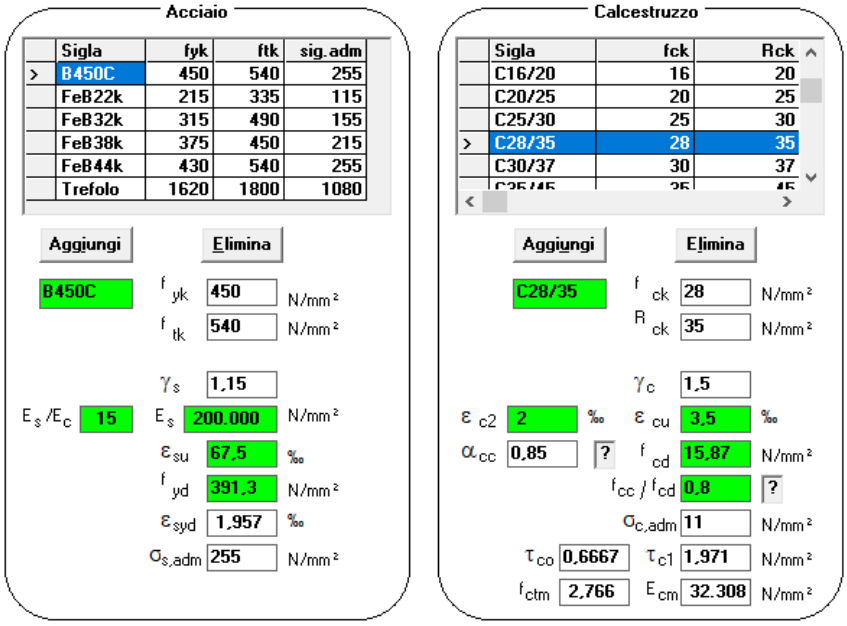
Norme di calcolo per le costruzioni in zona sismica

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP

3 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati a progetto:

Calcestruzzo classe C28/35
Acciaio per armature B 450 C



Per il calcestruzzo si è fatto riferimento ad una classe di esposizione XC2.
Di seguito si riportano le tabelle estratte dalle vigenti norme con indicate le prescrizioni per la classe di esposizione considerata.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Acciaio per profili tubolari d'armatura dei micropali: S355

4 UNITÀ DI MISURA

Il sistema adottato nel progetto di seguito riportato è il Sistema Internazionale (SI):

Forze e carichi:	kN / kN/m KPa = kN/m^2
Massa volumica o densità di massa:	kg/m^3
Peso specifico:	kN/m^3
Tensioni, resistenze e pressioni:	N/mm^2 = MPa = MN/m^2
Momenti di una forza:	kNm

5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni dei carichi sono conformi con quanto prescritto nel D.M. del 17 Gennaio 2018.

Generalità sul metodo dei coefficienti parziali

Quando si impiega il metodo dei coefficienti parziali, si deve verificare che, in tutte le situazioni di progetto significative, non venga superato nessuno stato limite significativo quando si impiegano nei modelli di progetto valori di progetto delle azioni o degli effetti delle azioni e delle resistenze.
Per le situazioni di progetto selezionate e per gli stati limite significativi, le singole azioni per i casi di carico critici dovrebbero essere combinati come indicato in dettaglio in seguito. Tuttavia, le azioni che non possono verificarsi simultaneamente, per esempio per ragioni fisiche, non dovrebbero essere considerate combinate tra loro.

Stati limite ultimi
I seguenti stati limite ultimi devono essere verificati quando significativi:

- EQU Perdita di equilibrio statico della struttura o di qualsiasi parte di essa considerata come corpo rigido.
- STR Collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali, incluse le fondazioni, i pali, i muri di contenimento, ecc. quando è determinante la resistenza dei materiali da costruzione della struttura.

- GEO Collasso o deformazione eccessiva del terreno quando le resistenze del terreno o della roccia sono significative nel fornire la resistenza.

Stati limite di esercizio

Le combinazioni di azioni per gli stati limite di esercizio sono definite simbolicamente dalle seguenti espressioni:

- **Combinazione Caratteristica**

generalmente adottata per gli stati limite irreversibili

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- **Combinazione Frequente**

generalmente adottata per gli stati limite reversibili

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- **Combinazione Quasi permanente**

generalmente adottata per gli effetti a lungo termine e per l'aspetto della struttura

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

6 PARAMETRI SISMICI

Per i parametri sismici da adottarsi a progetto si è fatto riferimento alla relazione geologica a firma del Dott. Geol. Luca Sivori in data settembre 2023, nella quale viene indicata una categoria di sottosuolo B e una categoria topografica T2.

Di seguito si riporta la definizione dell'azione sismica per lo Stato Limite di Salvaguardia del Vita (SLV) considerando i seguenti parametri:

Latitudine: 44,44352

Longitudine: 8,96862

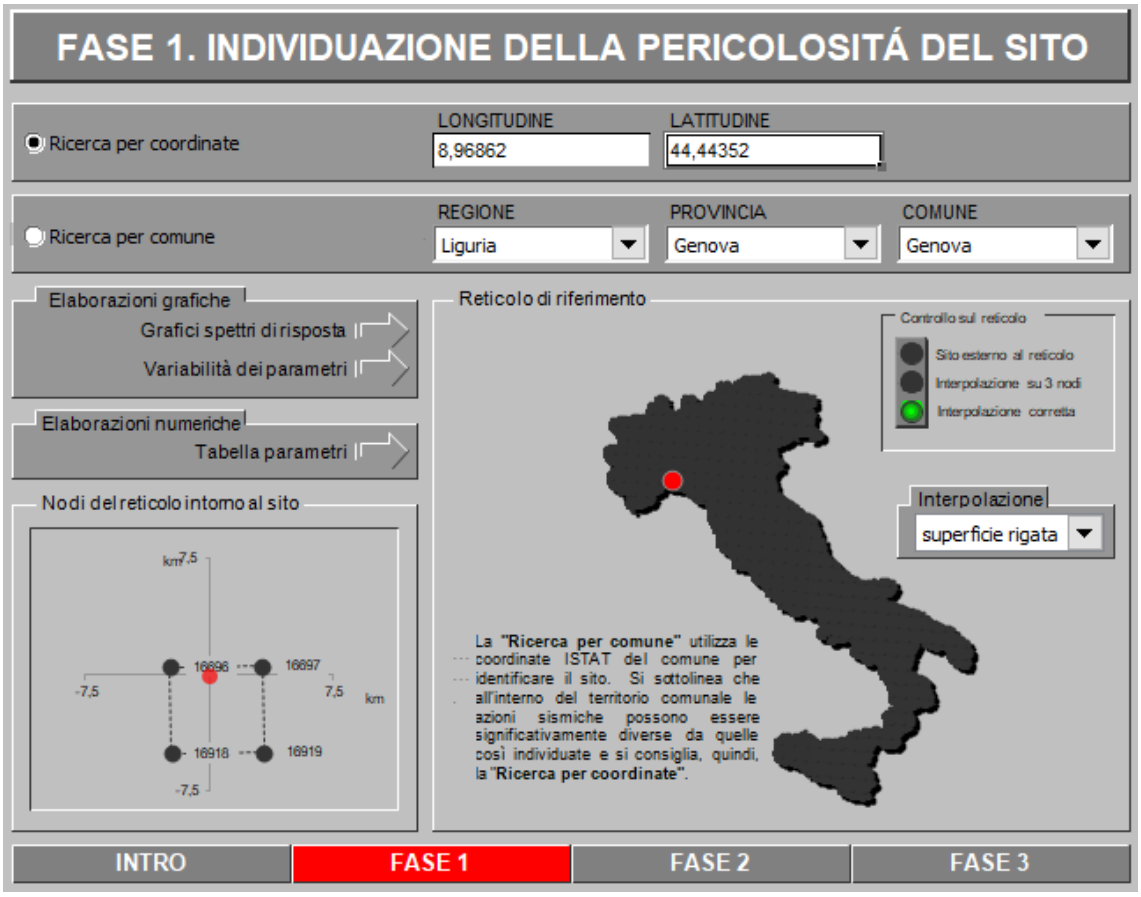
fattore di struttura: q=1

Vita Nominale = 50 anni

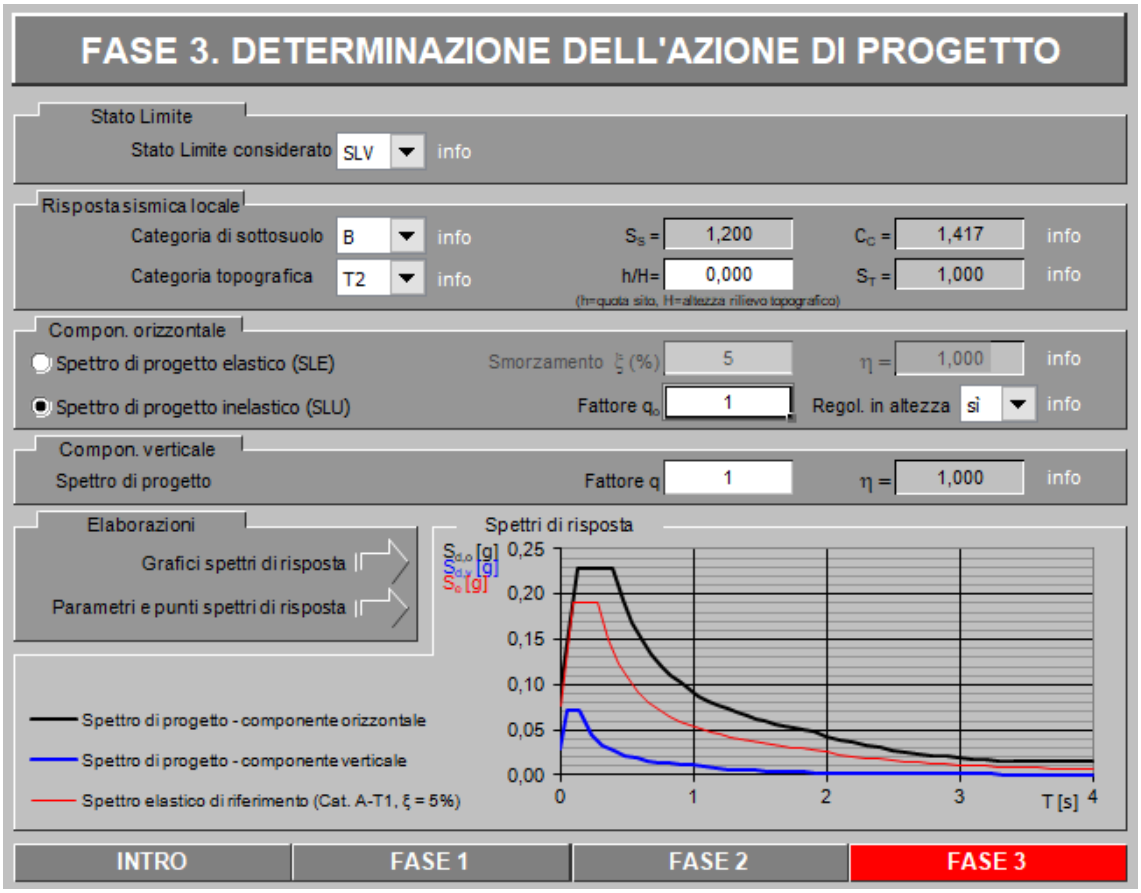
Classe d'uso = II da cui si ottiene un coefficiente d'uso CU = 1

Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S = 1.2

Coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1


FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÁ DEL SITO
Ricerca per coordinate
LONGITUDINE
8,96862
LATITUDINE
44,44352
Ricerca per comune
REGIONE
Liguria
PROVINCIA
Genova
COMUNE
Genova
Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri
Elaborazioni numeriche
Tabella parametri
Nodi del reticolo intorno al sito
km
7,5
16896
16897
-7,5
7,5
km
16918
16919
-7,5
Reticolo di riferimento
Controllo sul reticolo
Sito esterno al reticolo
Interpolazione su 3 nodi
Interpolazione corretta
Interpolazione
superficie rigata
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE
Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N
50
info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U
1
info
Valori di progetto
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R
50
info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R
info
Stati limite di esercizio - SLE
SLO - P_{VR} = 81%
30
SLD - P_{VR} = 63%
50
Stati limite ultimi - SLU
SLV - P_{VR} = 10%
475
SLC - P_{VR} = 5%
975
Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione
Strategia di progettazione
10000
1000
100
10
T_R [anni]
30
50
475
975
SLO
SLD
SLV
SLC
LEGENDA GRAFICO
Strategia per costruzioni ordinarie
Strategia scelta
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info
Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo B info
Categoria topografica T2 info
Ss = 1,200
CC = 1,417
h/H= 0,000
ST = 1,000
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
Compon. orizzontale
Spettro di progetto elastico (SLE)
Spettro di progetto inelastico (SLU)
Smorzamento ξ (%) 5
η = 1,000
Fattore q0 1
Regol. in altezza sì
Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q 1
η = 1,000
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta
Spettri di risposta
Sd,o [g]
Sd,v [g]
Se [g]
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0,00
0
1
2
3
4
T [s]
Spettro di progetto - componente orizzontale
Spettro di progetto - componente verticale
Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,076 g
F_o	2,524
T_C^*	0,282 s
S_S	1,200
C_C	1,417
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,133 s
T_C	0,400 s
T_D	1,903 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55; \quad \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,091
T_B ←	0,133	0,229
T_C ←	0,400	0,229
	0,471	0,195
	0,543	0,169
	0,615	0,149
	0,686	0,134
	0,758	0,121
	0,829	0,111
	0,901	0,102
	0,973	0,094
	1,044	0,088
	1,116	0,082
	1,187	0,077
	1,259	0,073
	1,330	0,069
	1,402	0,065
	1,474	0,062
	1,545	0,059
	1,617	0,057
	1,688	0,054
	1,760	0,052
	1,831	0,050
T_D ←	1,903	0,048
	2,003	0,044
	2,103	0,039
	2,203	0,036
	2,302	0,033
	2,402	0,030
	2,502	0,028
	2,602	0,026
	2,702	0,024
	2,802	0,022
	2,902	0,021
	3,001	0,019
	3,101	0,018
	3,201	0,017
	3,301	0,016
	3,401	0,015
	3,501	0,015
	3,601	0,015
	3,700	0,015
	3,800	0,015
	3,900	0,015
	4,000	0,015

7 PARAMETRI GEOTECNICI

Schema stratigrafico e parametri geotecnici caratteristici
Si riportano di seguito i parametri geotecnici medi descritti all'interno della relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Luca Sivori, derivanti dal rilevamento geologico di superficie integrato dall'analisi dei dati bibliografici disponibili per l'area e dalle indagini in sito svolte.

Copertura detritica e terreno rimaneggiato:

Tali terreni sono presenti lungo il tracciato del nuovo scolmatore con potenze variabili tra 8.0 m circa in corrispondenza della vasca di sedimentazione fino a 4.0/5.0 m lungo via Femeiano in funzione delle modifiche antropiche apportate all'area.
Si tratta di una ghiaia subangolare, frammenti lapidei, sabbia in matrice argillosa, da scarsamente addensato a mediamente addensato. Stante la maggior percentuale di frazione grossolana si ritiene corretto ascrivere tali terreni ad un comportamento geotecnico tipico dei mezzi a grana grossa.

Peso in volume del terreno: 17 kN/m^3 ÷ 18 kN/m^3

Peso in volume del terreno saturo: 19 kN/m^3 ÷ 20 kN/m^3

Angolo di attrito efficace Φ: 31° ÷ 33°

Coesione drenata c': considerata nulla o trascurabile a favore di sicurezza

Depositi alluvionali:

Tali terreni risultano in corrispondenza dell'area di parcheggio sotto via Fameiano. Sono rappresentati da ghiaia argillosa con sabbia e ghiaia con limo, con abbondanti ciottoli arrotondati eterometrici di natura calcareo marnosa.
La percentule di frazione fine risulta estremamente variabile e comunque in percentuale limitata, generalmente inferiore al 20%. Il comportamento geotecnico è chiaramente tipico dei mezzi a grana grossa stante la natura del terreno.

Peso in volume del terreno: 15 kN/m^3 ÷ 16 kN/m^3

Peso in volume del terreno saturo: 18 kN/m^3 ÷ 19 kN/m^3

Angolo di attrito efficace Φ: 30° ÷ 32°

Coesione drenata c': considerata nulla o trascurabile a favore di sicurezza

Substrato roccioso:
Il basamento roccioso (Flysch di M. Antola), sulla base dei sondaggi geognostici eseguiti nell'intorno, si presenta in facies calcareo-marnosa con intercalazioni di marnoscisti ed argilliti grigio scure; le condizioni di conservazione dell'ammasso roccioso sono da considerarsi da scadenti, nei livelli più superficiali (cappellaccio di alterazione), a mediocri, con giunti di fratturazione pervasivi e caratterizzati da una discreta alterazione superficiale.

La Vasca di ripartizione prevista a progetto verrà realizzata all'interno dell'orizzonte geotecnico "Copertura detritica e terreno rimaneggiato".

A favore di sicurezza, per le verifiche geotecniche, l'angolo di attrito efficace Φ è stato assunto pari a 30°.

Da cui:
δ = 2/3 Φ = 20°

K_a = coefficiente di spinta attiva = 0.297

8 ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio elementi strutturali (pareti, platea di fondazione)

Peso specifico calcestruzzo armato 25,00[KN/m^3]

Peso proprio del terrapieno retrostante al muro di confine esistente in pietra (porzione sud della nuova vasca)

Peso specifico del terreno = 18,00 KN/m^3
Altezza del terreno = 2 m
Carico superficiale dovuto al terrapieno 36,00[KN/m^2]

9 VERIFICHE VERIFICA DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI IN C.A. DELLA VASCA

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi principali in calcestruzzo armato della struttura considerando le condizioni di carico più gravose tra quelle allo Stato Limite Ultimo, allo Stato Limite di Esercizio e sismiche.

PARETE LATERALE IN C.A. IN CORRISPONDENZA DEL MURO DI CONFINE ESISTENTE IN PIETRA

Si definisce di seguito l'azione orizzontale dovuta alla spinta del terreno.

σ' (h=0) = (q + γh) x K_a x cosδ = (36 KN/m^2 + 0) x 0.297 x cos 20° = 10.05 KN/m^2

σ'' (h=2.7 m) = (q + γh) x K_a x cosδ = [36 KN/m^2 + (19 KN/m^3 x 2.7 m)] x 0.297 x cos 20° = 24.4 KN/m^2

Nella condizione di carico più gravosa, ovvero quella allo Stato Limite Ultimo, si ottiene:

σ' (h=0) = 10.05 KN/m^2 x 1.5 = 15.1 KN/m^2

σ'' (h=2.7 m) = 24.4 KN/m^2 x 1.5 = 36.6 KN/m^2

Considerando una porzione di parete di lunghezza unitaria pari ad 1 m si ottengono le seguenti sollecitazioni:

M_{Ed} = (q' x l^2 / 2) + (q'' x l^2 / 6)

V_{Ed} = (q' x l) + (q'' x l / 2)

Con:

q' = 15.1 KN/m

q'' = 36.6 KN/m – 15.1 KN/m = 21.5 KN/m

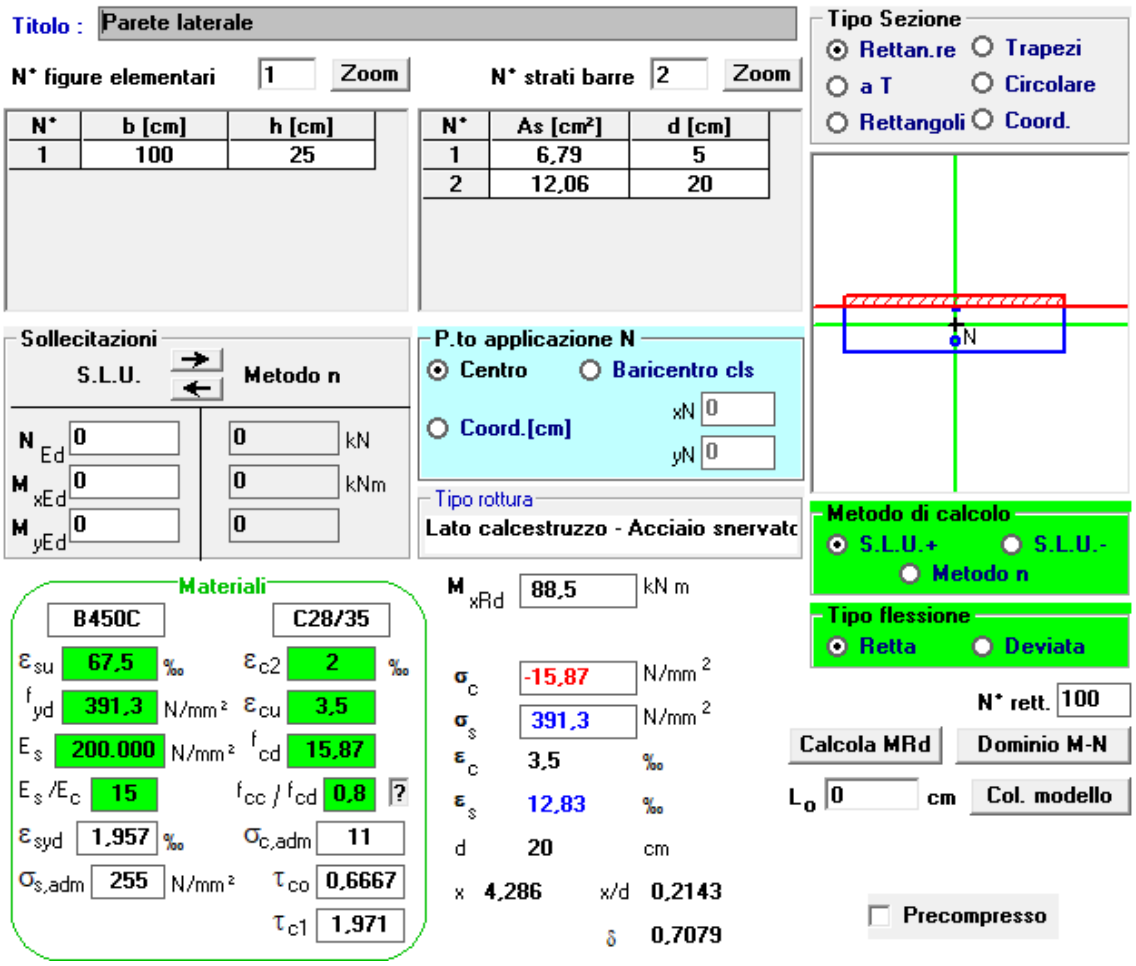
Da cui:

M_{Ed} = [15.1 KN/m x (2.7 m)^2 / 2] + [21.5 KN/m x (2.7 m)^2 / 6] = 55 KNm + 26.1 KNm = 81.1 KNm

V_{Ed} = (15.1 KN/m x 2.7 m) + (21.5 KN/m x 2.7 m / 2) = 40.8 KN + 29 KN = 69.8 KN

Verifica a flessione

Spessore della parete in c.a. = 25 cm
Considerando di armare la sezione con Φ16 mm / 15 cm contro terra e Φ12 mm / 15 cm antistanti e considerando di utilizzare calcestruzzo con classe di resistenza C28/35 si ottiene il seguente momento resistente:



Il calcolo è stato effettuato con il foglio di calcolo di comprovata validità VcaSLU del professor Gelfi.
M_{Rd} = 88.5 KNm > M_{Ed} = 81.1 KNm
Pertanto la parete laterale della vasca risulta verificata a flessione.

Verifica a taglio

Considerando la sezione come un elemento senza armature trasversali resistenti al taglio si ottiene:

$V_{Rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$

Con:

$d = 200$ mm $\quad k = 1 + (200/d)^{1/2} = 2 \quad \rho = 6\ \Phi 16$ mm / (100x20) cm^2 = 0.006

$f_{ck} = 28$ N/mm^2 $\quad \gamma_c = 1.5 \quad b_w = 1000$ mm $\quad \sigma_{cp} = 0$ (a favore di sicurezza)

$V_{Rd} = [0.15 \times 2 \times (100 \times 0.006 \times 28\ N/mm^2)^{1/3} / 1.5 + 0] \times 1000\ mm \times 200\ mm = 122.9\ KN > V_{Ed} = 69.8\ KN$

Pertanto la parete laterale della vasca risulta verificata a taglio.

Verifica a deformazione

Nella condizione di carico allo Stato Limite di Esercizio l'azione orizzontale sulla parete dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

$\sigma' (h=0) = 10.05\ KN/m^2$

$\sigma'' (h=2.7\ m) = 24.4\ KN/m^2$

$f = [1/8 \times q' \times l^4 / E \times J] + [1/30 \times q'' \times l^4 / E \times J]$

Con:

$q' = \sigma' = 10.05$ KN/m

$q'' = \sigma'' - \sigma' = 14.4$ KN/m

$E = 30000\ N/mm^2$

$J = b \times h^3 / 12 = 100\ cm \times 25^3\ cm / 12 = 130208\ cm^4$

$f = [1/8 \times 10\ KN/m \times (270\ cm)^4 / 30000\ N/mm^2 \times 130208\ cm^4] + [1/30 \times 14.4\ KN/m \times (270\ cm)^4 / 30000 N/mm^2 \times 130208\ cm^4]$

$f = 0.17\ cm + 0.07\ cm = 0.24\ cm = 1/2250$ della luce libera di inflessione $l_0 = 2 \times l = 540$ cm

Essendo la freccia inferiore ai limiti imposti dalla normativa tecnica vigente, la parete in c.a. risulta verificata a deformazione.

PARETE LATERALE IN C.A.

A favore di sicurezza, si considera un sovraccarico accidentale distribuito sulla superficie del terreno a monte della parete pari a:

$q = 2\ KN/m^2$

Si definisce di seguito l'azione orizzontale dovuta alla spinta del terreno.

$\sigma'\ (h=0) = (q + \gamma h) \times K_a \times \cos\delta = (2\ KN/m^2 + 0) \times 0.297 \times \cos 20° = 0.6\ KN/m^2$

$\sigma''\ (h=2.7\ m) = (q + \gamma h) \times K_a \times \cos\delta = [2\ KN/m^2 + (19\ KN/m^3 \times 2.7\ m)] \times 0.297 \times \cos 20° = 14.9\ KN/m^2$

Nella condizione di carico più gravosa, ovvero quella allo Stato Limite Ultimo, si ottiene:

$\sigma'\ (h=0) = 0.6\ KN/m^2 \times 1.5 = 0.9\ KN/m^2$

$\sigma''\ (h=2.7\ m) = 14.9\ KN/m^2 \times 1.5 = 22.4\ KN/m^2$

Considerando una porzione di parete di lunghezza unitaria pari ad 1 m si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$M_{Ed} = (q' \times l^2 / 2) + (q'' \times l^2 / 6)$

$V_{Ed} = (q' \times l) + (q'' \times l / 2)$

Con:

$q' = 0.9\ KN/m$

$q'' = 22.4\ KN/m - 0.9\ KN/m = 21.5\ KN/m$

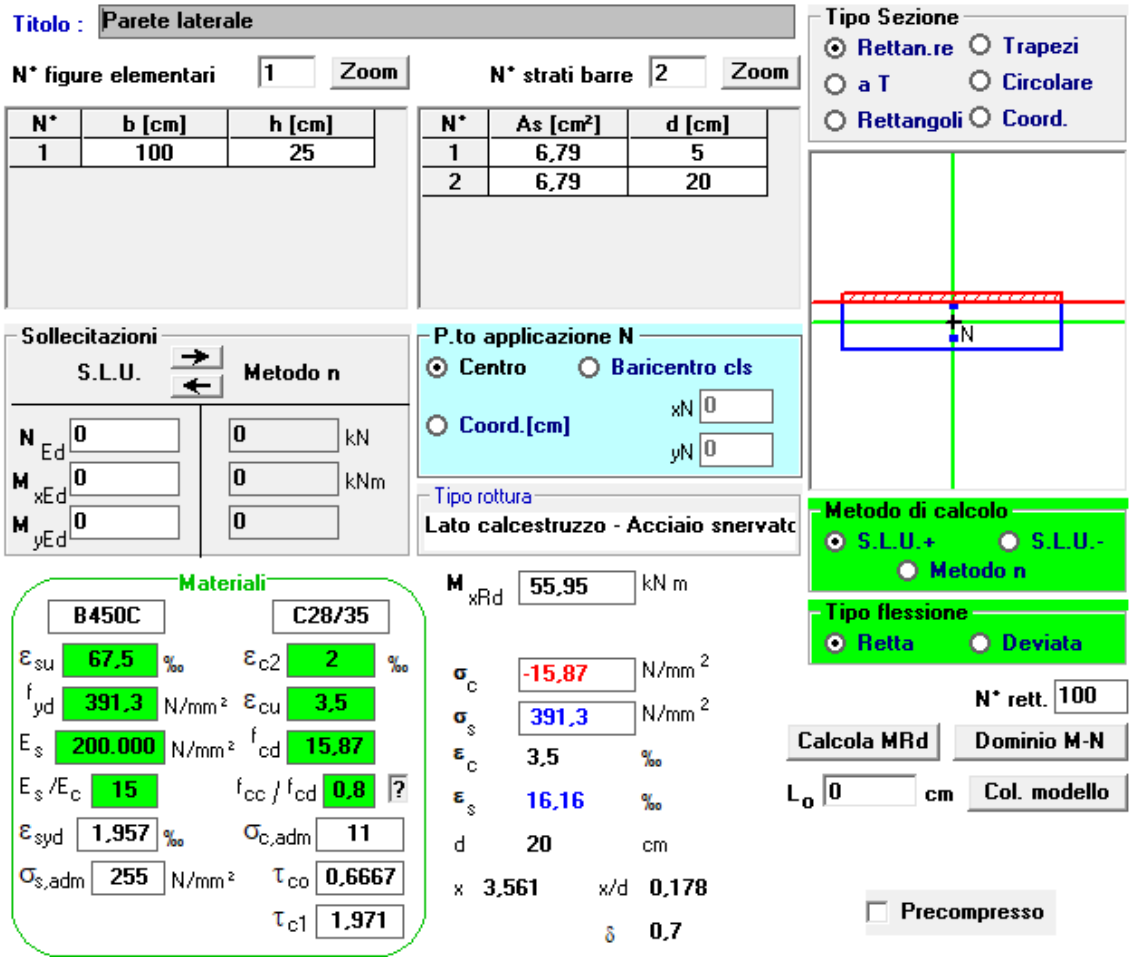
Da cui:

$M_{Ed} = [0.9\ KN/m \times (2.7\ m)^2 / 2] + [21.5\ KN/m \times (2.7\ m)^2 / 6] = 3.3\ KNm + 26.1\ KNm = 29.4\ KNm$

$V_{Ed} = (0.9\ KN/m \times 2.7\ m) + (21.5\ KN/m \times 2.7\ m / 2) = 2.5\ KN + 29\ KN = 31.5\ KN$

Verifica a flessione

Spessore della parete in c.a. = 25 cm
Considerando di armare la sezione con (1+1) Φ12 mm / 15 cm e considerando di utilizzare calcestruzzo con classe di resistenza C28/35 si ottiene il seguente momento resistente:



Il calcolo è stato effettuato con il foglio di calcolo di comprovata validità VcaSLU del professor Gelfi.

M_{Rd} = 55.95 KNm > M_{Ed} = 29.4 KNm

Pertanto la parete laterale della vasca risulta verificata a flessione.

Verifica a taglio

Considerando la sezione come un elemento senza armature trasversali resistenti al taglio si ottiene:

$V_{Rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$

Con:

$d = 200$ mm $\quad k = 1 + (200/d)^{1/2} = 2 \quad \rho = 6\ \Phi 12$ mm / (100x20) cm^2 $= 0.0034$

$f_{ck} = 28$ N/mm^2 $\quad \gamma_c = 1.5 \quad b_w = 1000$ mm $\quad \sigma_{cp} = 0$ (a favore di sicurezza)

$V_{Rd} = [0.15 \times 2 \times (100 \times 0.0034 \times 28\ N/mm^2)^{1/3} / 1.5 + 0] \times 1000\ mm \times 200\ mm = 101.7\ KN > V_{Ed} = 31.5\ KN$

Pertanto la parete laterale della vasca risulta verificata a taglio.

Verifica a deformazione

Nella condizione di carico allo Stato Limite di Esercizio l'azione orizzontale sulla parete dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

σ' (h=0) = 0.6 KN/m^2

σ'' (h=2.7 m) = 14.9 KN/m^2

$f = [1/8 \times q' \times l^4 / E \times J] + [1/30 \times q'' \times l^4 / E \times J]$

Con:

$q' = \sigma' = 0.6$ KN/m

$q'' = \sigma'' - \sigma' = 14.3$ KN/m

E = 30000 N/mm^2

$J = b \times h^3 / 12 = 100$ cm $\times 25^3$ cm / 12 = 130208 cm^4

$f = [1/8 \times 0.6$ KN/m $\times (270$ cm$)^4 / 30000$ N/mm$^2 \times 130208$ cm$^4] + [1/30 \times 14.3$ KN/m $\times (270$ cm$)^4 / 30000$N/mm$^2 \times 130208$ cm$^4]$

f = 0.01 cm + 0.065 cm = 0.075 cm = 1/7200 della luce libera di inflessione $l_0 = 2 \times$ l = 540 cm

Essendo la freccia inferiore ai limiti imposti dalla normativa tecnica vigente, la parete in c.a. risulta verificata a deformazione.

PLATEA DI FONDAZIONE IN C.A.

Dalle verifiche geotecniche, la massima azione di pressione sul terreno sottostante la fondazione, dovuta alla combinazione allo Stato Limite Ultimo A1+M1+R3, risulta pari a:

$q = 34\ KN/m^2$

Considerano una porzione di platea di larghezza unitaria pari ad 1 m si ottengono le seguenti sollecitazioni:

lunghezza libera platea = 265 cm

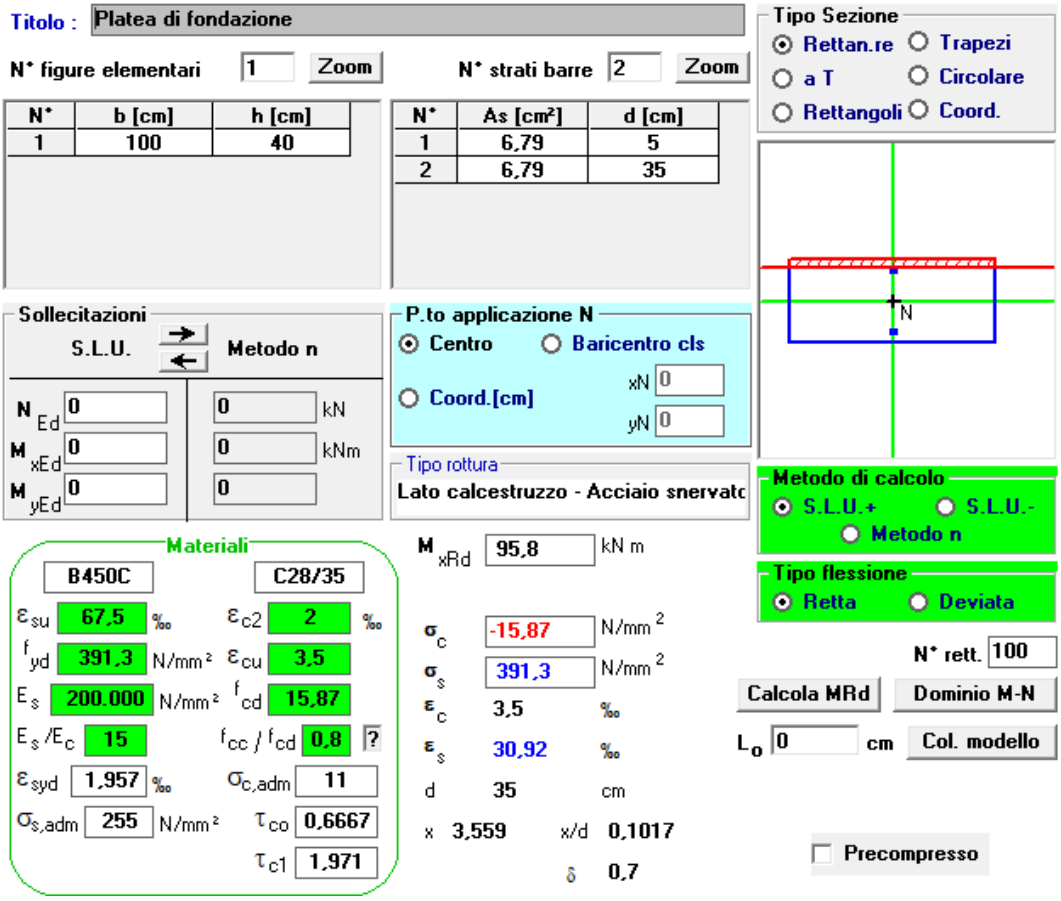
$M_{Ed} = q \times l^2 / 8 = 34\ KN/m \times (2.65\ m)^2 / 8 = 30\ KNm$

$V_{Ed} = q \times l / 2 = 34\ KN/m \times 2.65\ m / 2 = 45\ KN$

Verifica a flessione

Spessore della platea in c.a. = 40 cm

Considerando di armare la sezione con (1+1) Φ12 mm / 15 cm e considerando di utilizzare calcestruzzo con classe di resistenza C28/35 si ottiene il seguente momento resistente:



Il calcolo è stato effettuato con il foglio di calcolo di comprovata validità VcaSLU del professor Gelfi.
M_{Rd} = 95.8 KNm > M_{Ed} = 30 KNm

Pertanto la platea di fondazione della vasca risulta verificata a flessione.

Verifica a taglio

Considerando la sezione come un elemento senza armature trasversali resistenti al taglio si ottiene:
$V_{Rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$

Con:

d = 350 mm k = 1 + $(200/d)^{1/2}$ = 1.76 ρ = 6 Φ12 mm / (100x35) cm^2 = 0.0019

f_{ck} = 28 N/mm^2 γ_c = 1.5 b_w = 1000 mm σ_{cp} = 0 (a favore di sicurezza)

V_{Rd} = [0.15 x 1.76 x (100 x 0.0019 x 28 N/mm^2)$^{1/3}$ / 1.5 + 0] x 1000 mm x 350 mm = 129 KN

V_{Rd} = 129 KN > V_{Ed} = 45 KN

Pertanto, la platea di fondazione della vasca risulta verificata a taglio.

Verifica a deformazione

f = [5/384 x q x l^4 / E x J]

Con:

E = 30000 N/mm^2

J = b x h^3 / 12 = 100 cm x 35^3 cm / 12 = 357292 cm^4

f = [5/384 x 34 KN/m x (265 cm)^4 / 30000 N/mm^2 x 357292 cm^4] = 0.02 cm

f = 1/13250 della luce libera di inflessione l_0 = 265 cm

Essendo la freccia inferiore ai limiti imposti dalla normativa tecnica vigente, la parete in c.a. risulta verificata a deformazione.